Integral
lorada
INGENIEROS CONSULTORES
gramalote
Colombia

GEOTECNIA

TABLA DE CONTENIDO

5 CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA DE INFLUENCIA 1
5.1 MEDIO ABIÓTICO 1
5.1.7 GEOTECNIA 1
5.1.7.1 Contexto geológico y geotécnico del proyecto 2
5.1.7.2 Zonificación de sitios inestables y proceso de remoción en masa 4
5.1.7.2.1 Parámetros 4
5.1.7.2.2 Resultados de la calificación geotécnica 12
5.1.7.3 Procesos morfodinámicos 14
5.1.7.3.1 Movimientos en masa 14
5.1.7.3.2 Cicatriz de deslizamiento 15
5.1.7.3.3 Terraceo por sobrepastoreo 16
5.1.7.3.4 Erosión Laminar 17
5.1.7.3.5 Erosión en surcos 18
5.1.7.3.6 Erosión en cárcavas 19
5.1.7.3.7 Socavación de orillas 20
5.1.7.3.8 Áreas de sedimentación activa 20
5.1.7.3.9 Áreas de erosión antrópica 21
5.1.7.4 Amenaza sísmica 24
5.1.7.4.1 Contexto sismo-tectónico 25
5.1.7.4.2 Fuentes sísmicas consideradas 26
5.1.7.4.3 Sismicidad histórica 30
5.1.7.4.4 Sismicidad instrumental 31
5.1.7.4.5 Nivel de amenaza del sitio de interés 32
5.1.7.5 Exploración geotécnica 35
5.1.7.5.1 Presa sedimentador La Colorada 40
5.1.7.5.2 Vías o Accesos 57
5.1.7.5.3 Plataforma Principal 105
5.1.7.5.4 Plataformas menores 128
5.1.7.5.5 Depósitos de materiales sobrantes ZODME 144
5.1.7.5.6 Depósitos de Estériles y sedimentadores asociados 170
5.1.7.5.7 Tajo Abierto 188
5.1.7.5.8 Horizontes de meteorización y depósitos cuaternarios 205

5.1.7.5.9 Análisis de la base de datos general 209
5.1.7.6 Análisis de estabilidad de taludes 246
5.1.7.6.1 Metodología para el cálculo de factores de seguridad y otros análisis 246
5.1.7.6.2 Criterios de Desempeño 251
5.1.7.6.3 Metodología para la caracterización del nivel freático en taludes de corte y lleno de vías, plataformas, depósitos ZODME y sedimentador La Colorada 260
5.1.7.6.4 Presa del sedimentador La Colorada 268
5.1.7.6.5 Vías o accesos 301
5.1.7.6.6 Plataforma Principal 373
5.1.7.6.7 Plataformas menores 388
5.1.7.6.8 Depósitos de materiales sobrantes ZODME 409
5.1.7.6.9 Depósitos de Estériles 444
5.1.7.6.10 Tajo Abierto 482
5.1.7.6.11 Conclusiones y recomendaciones 510
5.1.7.7 Geotecnia de Fundaciones 517
5.1.7.7.1 Metodología para el análisis de fundaciones 519
5.1.7.7.2 Criterios de desempeño 520
5.1.7.7.3 Vertedero La Colorada 520
5.1.7.7.4 Plataforma Principal 523
5.1.7.7.5 Depósitos 530
5.1.7.7.6 Conclusiones y recomendaciones 532

LISTA DE TABLAS

Tabla 5.1.7.1 Resumen de las unidades geológicas locales presentes en el proyecto2

Tabla 5.1.7.2Categoría de estabilidad geotécnica – CE..... 4

Tabla 5.1.7.3 Calificaciones del parámetro M en el área de influencia abiótica del proyecto..... 6

Tabla 5.1.7.4 Valores de R en función de la pendiente y la forma del perfil de la ladera..... 6

Tabla 5.1.7.5 Valores del parámetro D – Pendiente y densidad de drenaje..... 8

Tabla 5.1.7.6Valores del parámetro V – Vegetación..... 8

Tabla 5.1.7.7 Homologación coberturas vegetales vs Corine Land Cover (Parámetro V)..... 9

Tabla 5.1.7.8Valores del parámetro erosión – E..... 9

Tabla 5.1.7.9Valores del parámetro clima – C..... 10

Tabla 5.1.7.10 Valores parámetros de sismicidad – S..... 10

Tabla 5.1.7.11 Valores de susceptibilidad del parámetro Efectos Antrópicos..... 12

Tabla 5.1.7.12Resultados de la zonificación geotécnica (CE) para el área abiótica del proyecto..... 13

Tabla 5.1.7.13 Características del modelo de fuente sísmica de las fallas activas mapeadas en un radio de 200 km desde la mina Gramalote..... 28

Tabla 5.1.7.14 Características de los eventos sísmicos históricos fuera del área interés..... 30

Tabla 5.1.7.15 UHRS (5% de amortiguamiento) para las Probabilidades Anuales de Excedencia (PAE) seleccionadas en el sitio del proyecto Gramalote. El valor de Vs30 (1) usado es de 800 m/s..... 34

Tabla 5.1.7.16 Valores de aceleración para algunos periodos espectrales (PGA, 0,2 y 1,0 s) asociados a un periodo de retorno de 475 años de varios estudios para el sitio de la mina Gramalote..... 34

Tabla 5.1.7.17 Relación de anexos por zonas de diseño..... 36

Tabla 5.1.7.18 Exploraciones efectuadas campaña 2021 en la zona del Sedimentador La Colorada..... 43

Tabla 5.1.7.19 Exploraciones efectuadas campaña 2024 en la zona del Sedimentador La Colorada..... 43

Tabla 5.1.7.20 Información general de las líneas geofísicas en la zona del sedimentador La Colorada (Coordenadas Origen Único Nacional – CTM12).. 45

Tabla 5.1.7.21 Información general de las líneas geofísicas en la zona del sedimentador La Colorada (Coordenadas equivalentes en el sistema UTM-Z18N)..... 45

Tabla 5.1.7.22 Clasificación del perfil del suelo según NSR 10 45
Tabla 5.1.7.23 Resumen de resultados de la humedad, límites y clasificación en los suelos de la zona de la presa del sedimentador La Colorada 46
Tabla 5.1.7.24 Resumen de resultados de peso unitario en los suelos de la zona de la presa del sedimentador La Colorada 47
Tabla 5.1.7.25 Resumen de resultados cohesión y ángulo de fricción para la zona de la presa del sedimentador La Colorada 47
Tabla 5.1.7.26 Resumen de resultados de consolidación unidimensional en suelos para la zona de la presa del sedimentador La Colorada 48
Tabla 5.1.7.27 Resumen de resultados Resistencia máxima a la compresión para la zona de la presa del sedimentador La Colorada 48
Tabla 5.1.7.28 Resumen de resultados gravedad específica para la zona de la presa del sedimentador La Colorada 48
Tabla 5.1.7.29 Resumen de resultados de peso unitario en roca para la zona de la presa del sedimentador La Colorada 50
Tabla 5.1.7.30 Resumen de resultados resistencia a la compresión simple y módulos (elasticidad y Poisson) para la zona de la presa del sedimentador La Colorada 50
Tabla 5.1.7.31 Resultados de ensayos de carga puntual en la zona de la presa del sedimentador La Colorada 50
Tabla 5.1.7.32 Vías planteadas dentro de las etapas del desarrollo de la mina 58
Tabla 5.1.7.33 Exploración efectuada por Golder Associate para el sistema vial, año 2020 59
Tabla 5.1.7.34 Exploración efectuada por Integral para el sistema vial, año 2021 .. 60
Tabla 5.1.7.35 Exploración efectuada por Integral para el sistema vial, año 2024-2025 62
Tabla 5.1.7.36 Exploración efectuada por Tierra Group en el 2024-2025 63
Tabla 5.1.7.37 Información general de las líneas geofísicas en la zona de las vías proyectadas (Coordenadas Origen Único Nacional – CTM12). 65
Tabla 5.1.7.38 Información general de las líneas geofísicas en la zona de las vías proyectadas (Coordenadas equivalentes en el sistema UTM-Z18N). 65
Tabla 5.1.7.39 Clasificación del perfil del suelo según NSR 10 66
Tabla 5.1.7.40 Resumen de resultados de la humedad, límites y clasificación en los suelos de la zona de influencia e intervención del sistema vial 68
Tabla 5.1.7.41 Resumen de resultados de peso unitario en los suelos de la zona de influencia e intervención del sistema vial 87
Tabla 5.1.7.42 Resumen de resultados cohesión y ángulo de fricción para la zona de influencia e intervención del sistema vial 91

Tabla 5.1.7.43 Resumen de resultados de consolidación unidimensional en suelos de la zona de influencia e intervención del sistema vial 93
Tabla 5.1.7.44 Resumen de resultados resistencia máxima a la compresión de la zona de influencia e intervención del sistema vial 94
Tabla 5.1.7.45 Resumen de resultados de potencial de colapso de la zona de influencia e intervención del sistema vial..... 95
Tabla 5.1.7.46 Resumen de resultados gravedad específica de la zona de influencia e intervención del sistema vial 95
Tabla 5.1.7.47 Resumen de resultados de peso unitario en roca para la zona de influencia e intervención del sistema vial..... 98
Tabla 5.1.7.48 Resumen de resultados resistencia a la compresión simple y módulos (elasticidad y Poisson) para la zona de influencia e intervención del sistema vial 99
Tabla 5.1.7.49 Resultados de ensayo triaxial en roca 100
Tabla 5.1.7.50 Resultados de ensayo de carga puntual..... 101
Tabla 5.1.7.51 Perforaciones usadas para la caracterización del subsuelo en la zona de la Planta Principal, campaña realizada desde diciembre de 2024 a febrero 2025..... 106
Tabla 5.1.7.52 Perforaciones a percusión adicionales usadas para la caracterización del subsuelo en la zona de la Planta Principal, campañas realizadas entre los años 2020 a 2023 107
Tabla 5.1.7.53 Información general de las líneas geofísicas en la zona de la Planta Principal (Coordenadas Origen Único Nacional – CTM12)..... 108
Tabla 5.1.7.54 Información general de las líneas geofísicas en la zona de la Planta Principal (Coordenadas equivalentes en el sistema UTM-Z18N)..... 109
Tabla 5.1.7.55 Clasificación del perfil del suelo según NSR 10..... 109
Tabla 5.1.7.56 Resumen de resultados de la humedad, límites y clasificación en los suelos de la zona de la Planta Principal 110
Tabla 5.1.7.57 Resumen de resultados de peso unitario en los suelos de la zona de la Planta Principal 115
Tabla 5.1.7.58 Resumen de resultados cohesión y ángulo de fricción para la zona de la Planta Principal 115
Tabla 5.1.7.59 Resumen de resultados de consolidación unidimensional en suelos para la zona de la Planta Principal 117
Tabla 5.1.7.60 Resumen de resultados Resistencia máxima a la compresión para la zona de la Planta Principal..... 117
Tabla 5.1.7.61 Resumen de resultados Potencial de colapso en suelo..... 118
Tabla 5.1.7.62 Resumen de resultados gravedad específica para la zona de la Planta Principal 118

Tabla 5.1.7.63 Resumen de resultados de peso unitario en roca para la zona de la Planta Principal 120
Tabla 5.1.7.64 Resumen de resultados Resistencia a la compresión simple y módulos (elasticidad y Poisson) para la zona de la Planta Principal 120
Tabla 5.1.7.65 Resultados de ensayo triaxial en roca 122
Tabla 5.1.7.66 Resultados de ensayo de carga puntual..... 123
Tabla 5.1.7.67 Área superficial de las plataformas analizadas..... 129
Tabla 5.1.7.68 Exploraciones efectuadas por Golder Associates..... 130
Tabla 5.1.7.69 Exploraciones efectuadas campaña 2021 130
Tabla 5.1.7.70 Exploraciones efectuadas campaña 2025 130
Tabla 5.1.7.71 Información general de las líneas geofísicas en la zona de plataformas menores (Coordenadas Origen Único Nacional - CTM12)..... 132
Tabla 5.1.7.72 Información general de las líneas geofísicas en la zona de plataformas menores (Coordenadas equivalentes en el sistema UTM-Z18N) 132
Tabla 5.1.7.73 Clasificación del perfil del suelo según NSR 10..... 133
Tabla 5.1.7.74 Resumen de resultados de la humedad, límites y clasificación en los suelos de la zona de las Plataformas Menores 134
Tabla 5.1.7.75 Resumen de resultados de peso unitario en los suelos de la zona de las Plataformas Menores..... 137
Tabla 5.1.7.76 Resumen de resultados cohesión y ángulo de fricción para la zona de las Plataformas Menores..... 137
Tabla 5.1.7.77 Resumen de resultados de consolidación unidimensional en suelos para la zona de la Plataformas Menores 138
Tabla 5.1.7.78 Resumen de resultados Resistencia máxima a la compresión para la zona de las Plataformas Menores 139
Tabla 5.1.7.79 Resumen de resultados Gravedad específica para la zona de las Plataformas Menores 139
Tabla 5.1.7.80 Resumen de resultados de peso unitario en roca para la zona de las Plataformas Menores 140
Tabla 5.1.7.81 Resumen de resultados Resistencia a la compresión simple y módulos (elasticidad y Poisson) para la zona de las Plataformas Menores... 140
Tabla 5.1.7.82 Resumen de resultados de carga puntual en la zona de las plataformas menores 140
Tabla 5.1.7.83 Volumen y área de intervención para cada depósito 144
Tabla 5.1.7.84 Exploraciones efectuadas campaña 2013 146
Tabla 5.1.7.85 Exploraciones efectuadas campaña 2020 146
Tabla 5.1.7.86 Exploraciones efectuadas campaña 2021 146

Tabla 5.1.7.87 Información general de las dos líneas geofísicas en los depósitos (Coordenadas Origen Único Nacional - CTM12) 149
Tabla 5.1.7.88 Información general de las dos líneas geofísicas en los depósitos (coordenadas equivalentes en el sistema UTM-Z18N) 149
Tabla 5.1.7.89 Clasificación del perfil del suelo según NSR 10 150
Tabla 5.1.7.90 Resumen de resultados de la humedad, límites y clasificación en los suelos de las zonas de depósitos 151
Tabla 5.1.7.91 Resumen de resultados de peso unitario en los suelos en las zonas de depósitos 158
Tabla 5.1.7.92 Resumen de resultados de cohesión y ángulo de fricción en las zonas de depósitos 159
Tabla 5.1.7.93 Resumen de resultados de consolidación unidimensional en suelos en las zonas de depósitos 160
Tabla 5.1.7.94 Resumen de resultados de compresión inconfinada en suelos en las zonas de depósitos 160
Tabla 5.1.7.95 Resumen de resultados Gravedad específica para la zona de los depósitos 161
Tabla 5.1.7.96 Resumen de resultados de peso unitario en roca en las zonas de depósitos 162
Tabla 5.1.7.97 Resumen de resultados de compresión inconfinada en roca en las zonas de depósitos 162
Tabla 5.1.7.98 Resumen de resultados de carga puntual en las zonas de depósitos162
Tabla 5.1.7.99 Exploraciones efectuadas en la zona del Valle El Balsal-perforaciones 172
Tabla 5.1.7.100 Exploraciones efectuadas en la zona del Valle El Balsal-calicatas172
Tabla 5.1.7.101 Información general de las líneas geofísicas en la zona del Valle El Balsal (Coordenadas Origen Único Nacional – CTM12) 174
Tabla 5.1.7.102 Información general de las líneas geofísicas en la zona del Valle el Balsal (Coordenadas equivalentes en el sistema UTM-Z18N) 174
Tabla 5.1.7.103 Clasificación del perfil del suelo según NSR 10 175
Tabla 5.1.7.104 Resumen de resultados de la humedad, límites y clasificación en los suelos de la zona del Valle El Balsal 176
Tabla 5.1.7.105 Resumen de resultados de peso unitario en los suelos de la zona de la presa del Valle El Balsal 178
Tabla 5.1.7.106 Resumen de resultados cohesión y ángulo de fricción para la zona de la presa del Valle El Balsal 179
Tabla 5.1.7.107 Resumen de resultados gravedad específica para la zona del Valle El Balsal 179

Tabla 5.1.7.108 Resumen de resultados de peso unitario en roca para la zona del Valle El Balsal 180
Tabla 5.1.7.109 Resumen de resultados resistencia a la compresión simple y módulos (elasticidad y Poisson) para la zona de la presa del Valle El Balsal 180
Tabla 5.1.7.110 Total de metros de información goetécnico disponible 189
Tabla 5.1.7.111 Parámetros geotécnicos incluidos en la geodatabase 191
Tabla 5.1.7.112. Número de ensayos por unidad geotécnica en la mina Gramalote196
Tabla 5.1.7.113. Número de ensayos por unidad geotécnica en la mina Gramalote197
Tabla 5.1.7.114. Escala de calificación de variabilidad de los datos 198
Tabla 5.1.7.115. Propiedades del macizo rocoso de las UGB definidas para la mina Gramalote 199
Tabla 5.1.7.116. Propiedades de resistencia al corte de estructuras menores y fallas principales..... 200
Tabla 5.1.7.117 Perfil de meteorización típico de las granodioritas del Batolito Antioqueño para la zona de la Planta Principal 206
Tabla 5.1.7.118 Valores mínimo, máximo y cuantiles del GSI para los horizontes de meteorización..... 231
Tabla 5.1.7.119. Propiedades del macizo rocoso de las Unidades Geotécnicas de Base (UGB) definidas para la Mina Gramalote..... 233
Tabla 5.1.7.120 Estadísticas del RMR de acuerdo con diferentes niveles de meteorización de la fundación (GOLDER,2021A) 235
Tabla 5.1.7.121 Resumen de resultados de ensayos triaxiales para roca..... 235
Tabla 5.1.7.122 Parámetros de Hoek-Brown del lecho rocoso..... 239
Tabla 5.1.7.123 Parámetros de diseño en materiales tipo suelo 239
Tabla 5.1.7.124 Parámetros para análisis de consolidación..... 241
Tabla 5.1.7.125 Parámetros de diseño para macizo rocoso..... 241
Tabla 5.1.7.126 Parámetros de material seleccionado para llenos viales 242
Tabla 5.1.7.127 Parámetros de material seleccionado para lleno en vías Mineras 242
Tabla 5.1.7.128 Parámetros de material seleccionado para Enrocados..... 242
Tabla 5.1.7.129 Parámetros de diseño en materiales tipo suelo 244
Tabla 5.1.7.130 Resumen de los resultados de ensayos de permeabilidad. 245
Tabla 5.1.7.131 Familias de discontinuidades identificadas para los análisis de cuñas de la Vía San Antonio (Operaciones) y la vía Presa de Colas Norte... 250
Tabla 5.1.7.132 Factores de seguridad objetivo para los análisis de estabilidad de taludes en vías, plataformas y ZODME 253
Tabla 5.1.7.133 Resumen de periodos de retorno y valores de coeficiente sísmico horizontal para análisis seudo estático – La Colorada..... 254

Tabla 5.1.7.134 Factores de seguridad objetivo para la estabilidad de taludes en evaluación estática (traducción no oficial al español) – La Colorada 254
Tabla 5.1.7.135 Factores de seguridad objetivo para la estabilidad de taludes en evaluación suedoestática (traducción libre al inglés) – La Colorada 255
Tabla 5.1.7.136 Tipología y clasificación de vías 255
Tabla 5.1.7.137 Factores de seguridad objetivo para los análisis de estabilidad de taludes en vías 257
Tabla 5.1.7.138 Factores de seguridad objetivo para los análisis de fundaciones 257
Tabla 5.1.7.139 Factores de seguridad mínimo requeridos para los depósitos San Antonio y el Balsal de acuerdo con (Hawley & Cunning, 2017) 258
Tabla 5.1.7.140 Factores de seguridad mínimo requeridos para las presas de los sedimentadores El Banco y San Antonio (Hawley & Cunning, 2017) 258
Tabla 5.1.7.141 Clasificación de los depósitos de estériles San Antonio y El Balsal258
Tabla 5.1.7.142 Clasificación de los depósitos de estériles San Antonio y El Balsal259
Tabla 5.1.7.143 Estaciones hidrometereológicas cercanas al área de influencia .. 261
Tabla 5.1.7.144 Intensidades de la estación San Roque 263
Tabla 5.1.7.145 Datos de niveles freáticos en la zona del sedimentador La Colorada274
Tabla 5.1.7.146 Estimación del incremento del nivel freático por efecto de la precipitación con periodo de retorno de 20 años 275
Tabla 5.1.7.147 Resumen de resultados de los factores de seguridad obtenidos en los diferentes escenarios de análisis de la presa del sedimentador La Colorada280
Tabla 5.1.7.148 Etapa 1 de construcción – Resumen de resultados de los factores de seguridad obtenidos para los taludes de corte en los estribos de la presa del sedimentador La Colorada 286
Tabla 5.1.7.149 Etapa 2 de construcción – Resumen de resultados de los factores de seguridad obtenidos para los taludes de corte en los estribos de la presa del sedimentador La Colorada 286
Tabla 5.1.7.150 Tratamientos recomendados para la estabilidad de la Presa del Sedimentador La Colorada y sus estribos de cierre 298
Tabla 5.1.7.151 Datos de niveles freáticos asociados a las vías 301
Tabla 5.1.7.152 Estimación del incremento del nivel freático por efecto de la precipitación con periodo de retorno de 20 años 303
Tabla 5.1.7.153 Tratamientos genéricos recomendados para la estabilidad de las vías permanentes 305
Tabla 5.1.7.154 Tratamientos genéricos recomendados para la estabilidad de las vías temporales (soluciones a nivel de factibilidad) 306
Tabla 5.1.7.155 Factores de seguridad para las secciones de análisis en la Vía Mineras San Antonio (Operaciones) 309

Tabla 5.1.7.156 Factores de seguridad para las secciones de análisis Vía Presas Colas Sur 311
Tabla 5.1.7.157 Factores de seguridad para las secciones de análisis Vía de Acceso Estación Terminal 312
Tabla 5.1.7.158 Factores de seguridad para las secciones de análisis Vía Depósito E 313
Tabla 5.1.7.159 Factores de seguridad para las secciones de análisis Vía Bocatoma314
Tabla 5.1.7.160 Factores de seguridad para las secciones de análisis Vía Minera ROM 316
Tabla 5.1.7.161 Factores de seguridad para las secciones de análisis Vía Acceso El Torito..... 318
Tabla 5.1.7.162 Factores de seguridad para las secciones de análisis Vía Presas Colas Norte 318
Tabla 5.1.7.163 Factores de seguridad para las secciones de análisis Vía Sustitutiva Cristales 321
Tabla 5.1.7.164 Factores de seguridad para las secciones de análisis Vía Plataforma Ciclones 324
Tabla 5.1.7.165 Sectores de análisis para evaluación de cuñas potenciales en Vía Minera San Antonio (Operaciones) 324
Tabla 5.1.7.166 Sectores de análisis para evaluación de cuñas potenciales en Vía Presa de Colas Norte 326
Tabla 5.1.7.167 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Acceso Principal – Margen Izquierda 328
Tabla 5.1.7.168 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Acceso Principal – Margen Derecha 328
Tabla 5.1.7.169 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Minera San Antonio (Operaciones) – Margen izquierda 329
Tabla 5.1.7.170 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía San Antonio (Operaciones) – Margen derecha..... 329
Tabla 5.1.7.171 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Filtración – Margen Izquierda 331
Tabla 5.1.7.172 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Filtración – Margen Derecha 332
Tabla 5.1.7.173 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Presas Colas Sur – Margen Izquierda 332
Tabla 5.1.7.174 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Presas Colas Sur – Margen Derecha 333
Tabla 5.1.7.175 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Decantación – Margen Izquierda 337

Tabla 5.1.7.176 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Decantación – Margen Derecha 337
Tabla 5.1.7.177 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Acceso este a Estación Terminal – Margen Izquierda 338
Tabla 5.1.7.178 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Acceso este a Estación Terminal – Margen Derecha 338
Tabla 5.1.7.179 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Plataforma Ciclones – Margen Izquierda 340
Tabla 5.1.7.180 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Plataforma Ciclones – Margen Derecha 340
Tabla 5.1.7.181 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Depósito E 341
Tabla 5.1.7.182 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Bocatoma – Margen Izquierda 343
Tabla 5.1.7.183 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Bocatoma – Margen Izquierda 346
Tabla 5.1.7.184 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Depósito K – Margen Izquierda 347
Tabla 5.1.7.185 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Depósito K – Margen Derecha 347
Tabla 5.1.7.186 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Minera ROM – Margen Izquierda 348
Tabla 5.1.7.187 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Minera ROM – Margen Derecha 348
Tabla 5.1.7.188 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Acceso El Torito – Margen Izquierda 349
Tabla 5.1.7.189 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Acceso El Torito – Margen Derecha 350
Tabla 5.1.7.190 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Presas Colas Norte – Margen Izquierda 351
Tabla 5.1.7.191 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Presas Colas Norte – Margen Derecha 355
Tabla 5.1.7.192 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Carriles Cambio de Velocidad – Margen Derecha 359
Tabla 5.1.7.193 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Sedimentador La Colorada – Margen Izquierda 359
Tabla 5.1.7.194 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Sedimentador La Colorada – Margen Derecha 360
Tabla 5.1.7.195 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Sedimentador San Antonio – Margen Izquierda 360

Tabla 5.1.7.196 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Sedimentador San Antonio – Margen Derecha 360
Tabla 5.1.7.197 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Sedimentador El Banco – Margen Izquierda 361
Tabla 5.1.7.198 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Sedimentador El Banco – Margen Derecha 361
Tabla 5.1.7.199 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía La Bateíta – Margen izquierda 361
Tabla 5.1.7.200 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía La Bateíta – Margen derecha 362
Tabla 5.1.7.201 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Depósito Torito – Margen Izquierda 362
Tabla 5.1.7.202 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Depósito Torito – Margen Derecha 362
Tabla 5.1.7.203 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Ciclones Baja – Margen Izquierda 363
Tabla 5.1.7.204 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Ciclones Baja – Margen Derecha 363
Tabla 5.1.7.205 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Balsal Existente – Margen Izquierda 364
Tabla 5.1.7.206 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Balsal Existente – Margen Derecha 364
Tabla 5.1.7.207 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Sustitutiva Cristales – Margen izquierda 365
Tabla 5.1.7.208 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Sustitutiva Cristales – Margen derecha 369
Tabla 5.1.7.209 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Cresta Sedimentador San Antonio – Margen Izquierda 369
Tabla 5.1.7.210 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Cresta Sedimentador San Antonio – Margen Derecha 370
Tabla 5.1.7.211 Resumen de sectorización de tratamientos – Vía Cresta Sedimentador El Banco – Márgenes Derecha e Izquierda 370
Tabla 5.1.7.212 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Acceso Palestina – Margen Derecha 371
Tabla 5.1.7.213 Resumen de sectorización de tratamientos – Vía Cantera – Márgenes Derecha e Izquierda 372
Tabla 5.1.7.214 Resumen de sectorización de tratamientos – Vía Plataforma Ciclones – Márgenes Derecha e Izquierda 372
Tabla 5.1.7.215 Datos de niveles freáticos en la zona de la Planta de Procesamiento. 373

Tabla 5.1.7.216 Estimación del incremento del nivel freático por efecto de la precipitación con periodo de retorno de 20 años 374
Tabla 5.1.7.217 Resumen de resultados de los factores de seguridad obtenidos para las secciones de análisis representativas de la Plataforma Principal 381
Tabla 5.1.7.218 Tratamientos recomendados para la estabilidad de la obra (soluciones a nivel de factibilidad) 384
Tabla 5.1.7.219 Especificaciones técnicas para geosintéticos 387
Tabla 5.1.7.220 Datos generales a todas las plataformas menores para la estimación del incremento del nivel freático por efecto de la precipitación con periodo de retorno de 20 años 388
Tabla 5.1.7.221 Estimación del incremento del nivel freático por efecto de la precipitación con periodo de retorno de 20 años para la zona correspondiente a cada plataforma menor. (P_f=Profundidad media del nivel freático, P_{f20}= Profundidad del Nivel freático asociado a Tr=20 años) 389
Tabla 5.1.7.222 Resumen de resultados de los factores de seguridad obtenidos para las secciones de análisis representativas 406
Tabla 5.1.7.223 Datos generales a todos los depósitos para la estimación del incremento del nivel freático por efecto de la precipitación con periodo de retorno de 20 años 410
Tabla 5.1.7.224 Estimación del incremento del nivel freático por efecto de la precipitación con periodo de retorno de 20 años para cada zona de depósito) (Pf=Profundidad media del nivel freático, Pf20= Profundidad del Nivel freático asociado a Tr=20 años) 411
Tabla 5.1.7.225 Resumen de resultados de los factores de seguridad obtenidos para las secciones de análisis representativas de los depósitos del proyecto Gramalote 439
Tabla 5.1.7.226 Sistema de clasificación de riesgo (Hawley & Cunning, 2017)..... 446
Tabla 5.1.7.227 Resumen de resultados de los factores de seguridad obtenidos para las obras temporales relacionadas con los depósitos de estériles 475
Tabla 5.1.7.228 Resumen de resultados de los factores de seguridad obtenidos para las obras permanentes para operación máxima y cierre, relacionadas con los depósitos de estériles 475
Tabla 5.1.7.229 Resumen de los tratamientos geotécnicos del depósito San Antonio para la etapa de operación y cierre 477
Tabla 5.1.7.230 Parámetros de diseño del depósito El Balsal para la etapa de operación y cierre 479
Tabla 5.1.7.231 Resumen de actividades de cierre final de los depósitos..... 480
Tabla 5.1.7.232 Resumen de contingencias propuestas para las actividades del cierre final del depósito San Antonio y El Balsal 481
Tabla 5.1.7.233. Criterios de aceptabilidad recomendados para el tajo abierto Gramalote 484

Tabla 5.1.7.234. Resultados del análisis de diseño banco-berma para la etapa 01 del tajo abierto Gramalote. 492
Tabla 5.1.7.235. Resultados del análisis de diseño banco-berma para el tajo final del tajo abierto Gramalote. 493
Tabla 5.1.7.236. Resultados del análisis de diseño banco-berma para el tajo final del tajo abierto Gramalote (Continuación) 494
Tabla 5.1.7.237. Coeficientes horizontales pseudoestáticos de diseño para el tajo abierto Gramalote 501
Tabla 5.1.7.238. Resumen de resultados de análisis de equilibrio límite para el tajo abierto Gramalote 502
Tabla 5.1.7.239. Tabla resumen con los principales sets que controlan la probabilidad de ocurrencia del fallamiento tipo toppling para el Dominio 1 (Fase01) 505
Tabla 5.1.7.240. Tabla resumen con los principales sets que controlan la probabilidad de ocurrencia del fallamiento tipo *toppling* para el Dominio 2 (Fase01). 506
Tabla 5.1.7.241. Tabla resumen con los principales sets que controlan la probabilidad de ocurrencia del fallamiento tipo *toppling* para el Dominio Estructural 1 (Pit Final). 507
Tabla 5.1.7.242. Tabla resumen con los principales sets que controlan la probabilidad de ocurrencia del fallamiento tipo *toppling* para el Dominio 2 (Pit Final). 509
Tabla 5.1.7.243 Cohesión y Fricción Equivalente promedio de horizontes tipo III y II para verificación de asentamientos en cimentaciones superficiales 519
Tabla 5.1.7.244 Factores de seguridad objetivo para análisis de fundaciones 520
Tabla 5.1.7.245 Solicitación estructural vertedero de excesos sedimentador La Colorada 520
Tabla 5.1.7.246 Asentamientos cimentaciones superficiales 522
Tabla 5.1.7.247 Cargas preliminares para el diseño a nivel de factibilidad de fundaciones 523
Tabla 5.1.7.248 Asentamientos cimentaciones superficiales - CIP Tanks 527
Tabla 5.1.7.249 Asentamientos cimentaciones profundas - CIP Tanks 529

LISTA DE FIGURAS

Figura 5.1.7.1 Valores de calificación para el parámetro M (En el recuadro rojo se presentan los pesos asignados a los materiales del área de estudio) 5
Figura 5.1.7.2 Clases del terreno de acuerdo con el perfil de las superficies (índice de curvatura: Cóncavo, rectilíneo y convexo) y las pendientes 7
Figura 5.1.7.3 Efectos de la acción del hombre en la producción de deslizamientos11
Figura 5.1.7.4 Zonificación geotécnica para el área de influencia abiótica del proyecto 13
Figura 5.1.7.5 Deslizamiento activo en las inmediaciones de la quebrada Guacas, margen derecha (Imagen satelital del año 2023) 15
Figura 5.1.7.6 Cicatriz de deslizamiento en las inmediaciones del río Nus. Margen izquierda (Imagen satelital del año 2023)..... 16
Figura 5.1.7.7 Erosión laminar en la vereda La María (Imagen satelital del año 2023)18
Figura 5.1.7.8 Surco en las inmediaciones de la quebrada La Palestina..... 19
Figura 5.1.7.9Sedimentación activa en el río Nus 21
Figura 5.1.7.10 Erosión antrópica en la vereda Guacas..... 22
Figura 5.1.7.11 Procesos morfodinámicos año 2018 22
Figura 5.1.7.12 Procesos morfodinámicos año 2021 23
Figura 5.1.7.13 Procesos morfodinámicos año 2023 23
Figura 5.1.7.14 Procesos morfodinámicos año 2025 24
Figura 5.1.7.15 Configuración tectónica y terremotos históricos más importantes. . 25
Figura 5.1.7.16 Secciones transversales esquemáticas que ilustran las principales características tectónicas y los hipocentros de los sismos históricos. 26
Figura 5.1.7.17 Fallas activas mapeadas en un radio de 200 km desde el punto central de análisis localizado en la mina Gramalote 27
Figura 5.1.7.18 Mapa de intensidades EMS-98 para el sismo histórico del 10 de abril de 1911, con área epicentral en Yarumal, Antioquia. El epicentro de este evento se localizó al NW de la mina Gramalote 31
Figura 5.1.7.19 Curvas de amenaza media (5% de amortiguamiento) para los periodos espectrales seleccionados en el sitio de la mina Gramalote. El valor de Vs30 usado es de 800 m/s..... 33
Figura 5.1.7.20 Espectros de Respuesta de Amenaza Uniforme (UHRS) (5% de amortiguamiento) en el sitio de la mina Gramalote. El valor de Vs30 usado es de 800 m/s 33
Figura 5.1.7.21 Localización en planta de la presa del sedimentador La Colorada . 41

Figura 5.1.7.22 Análisis para las pruebas in situ SPT realizadas para los 5 sondajes en la zona de la presa del sedimentador La Colorada..... 44
Figura 5.1.7.23 Depósito Aluvial (Qal): Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); el SPT y el ángulo de fricción (derecha) 51
Figura 5.1.7.24 Depósito Coluvial (Qc): Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); el SPT y el ángulo de fricción (derecha) 51
Figura 5.1.7.25 Horizonte VI (Residual del Batolito Antioqueño): Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); el SPT y el ángulo de fricción (derecha)..... 52
Figura 5.1.7.26 Horizonte V (Saprolito del Batolito Antioqueño): Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); el SPT y el ángulo de fricción (derecha)..... 52
Figura 5.1.7.27 Horizonte IV (transición suelo-roca): Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); el SPT y el ángulo de fricción (derecha) 53
Figura 5.1.7.28 Resultados límites de contracción general del proyecto 54
Figura 5.1.7.29 Resultados de colapsibilidad-Sector La Colorada 55
Figura 5.1.7.30 Análisis de licuación o licuefacción de muestras de suelo – Sedimentador La Colorada. Método de Bray y Sancio (2006)..... 56
Figura 5.1.7.31 Análisis de licuación o licuefacción de muestras de suelo – Sedimentador La Colorada. Método de Idriss y Boulanger (2010-2012) basado en el ensayo SPT..... 57
Figura 5.1.7.32 Análisis para las pruebas in situ SPT realizadas para los sondajes en la zona de influencia e intervención del sistema vial 64
Figura 5.1.7.33 Horizonte VI: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); el SPT y el ángulo de fricción (derecha)..... 102
Figura 5.1.7.34 Horizonte V: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); el SPT y el ángulo de fricción (derecha)..... 102
Figura 5.1.7.35 Horizonte IV: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); el SPT y el ángulo de fricción (derecha)..... 102
Figura 5.1.7.36 Depósito aluvial: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); el SPT y el ángulo de fricción (derecha) .. 103
Figura 5.1.7.37 Depósito de flujo: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); el SPT y el ángulo de fricción (derecha). . 103
Figura 5.1.7.38 Resultados límites de contracción en los diferentes trazados viales104
Figura 5.1.7.39 Resultados de colapsibilidad en la en los diferentes trazados viales.105
Figura 5.1.7.40 Localización en planta de la Plataforma Principal del proyecto Gramalote 106
Figura 5.1.7.41 Análisis para las pruebas in situ SPT realizadas para los 26 sondajes en la zona de la Planta Principal. 108

Figura 5.1.7.42 Horizonte VI: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad 124
Figura 5.1.7.43 Horizonte V: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad 124
Figura 5.1.7.44 Horizonte IV: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); el SPT y el ángulo de fricción (derecha)..... 125
Figura 5.1.7.45 Depósito Aluvial: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); el SPT y el ángulo de fricción (derecha) .. 125
Figura 5.1.7.46 Depósito de flujo: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); el SPT y el ángulo de fricción (derecha) .. 126
Figura 5.1.7.47 Resultados límites de contracción en la Plataforma Principal..... 127
Figura 5.1.7.48 Resultados de colapsibilidad en la Plataforma Principal..... 128
Figura 5.1.7.49 Localización en planta de las plataformas menores del proyecto Gramalote 129
Figura 5.1.7.50 Análisis para las pruebas in situ SPT realizadas para los 18 sondajes en la zona de las plataformas menores..... 131
Figura 5.1.7.51 Horizonte VI: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad 141
Figura 5.1.7.52 Horizonte V: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad 141
Figura 5.1.7.53 Depósito aluvial: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); el SPT y el ángulo de fricción (derecha) .. 142
Figura 5.1.7.54 Depósito coluvial: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); el SPT y el ángulo de fricción (derecha) .. 142
Figura 5.1.7.55 Resultados límites de contracción en las plataformas menores ... 143
Figura 5.1.7.56 Resultados de colapsibilidad en las plataformas menores 144
Figura 5.1.7.57 Localización en planta de los depósitos del proyecto Gramalote.. 145
Figura 5.1.7.58 Análisis para las pruebas in situ SPT realizadas en las zonas de los depósitos 148
Figura 5.1.7.59 Horizonte VI: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad 163
Figura 5.1.7.60 Horizonte V: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad 163
Figura 5.1.7.61 Depósito Aluvial: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); el SPT y el ángulo de fricción (derecha) .. 164
Figura 5.1.7.62 Depósito Coluvial: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); el SPT y el ángulo de fricción (derecha) .. 165
Figura 5.1.7.63 Depósito de Flujo: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); el SPT y el ángulo de fricción (derecha) .. 166

Figura 5.1.7.64 Resultados límites de contracción en los depósitos 167
Figura 5.1.7.65 Resultados de colapsibilidad en los depósitos 168
Figura 5.1.7.66 Análisis de licuación o licuefacción de muestras de suelo – Depósitos ZODME's. Método de Bray y Sancio (2006) 169
Figura 5.1.7.67 Análisis de licuación o licuefacción de muestras de suelo - Depósitos ZODME's. Método de Idriss y Boulanger (2010-2012) basado en el ensayo SPT170
Figura 5.1.7.68 Análisis para las pruebas in situ SPT realizadas para El Balsal. .. 173
Figura 5.1.7.69 Depósito Aluvial: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); SPT y el ángulo de fricción (derecha)..... 181
Figura 5.1.7.70 Horizonte VI: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); SPT y el ángulo de fricción (derecha) 181
Figura 5.1.7.71 Horizonte V: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); SPT y el ángulo de fricción (derecha) 182
Figura 5.1.7.72 Resultados límites de contracción zona del Valle El Balsal 183
Figura 5.1.7.73 Resultados de colapsibilidad-Sector El Balsal 184
Figura 5.1.7.74 Análisis de licuación o licuefacción de muestras de suelo residual – El Balsal. Método de Bray y Sancio (2006) 185
Figura 5.1.7.75 Análisis de licuación o licuefacción de muestras de saprolito – El Balsal. Método de Bray y Sancio (2006) 185
Figura 5.1.7.76 Análisis de licuación o licuefacción de muestras de suelo – Depósito El Balsal. Método de Idriss y Boulanger (2010-2012) basado en el ensayo SPT186
Figura 5.1.7.77 Funciones de resistencia al corte/normal de relleno de roca (Hawley y Cunning, 2017)..... 188
Figura 5.1.7.78. Distribución espacial de la información geotécnica disponible en el proyecto Gramalote. Fase 01 (amarillo) y Pit Final (verde)..... 189
Figura 5.1.7.79. Distribución espacial de información geotécnica 190
Figura 5.1.7.80. RQD vs FF/m graphs. PFS data (left image) and FS data (right image)..... 192
Figura 5.1.7.81. RQD% vs IRS graph 193
Figura 5.1.7.82. Dominios geotécnicos definidos en el Estudio de Factibilidad (imagen superior) y sección del modelo de bloques que muestra los dominios geotécnicos definidos (imagen inferior) 194
Figura 5.1.7.83. Propuesta de nueva definición de unidades geotécnicas basada en litología, meteorización y mineralización 194
Figura 5.1.7.84. Resumen de GSI por pared y dominio 195
Figura 5.1.7.85. Valores de RQD, condición de juntas y GSI2013 para cada una de las nuevas unidades geotécnicas propuestas. 195
Figura 5.1.7.86. Histogramas propuestos de GSI por UG 196

Figura 5.1.7.87. Vista en planta (imagen superior) y vista isométrica (imagen inferior) que muestran la distribución espacial de la información orientada. En verde, el tajo final, y en amarillo, el tajo de Fase 1 201

Figura 5.1.7.88. Vista en planta (arriba izquierda), vista hacia el sur (arriba derecha) y vista isométrica (imagen inferior) que muestran la distribución espacial de la información orientada. En amarillo, el tajo de Fase 1 202

Figura 5.1.7.89. Plan view (left image) and isometric view (right image) showing the spatial distribution of the oriented information in the Final Pit 202

Figura 5.1.7.90. Vista en planta que muestra el modelo estructural (fallas en rojo), tajo de Fase 1 (amarillo) y tajo final (verde) 203

Figura 5.1.7.91. Vista en planta que muestra los dominios estructurales definidos en el proyecto Gramalote y el tajo final 204

Figura 5.1.7.92. Gráficos de polos y conjuntos de juntas identificados en el Dominio 1 y Dominio 2 204

Figura 5.1.7.93 Perfil de meteorización típico en las granodioritas del Batolito Antioqueño, en el área de la Planta Principal (Perforación PG24-006)..... 206

Figura 5.1.7.94 Horizonte VI: Análisis de humedad natural y límites de la base de datos general. Wn% (82 datos), LL (72 datos), LP (78 datos), IP (78 datos). 211

Figura 5.1.7.95 Horizonte VI: Análisis de humedad natural y límites de la base de datos general. Número de datos 78 212

Figura 5.1.7.96 Horizonte VI: Análisis de clasificación SUCS de la base de datos general. Número de datos 78 213

Figura 5.1.7.97 Horizonte V: Análisis de humedad natural y límites de la base de datos general. wn% (221 datos), LL (232 datos), LP (237 datos), IP (236 datos)214

Figura 5.1.7.98 Horizonte V: Análisis de humedad natural y límites de la base de datos general. Número de datos 243 215

Figura 5.1.7.99 Horizonte V: Análisis de clasificación SUCS de la base de datos general. Número de datos 243 216

Figura 5.1.7.100 Horizonte VI: Análisis de los pesos unitarios reportados en la base de datos general. Número de datos 14 para el húmedo y 13 para el seco 217

Figura 5.1.7.101 Horizonte V: Análisis de los pesos unitarios reportados en la base de datos general. Número de datos 38 218

Figura 5.1.7.102 Horizonte VI: Análisis del ángulo de fricción y cohesión en la base de datos general. Número de datos 8 219

Figura 5.1.7.103 Horizonte V: Análisis del ángulo de fricción y cohesión en la base de datos general. Número de datos 35 220

Figura 5.1.7.104 Horizonte VI: Análisis de los resultados del análisis de consolidación. Número de datos 3 221

Figura 5.1.7.105 Horizonte V: Análisis de los resultados del análisis de consolidación. Número de datos 13 (Datos de Cr fueron reportados en 6 ensayos) 222
Figura 5.1.7.106 Horizonte III: Análisis de la compresión simple (datos 16), módulo de elasticidad (datos 16), relación de Poisson (datos 6), Índice de resistencia Carga Puntual Is 50 en MPa en la base de datos general (datos 16 axial y 11 diametral) 225
Figura 5.1.7.107 Horizonte II: Análisis de la compresión simple (datos 28), módulo de elasticidad (datos 28), relación de Poisson (datos 20), Índice de resistencia Carga Puntual Is 50 en MPa en la base de datos general (datos axiales 12 y datos diametrales 5) 227
Figura 5.1.7.108 Horizonte I: Análisis de la compresión simple (datos 2), módulo de elasticidad (datos 2), relación de Poisson (datos 2) 228
Figura 5.1.7.109 Caracterización de las discontinuidades usando perforaciones de MEIA2_GCL.gdb 230
Figura 5.1.7.110 Análisis de GSI. Horizonte de meteorización (II) (20 Datos), Horizonte de meteorización (III) (28 Datos) 231
Figura 5.1.7.111 Estimación de GSI en macizos rocosos. 234
Figura 5.1.7.112 Estimación del parámetro mi 236
Figura 5.1.7.113 Estimación parámetro mi 237
Figura 5.1.7.114 Estimación del criterio de falla de Hoek-Brown para el lecho rocoso de San Antonio 238
Figura 5.1.7.115 Funciones de resistencia al corte /normal del relleno de roca, tomado de Hawley & Cunning, 2017 243
Figura 5.1.7.116 Funciones de resistencia al corte /normal del relleno de roca, para las presas de Sedimentadores El Banco y San Antonio 244
Figura 5.1.7.117 Enumeración de bancos y bermas de los taludes de corte (banco 1 es el más cercano a la rasante de la vía) 249
Figura 5.1.7.118 Estereograma de familias de discontinuidades 250
Figura 5.1.7.119 Localización general de las estaciones. 261
Figura 5.1.7.120 Ciclos característicos de la precipitación para cada una de las estaciones. 262
Figura 5.1.7.121 Comparación de IDF actual vs IDF EIA 2015 de la estación San Roque. 263
Figura 5.1.7.122 Curva de estimación de la precipitación infiltrada media multianual – Estación San Roque 266
Figura 5.1.7.123 Curva de estimación de la precipitación infiltrada por una lluvia diaria con intensidad de 20 años – Estación San Roque 267
Figura 5.1.7.124 Curva de estimación de la variación de la precipitación infiltrada anual con probabilidad del 5% - Estación San Roque 267

Figura 5.1.7.125 Localización en planta de las secciones de interés para el análisis geotécnico – Presa del sedimentador La Colorada 268
Figura 5.1.7.126 Sección transversal típica (Sec-B km 0+820) de la presa del sedimentador La Colorada 269
Figura 5.1.7.127 Parámetros geomecánicos de los horizontes de suelo y roca 276
Figura 5.1.7.128 Condición fin de construcción. Espaldón aguas arriba y aguas abajo de la presa del sedimentador La Colorada. Análisis estático. Sección B – km 0+820 277
Figura 5.1.7.129 Condición largo plazo. Espaldón aguas arriba y aguas abajo de la presa del sedimentador La Colorada. Análisis estático con el nivel normal de operación del embalse. Sección B – km 0+820..... 278
Figura 5.1.7.130 Condición largo plazo. Espaldón aguas arriba y aguas abajo de la presa del sedimentador La Colorada. Análisis pseudoestático (sismo Tr 2475 años) con el nivel normal de operación del embalse. Sección B – km 0+820 279
Figura 5.1.7.131 Grado de estabilidad del espaldón aguas arriba de la presa del sedimentador La Colorada ante el escenario de desembalse rápido 280
Figura 5.1.7.132 Perfil longitudinal Sección A-A'. Proyección de excavación de los estribos de la presa del sedimentador La Colorada..... 282
Figura 5.1.7.133 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal. Estribo derecho presa del sedimentador La Colorada (Etapa 1 – Excavación temporal)..... 284
Figura 5.1.7.134 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal. Estribo derecho presa del sedimentador La Colorada (Etapa 2 – Excavación permanente)..... 285
Figura 5.1.7.135 Desplazamientos totales – Sobrecarga vehicular. Presa del sedimentador La Colorada. Sección B – km 0+820..... 288
Figura 5.1.7.136 Comportamiento hidráulico de la presa del sedimentador La Colorada. Presiones de poros. Condición nivel normal de operación del embalse. Sección B – km 0+820..... 291
Figura 5.1.7.137 Comportamiento hidráulico de la presa del sedimentador La Colorada. Presiones de poros. Condición nivel del embalse ante creciente máxima probable de diseño (CMP). Sección B – km 0+820..... 292
Figura 5.1.7.138 Comportamiento hidráulico de la presa del sedimentador La Colorada. Presiones de poros y condición de estabilidad espaldón aguas arriba. Condición extrema: fallo del vertedero de excesos. Sección B – km 0+820..... 293
Figura 5.1.7.139 Comportamiento hidráulico de la presa del sedimentador La Colorada. Presiones de poros y condición de estabilidad espaldón aguas abajo. Condición extrema: fallo del vertedero de excesos. Sección B – km 0+820 .. 294
Figura 5.1.7.140 Límites granulométricos para el material de conformación de la presa La Colorada..... 296

Figura 5.1.7.141 Límites granulométricos para los materiales 2B (filtro) y 2A (transición)- La Colorada 297
Figura 5.1.7.142 Localización en planta de la Plataforma Principal con las secciones de interés para los análisis geotécnicos 375
Figura 5.1.7.143 Localización en planta de la Plataforma Principal con la numeración de los taludes de corte y llenos analizados 376
Figura 5.1.7.144 Análisis de estabilidad en condición estática del terreno natural de la sección E 377
Figura 5.1.7.145 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la sección E 378
Figura 5.1.7.146 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático extremo de la sección E 378
Figura 5.1.7.147 Análisis de estabilidad en condición seudo estática para un periodo de retorno de 50 años de la sección E 379
Figura 5.1.7.148 Análisis de estabilidad en condición seudo estática para un periodo de retorno de 475 años de la sección E 380
Figura 5.1.7.149 Esquema del muro en suelo mecánicamente estabilizado 387
Figura 5.1.7.150 Análisis estadístico por medio del diagrama de cajas y bigotes de los datos obtenidos para el incremento del nivel freático extremo (Tr=20 años)390
Figura 5.1.7.151 Localización en planta de la plataforma de campamentos y oficinas con la sección de interés para el análisis geotécnico 391
Figura 5.1.7.152 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la plataforma de campamentos y oficinas 392
Figura 5.1.7.153 Localización en planta de la plataforma Ciclones con la sección de interés para el análisis geotécnico 393
Figura 5.1.7.154 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la plataforma Ciclones 394
Figura 5.1.7.155 Localización en planta de la plataforma EBAR con la sección de interés para el análisis geotécnico 395
Figura 5.1.7.156 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal del talud derecho de la plataforma de la EBAR 396
Figura 5.1.7.157 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal del talud izquierdo de la plataforma de la EBAR 396
Figura 5.1.7.158 Localización en planta de la plataforma Estación de Regulación con la sección de interés para el análisis geotécnico 397
Figura 5.1.7.159 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la plataforma de la Estación de Regulación 398
Figura 5.1.7.160 Localización en planta de la plataforma Estación Terminal con la sección de interés para el análisis geotécnico 399

Figura 5.1.7.161 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la plataforma de la Estación Terminal 400
Figura 5.1.7.162 Localización en planta de la plataforma La Mayoría con las secciones de interés para los análisis geotécnicos 401
Figura 5.1.7.163 Análisis de estabilidad izquierdo en condición estática con nivel freático normal de la plataforma La Mayoría – Sección C 402
Figura 5.1.7.164 Análisis de estabilidad derecho en condición estática con nivel freático normal de la plataforma La Mayoría – Sección C 402
Figura 5.1.7.165 Localización en planta de la plataforma Polvorín con las secciones de interés para los análisis geotécnicos 403
Figura 5.1.7.166 Análisis de estabilidad izquierdo en condición estática con nivel freático normal de la plataforma Polvorín 404
Figura 5.1.7.167 Análisis de estabilidad derecho en condición estática con nivel freático normal de la plataforma Polvorín 404
Figura 5.1.7.168 Ejemplo referencia considerada en medición de la profundidad del nivel freático promedio para el cálculo del incremento en el escenario extremo (Tr=20 años) en el depósito 411
Figura 5.1.7.169 Análisis estadístico por medio del diagrama de cajas y bigotes de los datos obtenidos para el incremento del nivel freático extremo (Tr=20 años)412
Figura 5.1.7.170 Localización en planta del depósito E con las secciones de interés para el análisis geotécnico 413
Figura 5.1.7.171 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la Sección A – Depósito E 414
Figura 5.1.7.172 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la Sección B – Depósito E 414
Figura 5.1.7.173 Localización en planta del depósito G con las secciones de interés para los análisis geotécnicos 415
Figura 5.1.7.174 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la Sección A – Depósito G 416
Figura 5.1.7.175 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la Sección B – Depósito G 417
Figura 5.1.7.176 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la Sección C – Depósito G 418
Figura 5.1.7.177 Localización en planta del depósito K con las secciones de interés para los análisis geotécnicos 419
Figura 5.1.7.178 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la Sección A – Depósito K 420
Figura 5.1.7.179 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la Sección B – Depósito K 421

Figura 5.1.7.180 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la Sección C – Depósito K (a la derecha se observa la terraza del depósito la cual será utilizada como “Área Polvorín”) 421
Figura 5.1.7.181 Localización en planta del depósito L con la sección de interés para el análisis geotécnico 422
Figura 5.1.7.182 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la Sección A – Depósito L 423
Figura 5.1.7.183 Localización en planta del depósito M con la sección de interés para el análisis geotécnico 424
Figura 5.1.7.184 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la Sección A – Depósito M 425
Figura 5.1.7.185 Localización en planta del depósito O con las secciones de interés para los análisis geotécnicos 426
Figura 5.1.7.186 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la Sección A – Depósito O 427
Figura 5.1.7.187 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la Sección B – Depósito O 428
Figura 5.1.7.188 Localización en planta del depósito R con las secciones de interés para el análisis geotécnico 430
Figura 5.1.7.189 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la Sección A – Depósito R 431
Figura 5.1.7.190 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la Sección B – Depósito R 431
Figura 5.1.7.191 Localización en planta del depósito W con las secciones de interés para el análisis geotécnico 432
Figura 5.1.7.192 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la Sección A – Depósito W 433
Figura 5.1.7.193 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la Sección B – Depósito W 434
Figura 5.1.7.194 Localización en planta del depósito Guacas WRF con las secciones de interés para el análisis geotécnico 435
Figura 5.1.7.195 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la Sección A – Depósito Guacas WRF 436
Figura 5.1.7.196 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la Sección B – Depósito Guacas WRF 436
Figura 5.1.7.197 Localización en planta del depósito El Torito con las secciones de interés para el análisis geotécnico 437
Figura 5.1.7.198 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la Sección A – Depósito El Torito 438

Figura 5.1.7.199 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la Sección B – Depósito El Torito 438
Figura 5.1.7.200 Parámetros geomecánicos de los horizontes de suelo y roca utilizados para los Depósitos de Estériles 446
Figura 5.1.7.201 Localización en planta de la sección de interés para el análisis geotécnico – Depósito San Antonio 449
Figura 5.1.7.202 Localización en planta de la sección complementaria de interés para el análisis geotécnico – Depósito San Antonio 450
Figura 5.1.7.203 Análisis de estabilidad en condición estática de la Sección A – Depósito San Antonio, operación máxima 451
Figura 5.1.7.204 Análisis de estabilidad en condición pseudoestática de la Sección A – Depósito San Antonio, operación máxima 451
Figura 5.1.7.205 Análisis de estabilidad en condición post-pico de la Sección A – Depósito San Antonio, operación máxima 452
Figura 5.1.7.206 Análisis de estabilidad en condición estática de la Sección B – Depósito San Antonio, operación máxima 452
Figura 5.1.7.207 Análisis de estabilidad en condición pseudoestática de la Sección B – Depósito San Antonio, operación máxima 453
Figura 5.1.7.208 Análisis de estabilidad en condición post-pico de la Sección B – Depósito San Antonio, operación máxima 454
Figura 5.1.7.209 Análisis de estabilidad al cierre en condición estática de la Sección A – Depósito San Antonio, etapa de cierre 455
Figura 5.1.7.210 Análisis de estabilidad al cierre en condición pseudoestática de la Sección A – Depósito San Antonio, etapa de cierre 455
Figura 5.1.7.211 Localización en planta de la sección de interés para el análisis geotécnico – Depósito El Balsal 456
Figura 5.1.7.212 Localización en planta de la sección complementaria de interés para el análisis geotécnico – Depósito El Balsal 457
Figura 5.1.7.213 Análisis de estabilidad en condición estática de la Sección B – Depósito El Balsal, etapa de operación máxima 458
Figura 5.1.7.214 Análisis de estabilidad en condición pseudoestática de la Sección B – Depósito El Balsal, etapa de operación máxima 458
Figura 5.1.7.215 Análisis de estabilidad en condición post-pico de la Sección B – Depósito El Balsal, etapa de operación máxima 459
Figura 5.1.7.216 Análisis de estabilidad en condición estática de la Sección B – Depósito El Balsal, etapa de operación máxima 460
Figura 5.1.7.217 Análisis de estabilidad en condición pseudoestática de la Sección B – Depósito El Balsal, etapa de operación máxima 461
Figura 5.1.7.218 Análisis de estabilidad en condición post-pico de la Sección B – Depósito El Balsal, etapa de operación máxima 462

Figura 5.1.7.219 Análisis de estabilidad al cierre en condición estática de la Sección B – Depósito El Balsal, etapa de cierre 463
Figura 5.1.7.220 Análisis de estabilidad al cierre en condición pseudoestática de la Sección B – Depósito El Balsal, etapa de cierre..... 463
Figura 5.1.7.221 Localización en planta de la sección de interés para el análisis geotécnico – Presa del Sedimentador El Banco..... 464
Figura 5.1.7.222 Análisis de estabilidad en condición estática de la Sección C – Presa del Sedimentador El Banco..... 465
Figura 5.1.7.223 Análisis de estabilidad en condición pseudoestática de la Sección C – Presa del Sedimentador El Banco 466
Figura 5.1.7.224 Análisis de estabilidad en condición post-pico de la Sección C – Presa del Sedimentador El Banco..... 467
Figura 5.1.7.225 Localización en planta de las secciones de interés para el análisis geotécnico – Presa del sedimentador San Antonio 468
Figura 5.1.7.226 Análisis de estabilidad en condición estática de la Sección D – Presa Sedimentador San Antonio 469
Figura 5.1.7.227 Análisis de estabilidad en condición pseudoestática de la Sección D – Presa Sedimentador San Antonio..... 470
Figura 5.1.7.228 Análisis de estabilidad en condición post-pico de la Sección D – Presa Sedimentador San Antonio 471
Figura 5.1.7.229 Análisis de sensibilidad post-pico – Depósito San Antonio..... 472
Figura 5.1.7.230 Análisis de sensibilidad post-pico – Depósito El Balsal 472
Figura 5.1.7.231 Análisis de sensibilidad post-pico – Presa Sedimentador San Antonio..... 473
Figura 5.1.7.232 Análisis de sensibilidad post-pico – Presa Sedimentador El Banco473
Figura 5.1.7.233 Análisis de sensibilidad post-pico al cierre – Depósito San Antonio474
Figura 5.1.7.234 Análisis de sensibilidad post-pico al cierre– Depósito El Balsal.. 474
Figura 5.1.7.235 Taludes calibrados con diferentes magnitudes de probabilidad de falla (PoF) 483
Figura 5.1.7.236. Sección de modelación GR01 con niveles de agua para cada fase del tajo 484
Figura 5.1.7.237. Sección de modelación GR02 con niveles de agua para cada fase del tajo 485
Figura 5.1.7.238. Sección de modelación GR03 con niveles de agua para cada fase del tajo 485
Figura 5.1.7.239. Sección de modelación GR04 con niveles de agua para cada fase del tajo 486
Figura 5.1.7.240. Sección de modelación GR05 con niveles de agua para cada fase del tajo 486

Figura 5.1.7.241. Sección de modelación GR016 con niveles de agua para cada fase del tajo 487
Figura 5.1.7.242 Geometría de un sistema banco-berma 488
Figura 5.1.7.243 Parámetros de diseño analizados para el diseño de Etapa 01 del tajo abierto Gramalote 489
Figura 5.1.7.244 Parámetros de diseño analizados para el diseño del PIT Final del tajo abierto Gramalote 490
Figura 5.1.7.245 Zonas con PoF > 35% en la Fase 01 del tajo abierto Gramalote 491
Figura 5.1.7.246 Zonas con PoF > 35% en la Fase 01 del tajo abierto Gramalote 491
Figura 5.1.7.247 Parámetros que definen la geometría de taludes a nivel global e interrampa 497
Figura 5.1.7.248 Secciones evaluadas para el diseño de Etapa 01 del tajo abierto Gramalote 498
Figura 5.1.7.249 Secciones evaluadas para el diseño del tajo final del tajo abierto Gramalote 498
Figura 5.1.7.250 Disposición general del proyecto del tajo abierto Gramalote con infraestructura 499
Figura 5.1.7.251 Ejemplo de sección de Análisis 500
Figura 5.1.7.252 Resultados del análisis de estabilidad para la sección GR-01, diseño de tajo final. 504
Figura 5.1.7.253 Ejemplo análisis cinemático para talud con orientación 75/120 (Dip/DipDir) 506
Figura 5.1.7.254 Ejemplo análisis cinemático para talud con orientación 75/295 (Dip/DipDir) 507
Figura 5.1.7.255. Ejemplo análisis cinemático para talud con orientación 85/120 (Dip/DipDir) 508
Figura 5.1.7.256. Ejemplo análisis cinemático para talud con orientación 75/295 (Dip/DipDir) 510
Figura 5.1.7.257 Ábaco capacidad de soporte admisible – Vertedero de excesos de la presa del sedimentador La Colorada – Servicio restringida por asentamiento en el horizonte V (izquierda) y IV (derecha) 521
Figura 5.1.7.258 Ábaco capacidad de soporte admisible – Vertedero de excesos de la presa del sedimentador La Colorada – Servicio para el horizonte V (izquierda) y IV (derecha) 521
Figura 5.1.7.259 Módulo de balasto vertical y horizontal – Horizonte V (superior) y IV (inferior) 523
Figura 5.1.7.260 Ubicación de las obras en planta de la Plataforma Principal para los análisis de fundaciones 526

Figura 5.1.7.261 Ábaco capacidad de soporte admisible para cimentaciones superficiales en condiciones de servicio – CIP Tanks (izquierda: capacidad admisible por control de asentamientos, derecha: capacidad admisible por cortante)..... 527
Figura 5.1.7.262 Ábaco de módulo de balasto para cimentaciones superficiales – CIP Tanks 528
Figura 5.1.7.263 Capacidad de carga a compresión de una pila en estado de servicio y resistencia – CIP Tanks..... 529
Figura 5.1.7.264 Módulo de balasto vertical y horizontal pilas – CIP Tanks. Las gráficas superiores representan los módulos de balasto hasta una longitud de 22,0 m y las gráficas inferiores los módulos de balasto para longitudes entre 22,0 m y 30,0 m 530
Figura 5.1.7.265 Ábaco capacidad de soporte admisible por cortante para el depósito K en condiciones de servicio..... 531

LISTA DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 5.1 Deslizamiento activo en la vereda El Iris 15

Fotografía 5.2 Laderas afectadas por sobrepastoreo en la margen izquierda de la quebrada La María 17

Fotografía 5.3 Zonas afectadas por minería en el sector del Cerro Gramalote 19

Fotografía 5.4 Cárcavas observadas en el sector noreste de la vereda Guacas 20

Fotografía 5.5 Socavación de orillas en quebradas tributarias del río Nus. A. Erosión lateral en la margen izquierda de la quebrada Guacas, B. Erosión lateral en la margen derecha de la quebrada El Topacio 20

Fotografía 5.6 Sedimentación activa 21

LISTA DE ECUACIONES

Ecuación 5.1 Calificación de estabilidad 5
Ecuación 5.2 Densidad de drenaje..... 8
Ecuación 5.3 Ecuación para estimar la profundidad de la precipitación. 264
Ecuación 5.4 Ecuación para estimar la profundidad de la infiltración. 264
Ecuación 5.5 Ecuación para estimar la profundidad de la escorrentía directa. .. 264
Ecuación 5.6 Ecuación para estimar la retención potencial máxima. 264
Ecuación 5.7 Ecuación para estimar la profundidad de la tabla de agua asociado a una lluvia de 20 años de periodo de retorno..... 265

MODIFICACIÓN DE LICENCIA AMBIENTAL DEL PROYECTO DE MINERÍA DE ORO A CIELO ABIERTO GRAMALOTE

ATENCION A REQUERIMIENTOS DE INFORMACIÓN ADICIONAL

ACTA 30 DE 30 DE JUNIO DE 2026

5 CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA DE INFLUENCIA

5.1 MEDIO ABIÓTICO

5.1.7 GEOTECNIA

Este numeral describe la caracterización geotécnica de las obras contempladas dentro del área de influencia del proyecto minero Gramalote, con el propósito de cumplir con los requisitos para la modificación de la licencia ambiental. Las obras incluyen infraestructura hidráulica, vial y de plataformas, diseñadas para mantener la funcionalidad operativa y la sostenibilidad ambiental del proyecto. Cada obra ha sido objeto de estudios técnicos, incluyendo exploración y caracterización geológica y geotécnica, análisis de estabilidad con base en los términos de referencia ambientales y criterios técnicos. A continuación, se listan las obras objeto de revisión.

- Presa del sedimentador La Colorada, la cual cumple también una función de conexión vial.
- Vías o accesos
- Plataforma Principal: Este frente incluye Plataforma Planta, plataforma de servicio, plataforma de trituración, PTAR y PTAP.
- Plataformas menores. Este frente incluye: 1) Plataforma La Mayoría, 2) Plataforma La Mayoría Construcción, 3) Plataforma Campamento y Oficinas, 4) Plataforma Polvorín, 5) EBAR, 6) Estación Terminal, 7) Plataforma Estación de Regulación y 8) Plataforma Ciclones.
- Depósitos E, G, K, L, M, O, R, W, Guacas WRF, y el Torito.

Las obras de importancia para complementar la operación minera corresponden a:

- Depósito de estériles El Balsal y San Antonio
- Sedimentadores San Antonio y el Banco. Estos reciben las aguas provenientes de los depósitos de estériles para su tratamiento.

Todas las obras mencionadas anteriormente se encuentran dentro del área de influencia del proyecto minero Gramalote.

5.1.7.1 Contexto geológico y geotécnico del proyecto

El contexto geológico y geomorfológico completo del Proyecto de Minería de Oro a Cielo Abierto Gramalote, incluyendo la caracterización detallada de unidades geológicas, procesos tectónicos, litología predominante y estructuras geológicas relevantes, así como la identificación y descripción de las geoformas presentes en el área de influencia, puede ser consultado en los documentos técnicos específicos elaborados para este fin (Ver Numeral 5_1_1_GEOLOGIA).

El documento 5_1_1_GEOLOGIA contiene una descripción completa de la configuración geológica del área del proyecto, detallando aspectos fundamentales como las características litológicas, estratigráficas y estructurales que predominan en la región, con énfasis especial en el Batolito Antioqueño y los depósitos asociados, además de incluir información sobre las condiciones de meteorización y alteración observadas en el sitio.

Para tener un contexto general en la Tabla 5.1.7.1 se presenta un resumen de las unidades geológicas locales presentes en el proyecto.

Tabla 5.1.7.1 Resumen de las unidades geológicas locales presentes en el proyecto

Unidad geológica	Horizonte	Espesor aproximado (m)	Descripción
Batolito Antioqueño (Ksta)	Suelo residual (VI)	1,0 a 10,0	Suelo limo arcilloso a arcilloso, de consistencia baja, de color amarillo a rojizo. Si se presentan los dos horizontes, el nivel amarillo se localiza por encima del nivel rojizo. Es homogéneo y no presenta la textura de la roca original.
	Saprolito (V)	5,0 a 40,0	Se observan variaciones que dependen de la roca parental, así: cuando la roca original presenta alto contenido de feldespato y cuarzo, el saprolito se caracteriza por una arena de color gris claro a café claro. En el caso en que la roca original presente minerales máficos como hornblenda y biotita, el saprolito generado es limo arenoso, de color moteado rojizo, blanco y café, por el proceso de oxidación de los minerales oscuros. En general, es un horizonte de compacidad firme a duro y es susceptible a la erosión superficial. Se puede identificar dentro del saprolito, planos de diaclasas heredados de la roca original, que pueden exhibir relleno de óxidos. Localmente, y asociado a las zonas de meteorización esferoidal, se presentan bloques de roca parcialmente meteorizados, oxidados, decolorados y redondeados que alcanzan 1 m de diámetro.
	Transición suelo – roca (IV)	10,0	Se caracteriza por material fino a medio representado por limo a arena de consistencia dura que envuelve fragmentos frescos a ligera o moderadamente meteorizados, subredondeados a angulosos.

Unidad geológica	Horizonte	Espesor aproximado (m)	Descripción
	Roca moderadamente meteorizada (III)	10,0	Se caracteriza por ser una roca masiva de color moteado blanco y negro en zonas de color café, textura fanerítica, equigranular, grano medio a grueso. Las paredes de las discontinuidades presentan oxidación avanzada que penetra la roca. Localmente se presentan minerales producto de la alteración de esta rellenando las fracturas.
	Roca poco meteorizada (II)	-	Roca levemente meteorizada: Roca con oxidación leve sobre las paredes de las discontinuidades, localmente exhibe zonas de fracturamiento de poco espesor asociadas a lineamientos y fallas que disminuyen la calidad geotécnica del macizo.
Depósito aluvial (Qal)	Depósito aluvial (Qal)	Variable hasta 8,0 m	Están constituidos por suelos arenosos finos a limosos, de compacidad baja, derivados del arrastre de los suelos del Batolito Antioqueño.
Depósito de flujo (Qfl)	Depósito de flujo (Qfl)		Son generalmente matriz soportados con fragmentos meteorizados de tamaños centimétrico, de formas angulosas a subangulosas; la textura de la matriz varia de limo arcillosa a limo arenosa y es de consistencia principalmente blanda.
Depósito coluvial (Qc)	Depósito coluvial (Qc)	Variable entre 2,0 y 3,0 m	Constituidos en su mayoría por suelo y menor porcentaje de bloques de roca que han sido removidos de los horizontes de meteorización más superficiales. Son generalmente matriz soportados con fragmentos meteorizados de tamaños generalmente centimétrico, de formas angulosas a subangulosas; la textura de la matriz varia de limo arcillosa a limo arenosa y es de consistencia principalmente blanda.
Lleno antrópico (Qll)	Lleno antrópico (Qll)	Variable	El material se caracteriza por presentar diferentes granulometrías, desde material fino a grueso granular suelto, de color gris a amarillo claro, consistencia blanda a media, mal seleccionado y de espesor variable; comúnmente se encuentran fragmentos de madera, ladrillo, cerámica, concreto, etc., con clastos de roca angulosa

Fuente: Integral S.A., 2025

Por su parte, el documento 5_1_2_GEOMORFOLOGIA presenta un análisis exhaustivo de las características geomorfológicas del área, identificando claramente las diferentes geoformas y procesos geomorfológicos activos y potenciales. Este documento ofrece detalles sobre la dinámica superficial, procesos erosivos predominantes, movimientos en masa y otras características relevantes para el diseño y manejo ambiental del proyecto, que se presentan en el subcapítulo 5.1.7.3.

5.1.7.2 Zonificación de sitios inestables y proceso de remoción en masa

Para la elaboración de la zonificación geotécnica, se seleccionó una metodología semi-cuantitativa que agrupa un gran número de variables y que ha sido utilizada con éxito en diferentes proyectos. La metodología propuesta por Ramírez F; González A.J, (1989) define zonas homogéneas a partir de las condiciones litológicas, topográficas, climáticas, hidrológicas, dinámica superficial y sismológica; a la que se le asigna una categoría de estabilidad, donde los valores que determinan la calificación de la estabilidad geotécnica definen un límite superior de condición de estabilidad y el límite inferior una zona crítica o con mayores condiciones de inestabilidad. La Tabla 5.1.7.2 muestra la categorización de la estabilidad geotécnica propuesta por Ramírez F; González A.J, (1989).

Tabla 5.1.7.2Categoría de estabilidad geotécnica – CE

Categoría de estabilidad	Calificación de estabilidad (CE)	Clase	Descripción
Zonas estables o independientes	200 - 300	I	Aquellas áreas que se consideran estables a partir del análisis comparativo entre variables. Incluye pendientes que no presentan inestabilidad y las planicies.
Zonas estables poco dependientes	185 - 200	II	Pendientes que no presentan evidencias de deslizamientos, pero pueden desarrollar procesos morfodinámicos dependiendo del manejo de la ladera.
Zonas estables moderadamente dependientes	150- 185	III	Pendientes que puntualmente presentan evidencia de deslizamientos antiguos cuya reactivación depende del manejo de la ladera.
Zonas estables muy dependientes	120- 150	IV	Pendientes con evidencias locales de deslizamientos antiguos y recientes.
Zonas inestables recuperables	85- 120	V	Pendientes con evidencia de deslizamientos y procesos de inestabilidad anteriores, pero que no han sufrido cambios en el registro histórico. Las formas de erosión son evidentes.
Zonas de inestabilidad alta	55- 85	VI	Pendientes que presentan deslizamientos frecuentes o reactivación de deslizamientos antiguos y con deslizamientos activos. Los procesos de inestabilidad no son regulares y se asocian a eventos espaciados varios años y periodos de lluvia.

Fuente: Ramírez F; González A.J, 1989

A partir de la información geológica, edafológica, geomorfológica, hidrogeológica, hidrológica, climatológica y de amenaza sísmica para el área de influencia abiótica del proyecto se hace una zonificación geotécnica de los terrenos. Esta zonificación está enfocada a determinar las condiciones de estabilidad bajo una calificación de la estabilidad geotécnica (CE).

5.1.7.2.1 Parámetros

La metodología involucra la identificación de las unidades de terreno (Zonas Homogéneas) de acuerdo con las condiciones de: Tipo de material - Geología (M), Relieve – Pendiente del terreno y Forma del Relieve (R), Drenaje (D), Geomorfología y Procesos morfodinámicos- Erosión (E), Clima – Precipitación (C), Vegetación – Cobertura vegetal (V), Sismicidad (S) y la Evidencia de procesos antrópicos (A). Posteriormente se evalúan estos ocho parámetros y por último se integran todas estas variables con la ayuda del sistema de información geográfica ArcGis en una algebra de mapas como se ve en la Ecuación 5.1.

$$CE = M + R + D + E + V + C + S + A$$

Ecuación 5.1 Calificación de estabilidad

Los parámetros se dividen en intrínsecos (M, R, D, V) y detonantes (C, S, E; A), su forma de evaluación y los valores utilizados para el presente estudio, según las condiciones propias de las unidades de terreno identificadas para el área de influencia del Proyecto se describen a seguir:

A. Material (M)

Desde el punto de vista del comportamiento geomecánico, el material que conforma las unidades de terreno se puede clasificar como roca, material intermedio o suelo. El término roca agrupa los horizontes de meteorización I y II según la Norma BS 5930 – *Code for practice for site investigations*. El material intermedio posee menos del 70% de matriz y corresponde a los horizontes de meteorización III y IV, según la Norma BS 5930. La erodabilidad de la matriz se analiza mediante un análisis comparativo con los demás materiales intermedios del área de influencia. Por último, se considera suelo aquel material que tiene más del 30% de matriz y se evalúa su origen “in situ” o transportado. En la Figura 5.1.7.1 se muestran las calificaciones para el parámetro Material a partir de los valores de calificación según Ramírez & González, (1989).

SUELO

Tipo de Suelo → / Roca Parental ↓	RESIDUAL			
	SUELO		SUELO SAPROLITICO	
	G	F	G	F
Ignea	S 2	S 3	S 3	S 4
Metamor.	S 1	S 2	S 2	S 3
Sedimen.	S 1	S 2	S 2	S 3
Volcánica	S 2	S 3	S 3	S 4

TRANSPORTADO							
Por acción directa de la gravedad		Por agentes naturales					
		AGUA		VIENTO		HIELO	
G	F	G	F	G	F	G	F
S 3	S 4	S 2	S 3	S 2	S 3	S 2	S 3

(G) : Composición predominante granular (> 65% ret. T 2000)
(F) : Composición predominante fina (> 35% pasa T 2000)

TIPO DE SUELO ↓	CONDICION EN EL TERRENO					
	Granular (Densidad)			Fino (Consistencia)		
	Alta	Media	Baja	Dura	Media	Blanda
Tipo S 1	25	16	7	23	14	6
Tipo S 2	19	12	5	18	11	4
Tipo S 3	11	7	3	11	7	3
Tipo S 4	5	3	2	5	3	1

Figura 5.1.7.1 Valores de calificación para el parámetro M (En el recuadro rojo se presentan los pesos asignados a los materiales del área de estudio)

Fuente: Ramírez & González, (1989)

La geología de la zona de estudio la constituyen principalmente suelos residuales y saprolitos derivados de la meteorización de las rocas del Batolito Antioqueño. Presentan una textura que varía entre limo arenosa a arenosa para el saprolito y generalmente limo arcilloso para el suelo residual. La consistencia en ambos también es variable, sin embargo, se asume media para este ejercicio.

También, en el área se presentan depósitos de vertiente de tipo coluviales y flujos, generalmente matriz soportados, con una textura limo arcillosa a limo arenosa y consistencia blanda.

En cuanto al lleno antrópico, teniendo en cuenta que la metodología no considera materiales antrópicos, se asume la unidad de lleno con las características entre un depósito aluvial y coluvial, constituido por materiales granulares de densidad baja, teniendo en cuenta el modo de depositación de estos. Los llenos antrópicos en el área de influencia abiótica del proyecto corresponden a los materiales sobrantes de las obras de infraestructura.

En la Tabla 5.1.7.3 se muestran los pesos asignados a los materiales que constituyen el área de influencia abiótica del proyecto para modificación de la licencia ambiental.

Tabla 5.1.7.3 Calificaciones del parámetro M en el área de influencia abiótica del proyecto

Tipo de material	Valor de M
Suelos residuales (VI) y saprolito (V) del Batolito Antioqueño	7
Roca poco meteorizada del Batolito Antioqueño (II)	25
Depósito aluvial	12
Depósito de coluviales	3
Depósitos de flujo	3
Llenos antrópicos	5

Fuente: Integral S.A. 2025

B. Relieve (R=A+B)

Este parámetro evalúa dos factores fundamentales: pendiente promedio del terreno (A) y forma del relieve (B), o sea el perfil longitudinal de la unidad del terreno. En la Tabla 5.1.7.4 se muestran los valores que se determinan según el tipo de relieve que se caracteriza en los terrenos en estudio.

Tabla 5.1.7.4 Valores de R en función de la pendiente y la forma del perfil de la ladera

Terreno	**Rango de pendiente (°)**	**Puntaje A**	**Perfil del terreno**	**Puntaje B**
Interfluvio	0 - 5	22	Cóncavo	6
Ladera con infiltración	5 - 10	15	Rectilíneo	3
Ladera con reptación	10 - 30	9	Convexo	0
Escarpe - ladera rectilínea	30 - 45	12		
Ladera de transporte	20 - 30	6		
Ladera Coluvial	10 - 20	7		
Aluviones	0 - 5	22		
Ladera de Cauce	> 45	6		

Fuente: Modificado de Ramírez & González, (1989)

Para el área de influencia abiótica objeto de modificación se construyó el mapa de pendientes del terreno a partir de información temática de la cartografía base bajo el Modelo Digital del Terreno (MDT), el cual se reclasificó con los rangos de pendientes mostrados en la Tabla 5.1.7.4Tabla y que definen los valores del parámetro A. Así mismo, con la ayuda de herramientas SIG, software ArcGIS, se establecen zonas del terreno de acuerdo con el perfil de las superficies (índice de curvatura: cóncavo, rectilíneo y convexo) y se asocia una calificación de acuerdo con los rangos de pendiente (parámetro B), derivando esta calificación según la Figura 5.1.7.2.

Es importante considerar que el área de influencia corresponde a una región colinada y montañosa caracterizada por pendientes moderadamente escarpada o moderadamente empinada, donde se tiene el predominio de ambientes geomorfológicos denudacionales con geoformas definidas por la acción combinada de procesos moderados a intensos de meteorización, erosión y transporte de origen gravitacional y pluvial que remodelan y dejan remanentes de las unidades preexistentes y de igual manera, crean nuevas por la acumulación de sedimentos. También se presentan geoformas asociadas a ambientes estructurales, fluviales concentradas en las partes bajas de las cuencas y antropogénicas, estas últimas asociadas a la intervención antrópica (explotación minera tradicional).

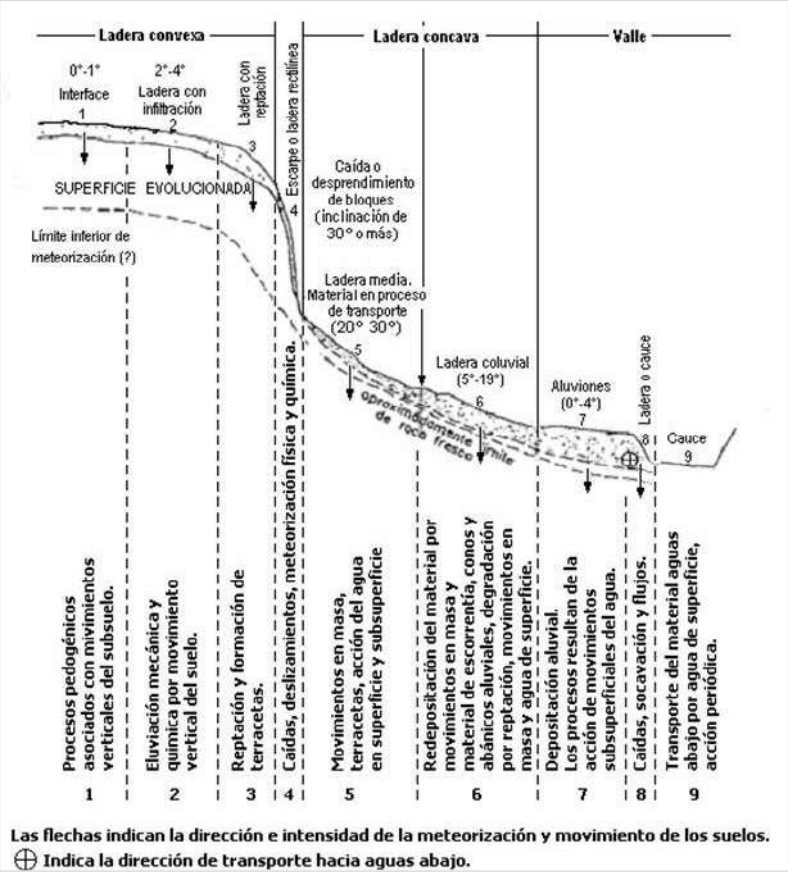


Figura 5.1.7.2 Clases del terreno de acuerdo con el perfil de las superficies (índice de curvatura: Cóncavo, rectilíneo y convexo) y las pendientes

Fuente: Ramírez & González, (1989)

C. Drenaje (D)

Este parámetro evalúa dos factores: densidad de drenaje y pendiente promedio del cauce (Tabla 5.1.7.5). Debido a que la densidad de drenaje depende de las características litológicas, climáticas y topográficas, los rangos de densidad baja, media o alta deberán establecerse para cada ambiente geológico.

Tabla 5.1.7.5 Valores del parámetro D – Pendiente y densidad de drenaje

Densidad de drenaje / Pendiente del cauce (%)	Calificación parámetro D		
	Baja (0 - 25)	**Media (25 - 4)**	**Alta (>45)**
Bajo – 0 – 2,25	35	30	23
Medio – 2,26- 13,5	25	19	13
Alto - > 13,5	16	10	6

Fuente: Modificado de Ramírez & González, (1989)

La Ecuación 5.2 define como se calcula la densidad de drenaje:

$$Dd = \frac{\sum Lc_i}{A}$$

Ecuación 5.2 Densidad de drenaje

Donde:

- Lc: Longitud total de los cursos de agua en metros
- A: área de la cuenca (Ha)

La densidad de drenaje en la margen derecha del río Nus es mayor que la de la margen izquierda. La red de drenaje tiende a ser dendrítica y muy ramificada en la margen derecha del río Nus, mientras que a su lado izquierdo se muestra con una tendencia subparalela menos ramificada.

D. Vegetación (V)

Se evalúan tres factores para integrar este parámetro, esto es: pendiente del terreno, tipo de vegetación y porcentaje de área cubierta por esta. Se establecen cuatro tipos de vegetaciones en los cuales se intenta asociar aquellos que bajo una misma condición tengan efectos similares en la estabilidad de las laderas. Es necesario aclarar que para efectos metodológicos los nombres de los tipos de vegetación citados en la Tabla 5.1.7.6 son genéricos, por tanto, el tipo de cobertura vegetal presente en la zona de estudio serán homologados a estos nombres.

Tabla 5.1.7.6Valores del parámetro V – Vegetación

Pendiente / Tipo de vegetación	Calificación parámetro V		
	0-20°	**20-45°**	**>45**
Bosque nativo, secundario, rastrojo alto	32	25	19
Rastrojo bajo, cultivos permanentes o semipermanentes / zona urbana pavimentada	27	17	7
Pastos o vegetación herbácea / Vegetación secundaria o en transición / zona urbana sin pavimentar	25	14	6

Pendiente / Tipo de vegetación	Calificación parámetro V		
	0-20°	20-45°	>45
Cultivos limpios o desmonte / canteras	20	8	3
Rasgos rurales	12	5,5	0
Rasgos urbanos	6	0	0
Ríos (50 m)	32	32	32

Fuente: Modificado de Ramírez & González, (1989)

Es necesario aclarar que para efectos metodológicos los nombres de los tipos de vegetación citados en la tabla anterior son genéricos, por tanto, el tipo de cobertura vegetal presente en la zona de estudio se homologa a estos nombres y se asocia una calificación de acuerdo con las pendientes del terreno que cubren sus respectivas áreas (Tabla 5.1.7.7).

Tabla 5.1.7.7 Homologación coberturas vegetales vs Corine Land Cover (Parámetro V)

Tipo de Vegetación	Coberturas área de interés (Corin Land Cover)
Bosque nativo, secundario, rastrojo alto	Bosque de galería y/o ripario, Bosque fragmentado con vegetación secundaria, bosque denso alto.
Rastrojo bajo, cultivos permanentes o semipermanentes	Cultivo permanente herbáceos - Caña, Mosaico de cultivos.
Pastos o vegetación herbácea/Vegetación secundaria o en transición	Vegetación secundaria alta, Vegetación secundaria baja, Pastos arbolados, Pastos enmalezados, Pastos limpios, guadua.
Cultivo limpio o desmonte (canteras)	Tierras desnudas y degradadas, Zonas de extracción minera, Zona arenosa natural.
Rasgos rurales	Tejido urbano discontinuo, Lagunas, lagos y ciénegas naturales
Rasgos urbanos	Tejido urbano continuo, Red vial y terrenos asociados, Aeropuerto, Zonas industriales o comerciales
Ríos	Ríos

Fuente: Integral S.A. 2025

Para el área de influencia las mayores áreas corresponden al tipo de coberturas vegetación secundaria baja, bosque fragmentado con vegetación secundaria y pastos limpios.

E. Erosión (E)

Se evalúa el porcentaje de área afectada y el tipo de erosión (ver Tabla 5.1.7.8), considerando cuatro tipos principales: laminar, diferencial, concentrada y por socavación.

Tabla 5.1.7.8Valores del parámetro erosión – E

% Área afectada	Calificación para E	
Tipo erosión	Leve (0-10%)	Moderada (10-30%)
Laminar	30	21
Diferencial	22	15
Concentrada	15	11
Por socavación	11	8

Fuente: Modificado de Ramirez F; González A.J, 1989

En el área de influencia abiótica son identificados algunos procesos morfodinámicos que corresponden a sitios donde, por las condiciones morfológicas locales, la naturaleza de los materiales y la presencia de agua, se han generado procesos de inestabilidad como movimientos en masa de tipo deslizamiento, cárcavas y surcos; también se distinguen algunos procesos relacionados con la dinámica de la quebrada Guacas y el río Nus, como lo es erosión de orillas.

F. Clima (C)

Como insumo para el estudio de zonificación geotécnica se tiene el análisis de isoyetas de precipitación (según la Tabla 5.1.7.9), tanto de valores totales anuales como de valores mensuales multianuales.

Tabla 5.1.7.9Valores del parámetro clima – C

Precipitación Media Anual (PMA)		Calificación parámetro C
Baja	< 3500	40
Media	3500 - 4000	19
Alta	> 4000	8

Fuente: Modificado de Ramirez F; González A.J, 1989

G. Sismicidad (S)

Este parámetro evalúa dos factores: riesgo sísmico y tipo de material. Los niveles de riesgo sísmico se evalúan a través del mapa de valores de Aa para la zona de estudio y se clasifican los materiales de acuerdo con su susceptibilidad a eventos sísmicos. Los tipos de material para esta metodología fueron adoptados de acuerdo con tres perfiles de suelo establecidos en el Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes (CCCSR) del año 1984, tal como se presenta a continuación con su respectiva homologación con los perfiles de suelo definidos en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10):

- Perfil S1 (Perfil A y B): Roca de cualquier característica, ya sea cristalina o lutíticas que tiene una velocidad de onda de corte mayor o igual a 750 m/s. Presenta perfiles conformados por suelos duros con un espesor menor de 60 m, compuesto también por depósitos estables de arenas, gravas o arcillas duras.
- Perfil S2 (Perfil C): Perfil en donde entre la roca y la superficie hay más de 60 m de depósitos de arcillas duras o suelos no cohesivos.
- Perfil S3 (Perfil D y E): Perfil que entre la roca y la superficie hay más de 10 m de depósitos de arcillas, cuya dureza varía entre mediana a blanda con o sin intercalaciones de arenas u otros suelos no cohesivos.

En la Tabla 5.1.7.10 se presenta la valoración del parámetro de sismicidad en función del riesgo sísmico y el tipo de material (el relleno de color naranjado presenta la calificación estimada para este parámetro).

Tabla 5.1.7.10 Valores parámetros de sismicidad – S

Amenaza Sísmica	Valores de aceleración pico efectiva (Aa)						
Tipo de Material	**0,00**	**0,05**	**0,10**	**0,15**	**0,20**	**0,25**	**0,30**
S1	24	21	17	13	8	5	2

Amenaza Sísmica	Valores de aceleración pico efectiva (Aa)						
Tipo de Material	**0,00**	**0,05**	**0,10**	**0,15**	**0,20**	**0,25**	**0,30**
S2	12	10	8	7	4	3	1
S3	4	3	3	2	1	1	0

Fuente: Modificado de Ramirez F; González A.J, 1989

El valor de Aceleración pico efectiva (Aa) es 0,238.

H. Factor antrópico (A)

Este parámetro se considera como desencadenante o contribuyente de movimientos en masa, asociado a los cambios en el uso del suelo como transformador del medio físico. En el caso de uso urbano, con la construcción de obras de infraestructura como vías y redes y de viviendas. En primera instancia, cualquier acción del hombre para el cambio del uso, se inicia con la deforestación y en general las obras causan excavación o cortes, sobrecargas (rellenos o botaderos y construcciones), los cuales, acompañados del manejo incontrolado de aguas, generan indiscriminadamente sobre las laderas efectos de cargas, sobrecargas, modificación del drenaje e infiltración.

La Figura 5.1.7.3 muestra esquemáticamente la acción del hombre sobre el medio físico (Millán, J. & González, A., 2001). El análisis del Factor Antrópico debe determinar inicialmente las variables que intervienen; este se dirige a cuantificar los efectos sobre la ocurrencia de deslizamientos, por sobrecarga y descarga de las laderas, por infiltración de agua de escorrentía y por modificación del drenaje.

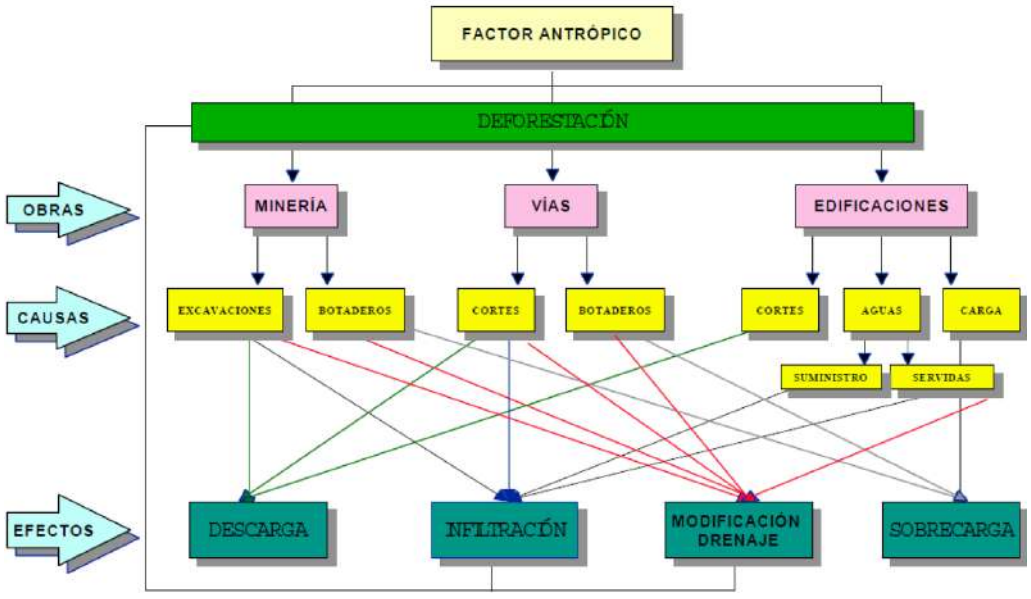


Figura 5.1.7.3 Efectos de la acción del hombre en la producción de deslizamientos

Fuente: Collazo R. D, (2015)

En la Tabla 5.1.7.11 se presenta la valoración del parámetro Efectos Antrópicos (A).

Tabla 5.1.7.11 Valores de susceptibilidad del parámetro Efectos Antrópicos

ZONAS DE AFECTACIÓN				GRADO DE INTERVENCIÓN		
				Bajo	Medio	Alto
Zonas de Explotación	Canteras	Actuales	Urbanizadas		16	
			Sin urbanizar			6
		Abandonadas	Urbanizadas		18	
			Sin urbanizar			10
	Chircales		Urbanizadas		22	
			Sin urbanizar			12
Rondas			Intervenidas			2
			Poco intervenidas	38		
Zonas Urbanas			Sin urbanizar	40		
			Con servicios	35		
			Red aguas lluvias		26	
			Red aguas negras		30	
			Sin servicios			4

Fuente: Ramírez & González, (1989) y Millan J.A., Vesga, L., (1998).

5.1.7.2.2 Resultados de la calificación geotécnica

Derivado de los análisis de los parámetros integrados de las condiciones ya descritas para el área de influencia del proyecto, se define la zonificación geotécnica para determinar la estabilidad geotécnica de los terrenos de manera semicuantitativa, donde los valores de intervalo para los límites superiores son de condición de estabilidad y el límite inferior una zona crítica o con inestabilidad. En la Figura 5.1.7.4 se muestran los resultados obtenidos.

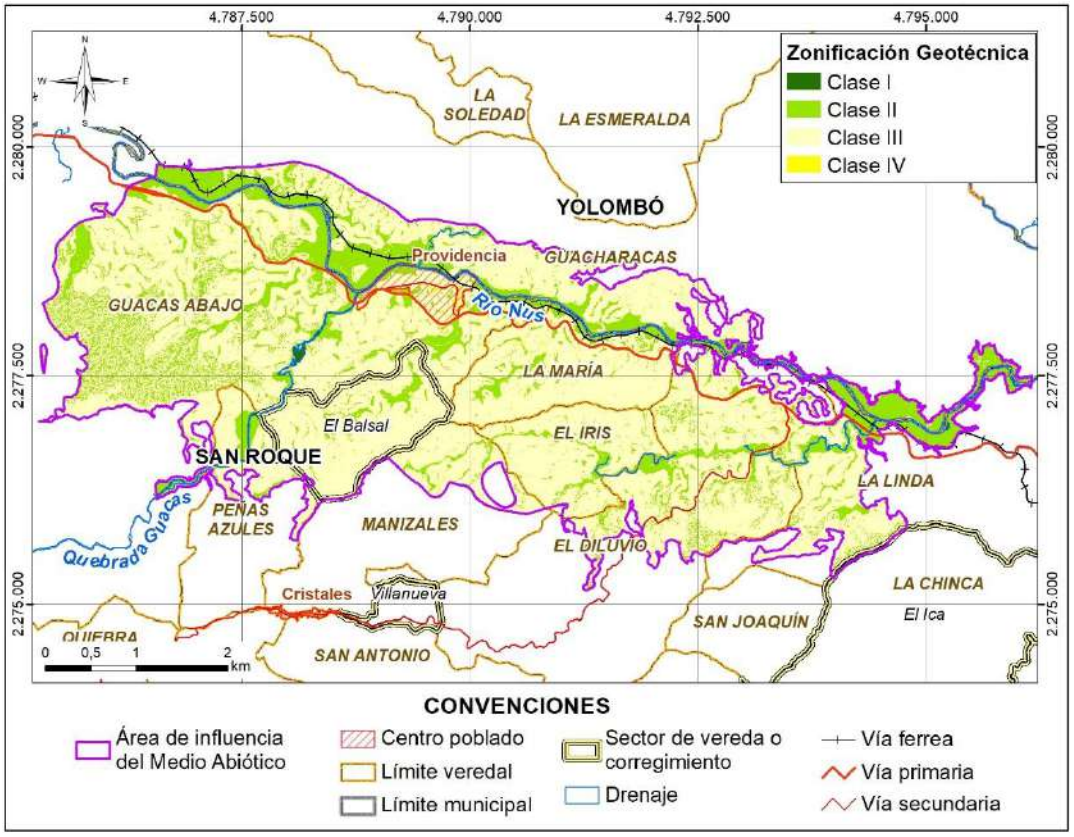


Figura 5.1.7.4 Zonificación geotécnica para el área de influencia abiótica del proyecto

Fuente: Integral S.A., 2026

En la Tabla 5.1.7.2 se describen las categorías de estabilidad geotécnica, cuyos resultados se sintetizan en la Tabla 5.1.7.12. El análisis evidencia un predominio de la clase III – zonas estables moderadamente dependientes, con un valor de ocupación porcentual de 75,82%, lo cual es consecuente con lo observado en el área de análisis, ya que estás zonas corresponden a pendientes que puntualmente muestran indicios de antiguos deslizamientos, es decir cicatrices de deslizamientos, las cuales son evidentes en el área de acuerdo con la cartografía de procesos morfodinámicos realizada. La reactivación de estas cicatrices o antiguos procesos va a depender del manejo de la ladera.

Por otra parte, en las zonas cercanas a los drenajes principales la clasificación de estabilidad es clase II con una ocupación porcentual del 22,11% - zonas estables poco dependientes, cuyas pendientes no presentan evidencias de deslizamientos, no obstante, dependiendo del manejo de las laderas pueden desarrollar procesos morfodinámicos.

Tabla 5.1.7.12Resultados de la zonificación geotécnica (CE) para el área abiótica del proyecto

DESCRIPCIÓN	ÁREA (ha)	PORCENTAJE DE OCUPACIÓN
Zona I – Zonas estables o independientes	37,94	1,52
Zona II – Zonas estables poco dependientes	551,81	22,11

DESCRIPCIÓN	ÁREA (ha)	PORCENTAJE DE OCUPACIÓN
Zona III - Estables moderadamente dependientes	1.892,01	75,82
Zona IV - Estables muy dependientes	13,52	0,54
Total	***2.495,27***	***100,00***

Fuente: Integral S.A. 2026

5.1.7.3 Procesos morfodinámicos

Para identificar los procesos morfodinámicos y su evolución en el tiempo, se realizó la cartografía detallada de procesos superficiales. Se analizaron movimientos en masa y procesos erosivos. Algunos de estos procesos han sido detonados por intervención antrópica (explotación minera artesanal, cortes viales, cultivos, etc.). En este numeral se presentan las características de cada proceso y su evolución.

La zona de interés hace parte de un paisaje de montaña dinámico, de clima tropical y elevadas precipitaciones. En este tipo de paisajes actúan una serie de procesos superficiales que se encargan de modelar las geoformas y definir su grado actual de estabilidad.

A partir de las labores de fotointerpretación, análisis de imágenes satelitales y recorridos de campo, se observó que la ocurrencia de procesos morfodinámicos tiene que ver con diferentes condiciones. Entre estas se incluyen altas pendientes, susceptibilidad de los suelos y alta densidad de drenajes. También influyen épocas de lluvias, e intervención antrópica relacionada con deforestación, cultivos y minería artesanal.

Se identificaron procesos de erosión laminar y concentrada (surcos y cárcavas), con alta densidad hacia el cerro Gramalote como resultado de la actividad minera artesanal, cicatrices de deslizamientos y deslizamientos activos, localizados en laderas escarpadas. También zonas de empozamiento de agua cercanas a surcos y flujos de agua. Además, procesos de reptación por sobrepastoreo en laderas suaves a medias. Procesos de sedimentación activa en las zonas cercanas a las corrientes que drenan el relieve y al río Nus y también procesos de socavación lateral. A continuación, se presentan las características de cada fenómeno y sus evidencias en los diferentes sectores.

5.1.7.3.1 Movimientos en masa

Son de tipo deslizamiento, con superficie de ruptura circular que se generan en zonas con gran espesor de suelo y detonados por la saturación de estos en épocas de lluvias. A nivel geomorfológico se pueden apreciar como pequeñas zonas de topografía escarpada. Tienen forma cóncava en el sentido de la pendiente, que demarcan el área desde donde se ha desprendido material por efecto de la gravedad y el agua contenida en ellos.

Estos fenómenos se llaman desgarres cuando son superficiales (<2 a 3 m) o deslizamientos cuando la superficie de ruptura es más profunda (véase la Fotografía 5.1 y Figura 5.1.7.5).

Este tipo de procesos se encuentran distribuidos por toda el área de influencia abiótica del proyecto, fueron cartografiados 27 deslizamientos activos, pocos de ellos concentrados hacia el cerro Gramalote (vereda Guacas) y áreas cercanas. Geológicamente, el terreno afectado por este proceso está conformado por suelo residual producto de la meteorización de las rocas del Batolito Antioqueño.

Fotografía 5.1 Deslizamiento activo en la vereda El Iris

Fuente: Integral S.A., 2025

Figura 5.1.7.5 Deslizamiento activo en las inmediaciones de la quebrada Guacas, margen derecha (Imagen satelital del año 2023)

Fuente: Integral S.A., 2025

5.1.7.3.2 Cicatriz de deslizamiento

Con el paso del tiempo el movimiento en masa puede inactivarse y deja una huella de la superficie de ruptura circular (corona de deslizamiento) sobre la cual crece nuevo la vegetación. Esta evidencia de deslizamiento antiguo se llama cicatriz. En El área de influencia abiótica del proyecto fueron cartografiadas 287 cicatrices de deslizamiento, todas ellas presentan buena cobertura vegetal indicando la recuperación del terreno.

En la Figura 5.1.7.6 se presenta una cicatriz de deslizamiento en las inmediaciones del río Nus.

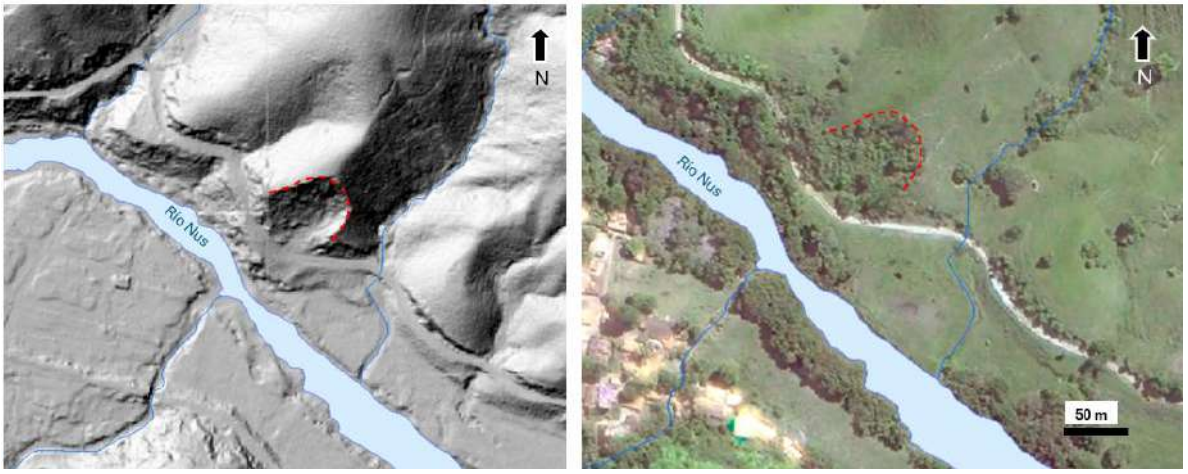


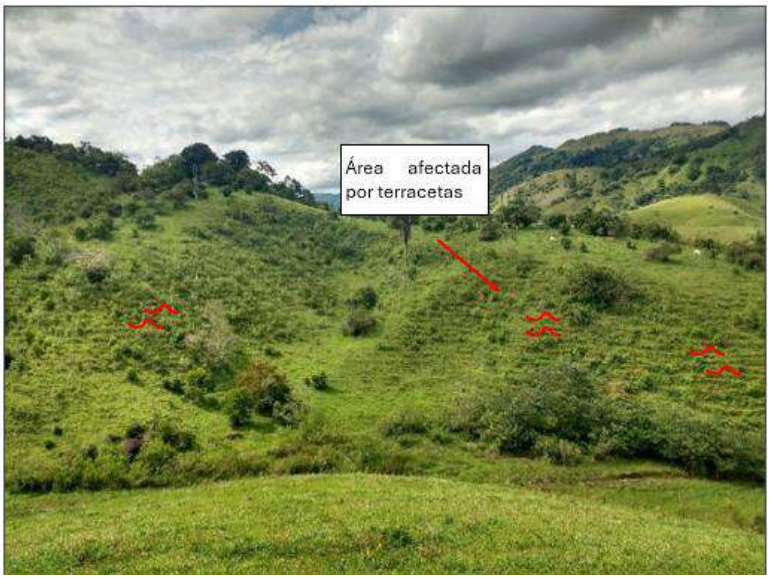
Figura 5.1.7.6 Cicatriz de deslizamiento en las inmediaciones del río Nus. Margen izquierda (Imagen satelital del año 2023)

Fuente: Integral S.A., 2025

5.1.7.3.3 Terraceo por sobrepastoreo

Este proceso es originado en mayor parte por las actividades ganaderas o agrícolas en la zona. Se identifica en la superficie por la presencia de escalones o desniveles en la ladera, resultado de la erosión, y que se intensifican por el paso del ganado, el cual incrementa la presión ejercida sobre los suelos involucrados y generan deformación sobre los mismos. Como consecuencia, estos procesos se pueden desencadenar desprendimientos menores de carácter erosivo o movimientos en masa, como desgarres. En la vereda Guacas Abajo es donde más se evidencia este tipo de proceso.

En la Fotografía 5.2 se observa una ladera afectada por las terracetas en la vereda La María.



Fotografía 5.2 Laderas afectadas por sobrepastoreo en la margen izquierda de la quebrada La María

Fuente: Integral S.A, 2025

5.1.7.3.4 Erosión Laminar

Este tipo de proceso erosivo se caracteriza por extenderse de manera relativamente homogénea en los terrenos que afecta. Los agentes erosivos como el viento y el agua que degradan el suelo de forma regular deterioran la capa más superficial a manera de láminas que se distinguen en las imágenes satelitales debido al contraste entre la vegetación de la zona afectada y la circundante, generalmente mostrándose más baja y de colores más opacos.

A diferencia de la erosión concentrada, la erosión laminar suele tener menor relación con la actividad urbana y más con las condiciones naturales del terreno o con el uso del suelo, por lo que frecuentemente obedecen a cambios litológicos marcados o a zonas de agricultura donde hay constantes procesos de deforestación y reforestación. En el área de influencia abiótica este tipo de erosión se presenta comúnmente en los terrenos que constituyen la vereda La Maria, y en menor medida en las veredas Guacas abajo y el Diluvio.

En la Figura 5.1.7.7 se muestra un terreno afectado por este proceso en la vereda La María, cartografiado a partir de la imagen satelital del 2023.

Figura 5.1.7.7 Erosión laminar en la vereda La María (Imagen satelital del año 2023)

Fuente: Integral S.A., 2025

5.1.7.3.5 Erosión en surcos

Los surcos se generan cuando el agua de escorrentía labra por erosión pequeños canales por donde transcurrir. El fenómeno de remoción de partículas se concentra y acelera drásticamente hasta conformar oquedades alargadas en forma de canales (surcos). Cuando este proceso continúa, se transforman en cárcavas. En el área de influencia abiótica del proyecto para la modificación de licencia, fueron cartografiados 25 surcos, en su mayoría en la vereda El Iris.

Generalmente, se encuentran afectando los suelos residuales originados a partir de rocas del Batolito Antioqueño. En la Figura 5.1.7.8 se muestra un ejemplo de surco en las inmediaciones de la quebrada La Palestina.

Figura 5.1.7.8 Surco en las inmediaciones de la quebrada La Palestina

Fuente: Integral S.A., 2025

5.1.7.3.6 Erosión en cárcavas

Procesos de erosión asociados a suelos granulares de baja cohesión, donde la lámina del agua de escorrentía puede remover los materiales. Se evidencian en zonas sin vegetación y con desarrollo de minería artesanal reciente. Se presenta comúnmente en el cerro Gramalote (Fotografía 5.3) y alrededores de la quebrada El Balsal y La Colorada.

Fotografía 5.3 Zonas afectadas por minería en el sector del Cerro Gramalote

Fuente: Integral S.A, 2025

Fotografía 5.4 Cárcavas observadas en el sector noreste de la vereda Guacas

Fuente: Integral S.A., 2025

5.1.7.3.7 Socavación de orillas

Tiene lugar en las márgenes de los drenajes, generando pérdida de tierra por divagación de la corriente o aumento en el caudal y velocidad del flujo. Este último asociado a eventos de fuertes aguaceros (Fotografía 5.5). También se pueden presentar eventos de carácter torrencial por actividades de deforestación en partes altas de las cuencas que aumentan la escorrentía superficial directa.

Se aprecian procesos de socavación en algunos tramos del cauce del río Nus, cerca de zonas con intervención minera artesanal. Además, en las quebradas Guacas, El Topacio, La Palestina y Monjas.

Fotografía 5.5 Socavación de orillas en quebradas tributarias del río Nus. A. Erosión lateral en la margen izquierda de la quebrada Guacas, B. Erosión lateral en la margen derecha de la quebrada El Topacio

Fuente: Integral S.A., 2025

5.1.7.3.8 Áreas de sedimentación activa

Se encuentran asociadas a cauces activos según la dinámica fluvial de los últimos años; quebradas como La María, El Topacio, Guacas, El Banco, San Antonio, El Balsal, La

Palestina y el río Nus. Estas áreas son modeladas por la dinámica natural del drenaje y a través del tiempo presentan variaciones relacionadas con etapas de erosión y sedimentación (Fotografía 5.6 y Figura 5.1.7.9).

Fotografía 5.6 Sedimentación activa

Fuente: Integral S.A., 2025

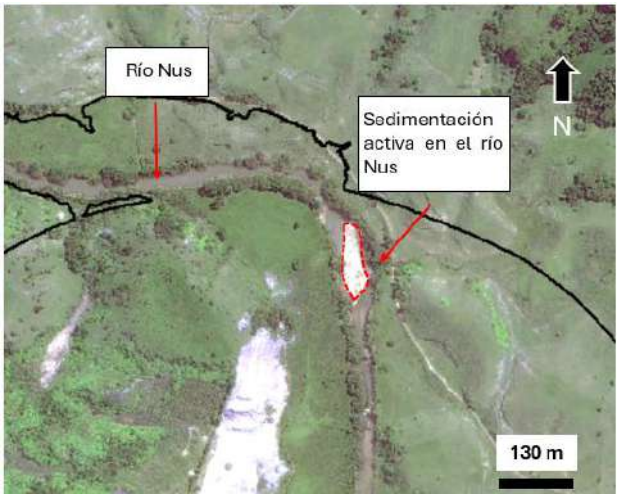


Figura 5.1.7.9Sedimentación activa en el río Nus

Fuente: Integral S.A., 2025

5.1.7.3.9 Áreas de erosión antrópica

Estás áreas incluyen las zonas que han sido intervenidas, principalmente por avance minero en el área de análisis, la adecuación de terrenos para fines urbanísticos, infraestructurales, excavaciones, etc. Este tipo de procesos pueden afectar el terreno de tal manera que la relación de este con los agentes erosivos promueva el desarrollo de zonas de erosión concentrada (surcos y cárcavas). En el área de influencia abiótica del proyecto para la modificación de licencia ambiental, este tipo de erosión se concentra en el área donde se tiene el cerro Gramalote, principalmente asociadas con avances mineros.

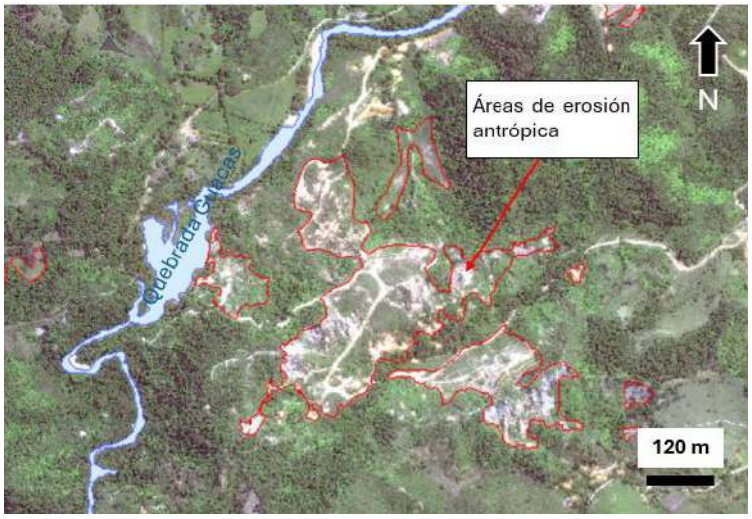


Figura 5.1.7.10 Erosión antrópica en la vereda Guacas

Fuente: Integral S.A., 2025

A continuación, se presentan en la Figura 5.1.7.11, Figura 5.1.7.12 y Figura 5.1.7.13 los mapas de procesos morfodinámicos de los años 2018, 2021, 2023 y 2025 (procesos morfodinámicos actuales) respectivamente.

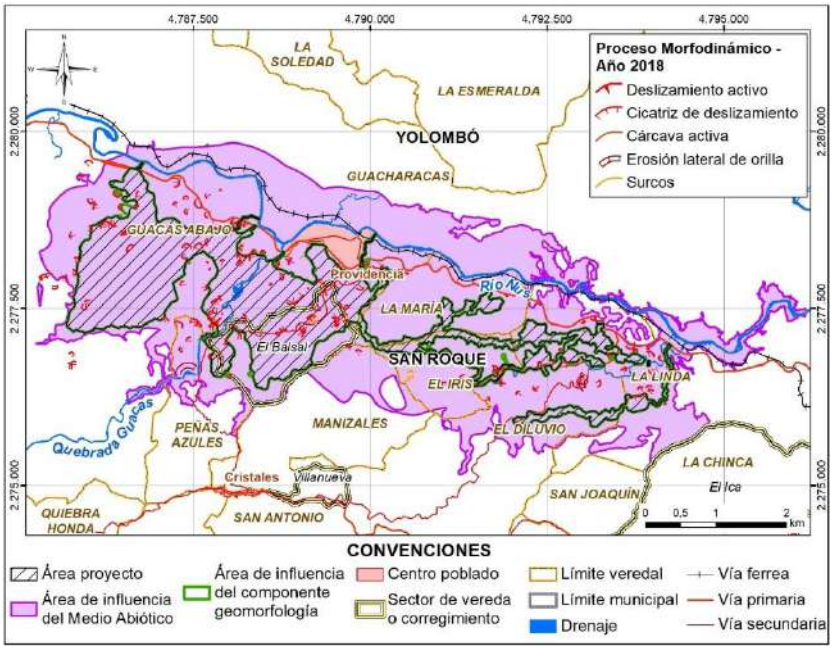


Figura 5.1.7.11 Procesos morfodinámicos año 2018

Fuente: Integral S.A., 2025

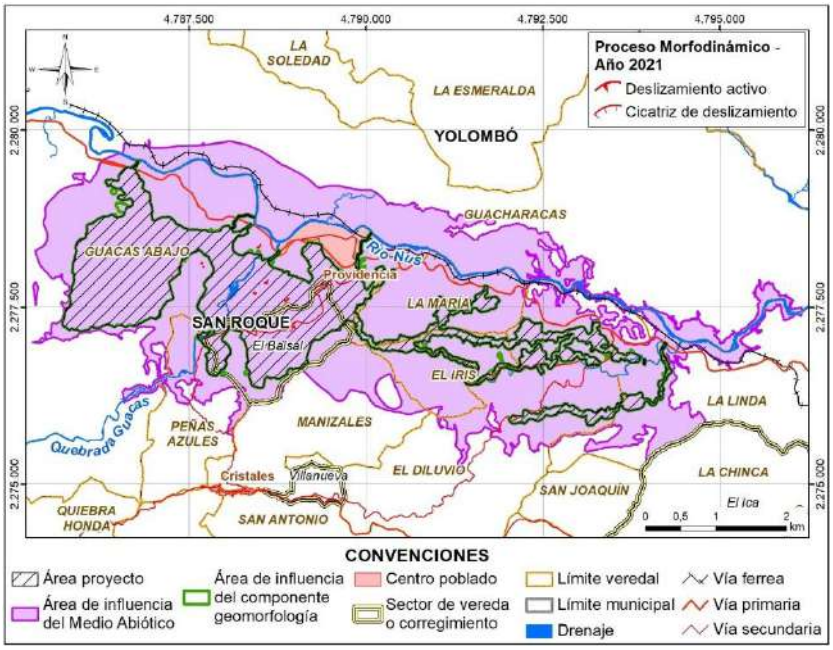


Figura 5.1.7.12 Procesos morfodinámicos año 2021

Fuente: Integral S.A., 2025

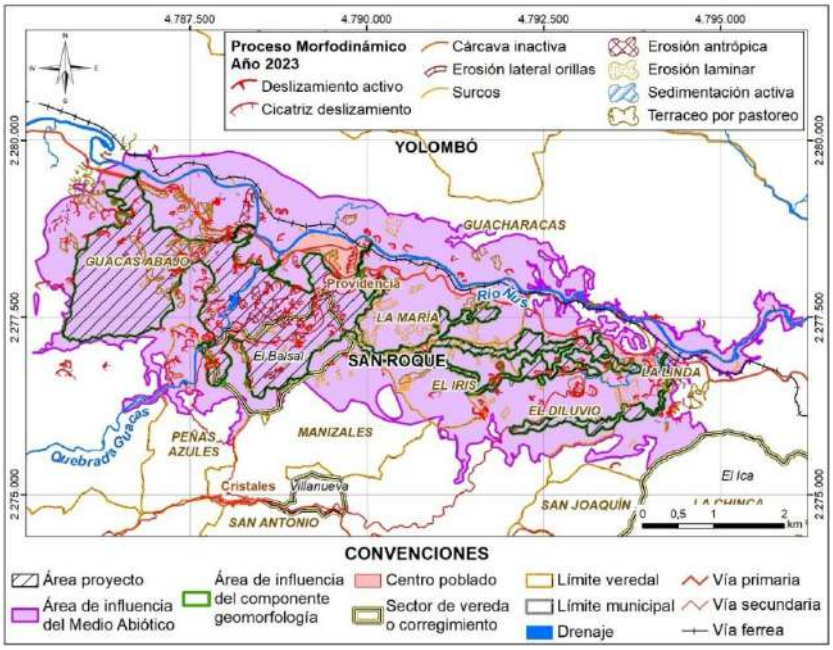


Figura 5.1.7.13 Procesos morfodinámicos año 2023

Fuente: Integral S.A., 2025

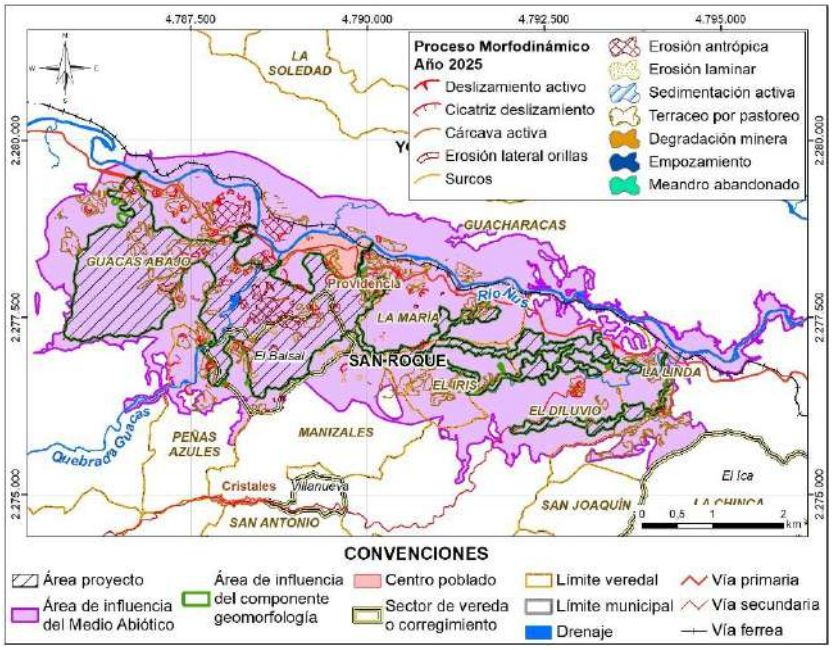


Figura 5.1.7.14 Procesos morfodinámicos año 2025

Fuente: Integral S.A., 2026

5.1.7.4 Amenaza sísmica

El proyecto Gramalote cuenta con un estudio de amenaza sísmica desarrollado por la empresa Golder Associates USA Inc. Este fue elaborado para B2Gold & Anglo Gold Ashanti (AGA). Este estudio denominado “Site-specific probabilistic – deterministic seismic hazard assessment and acceleration time histories” (Evaluación de amenaza sísmica probabilística y determinística específica de sitio y aceleración tiempo-historia), con fecha de marzo de 2022, presenta los resultados de los análisis de amenaza sísmica probabilística (PSHA, por sus siglas en inglés) y determinística (DSHA, por sus siglas en inglés) específicos del sitio donde se construirá el terraplén de la presa de almacenamiento de relaves (TSF, por sus siglas en inglés correspondientes a Tailing Storage Facility) propuesta en el sitio de Gramalote, Colombia. Este estudio también incluye el análisis de aceleración tiempo-historia de terremotos (ATH, por sus siglas en inglés) para respaldar el diseño de ingeniería de la presa de almacenamiento de relaves (TSF).

Este informe proporciona la aceleración máxima horizontal del suelo (PGA, por sus siglas en inglés) específica del sitio y aceleraciones espectrales amortiguadas (Sa) al 5 % para las probabilidades de excedencia anual (AEP, por sus siglas en inglés) seleccionadas. Los movimientos sísmicos de la media y del percentil 84 también se estiman para el sismo máximo creíble (MCE, por sus siglas en inglés) en función del DSHA específico del sitio Golder Associates USA Inc (2022).

Como se indica en el estudio desarrollado por Golder Associates USA Inc (2022), la estimación de la amenaza sísmica tuvo en cuenta los lineamientos de las principales organizaciones internacionales, por ejemplo, International Committee on Large Dams - ICOLD; Canadian Dam Association - CDA; Australian National Commission of Large Dams - ANCOLD; Global International Standard of Tailings Management - GISTM, entre otros.

El estudio de amenaza símica desarrollado por Golder Associates USA Inc (2022) para la presa de almacenamiento de relaves (TSF, por sus siglas en inglés), el cual es aplicable a la mina Gramalote, se presenta en el ANEXOS_CARACTERIZACION_GEOTECNIA_PROYECTO_GENERAL_AXO_A. A continuación, se resumen los principales aspectos del estudio mencionado anteriormente.

5.1.7.4.1 Contexto sismo-tectónico

El sitio de la mina Gramalote se encuentra ubicado en una región tectónicamente compleja, localizada al noroeste de Sudamérica. Esta zona se caracteriza por importantes zonas de subducción, numerosas fallas tectónicamente activas, las cuales están mayormente orientadas en dirección N-S, la presencia de volcanes activos y un registro histórico. de sismos de magnitud importante. La convergencia y las interacciones de tres placas tectónicas (Nazca, Caribe y Sudamericana) con la placa de los Andes del Norte y la placa Paleo-Caribe dominan la tectónica de placas actual del noroeste de Colombia (Golder Associates USA Inc, 2022).

La configuración tectónica actual, la cual domina los procesos presentes en el área de la mina Gramalote, y en general, el territorio colombiano se presenta en la Figura 5.1.7.15 y la Figura 5.1.7.16. Adicionalmente, la evolución tectónica de esta región se describe en detalle en el numeral 2.0 del informe "*Site-specific probabilistic – deterministic seismic hazard assessment and acceleration time histories*" desarrollado por Golder Associates USA Inc (2022)

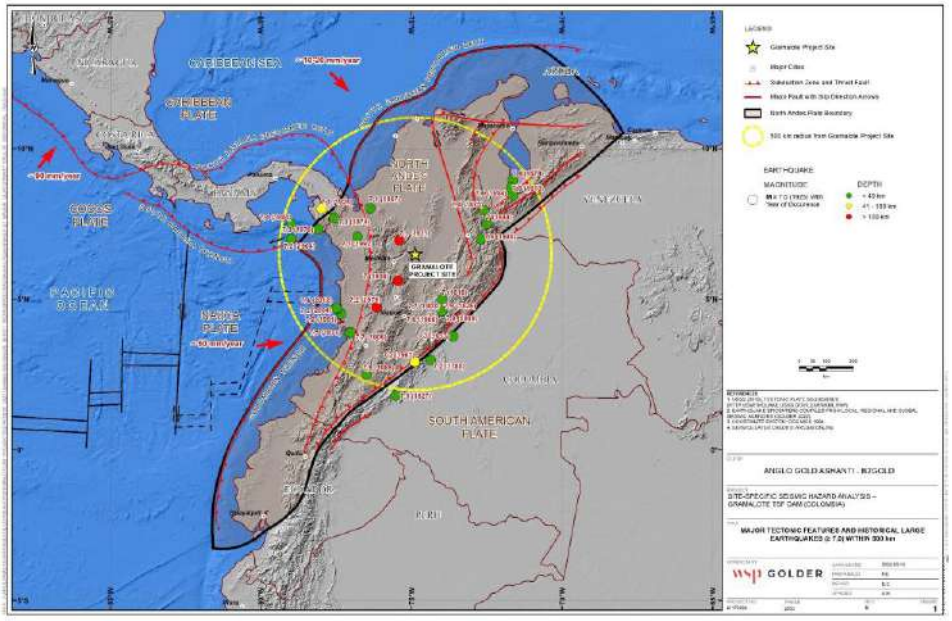


Figura 5.1.7.15 Configuración tectónica y terremotos históricos más importantes.

Fuente: Golder Associates USA Inc (2022)

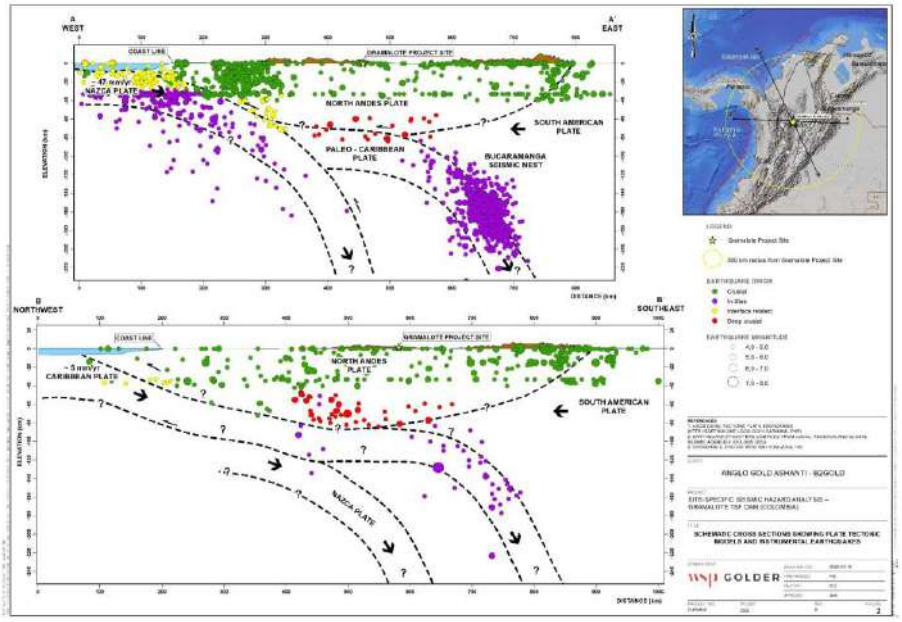


Figura 5.1.7.16 Secciones transversales esquemáticas que ilustran las principales características tectónicas y los hipocentros de los sismos históricos.

Fuente: Golder Associates USA Inc (2022)

5.1.7.4.2 Fuentes sísmicas consideradas

La interacción de las placas de Nazca, Caribe, Andes del Norte y América del Sur ha resultado en la formación de una amplia variedad de fallas corticales sísmicamente activas en Colombia, además de volcanes activos en el sur del territorio, cerca de la frontera con Ecuador (Golder Associates USA Inc, 2022). Los terremotos históricos más grandes están asociados con la subducción superficial y más profunda de las placas de Nazca y del Caribe, así como con algunas fallas regionales que atraviesan el territorio colombiano (ver Figura 5.1.7.15 y Figura 5.1.7.16).

Para el estudio de amenaza sísmica desarrollado por Golder para Gramalote, se consideraron 20 fallas corticales (Golder Associates USA Inc, 2022). La información de estas estructuras fue recopilada desde distintos estudios desarrollados por el Servicio Geológico Colombiano (SGC) y el Modelo de Amenaza Sísmica de Colombia (Arcila, 2020), la base de datos del Proyecto de Evaluación de Riesgos de América del Sur (SARA, 2016) y la base de datos de fallas cuaternarias desarrollado por el USGS para Colombia (Paris, 2000).

En la Tabla 5.1.7.13 se presenta un resumen de los principales parámetros de las fallas geológicas activas consideradas en el estudio de amenaza sísmica, localizadas en un radio de 200 km desde el proyecto Gramalote. Adicionalmente, en la Figura 5.1.7.17 se presenta el mapa de fallas activas consideradas y las características de la sismicidad presente en esta zona del territorio colombiano.

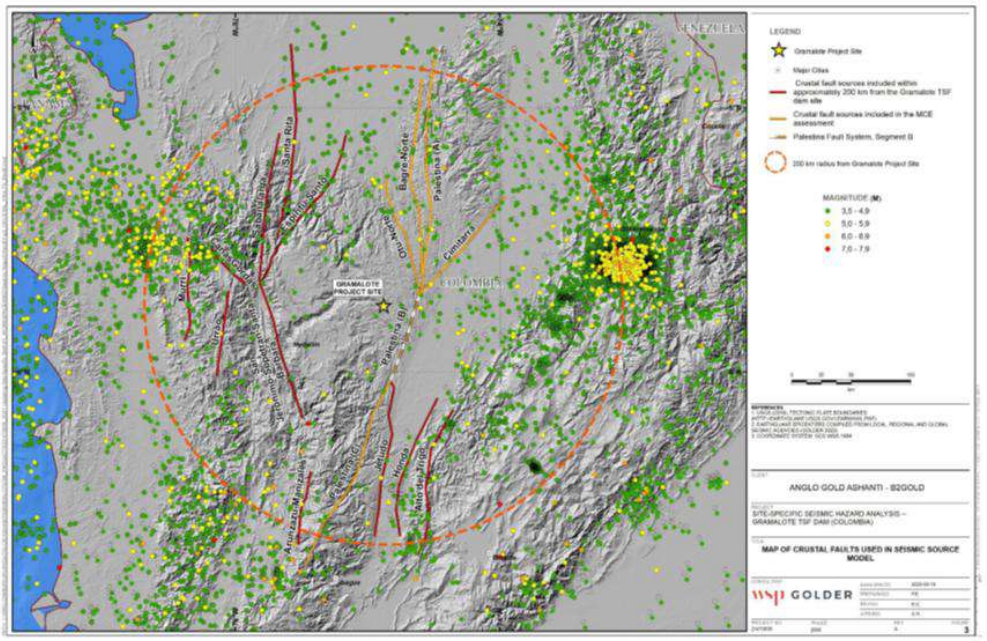


Figura 5.1.7.17 Fallas activas mapeadas en un radio de 200 km desde el punto central de análisis localizado en la mina Gramalote

Fuente: Golder Associates USA Inc (2022)

El estudio desarrollado por Golder Associates USA Inc (2022) consideró también otras sismo-fuentes distintas a las fallas activas tales como las zonas de subducción y zonas sismogénicas corticales (sismicidad de fondo), que agrupan la sismicidad relacionada con los procesos que dominan en cada una de ellas. El detalle de la modelación de las sismo-fuentes se puede consultar en los numerales 2.2, 4.2 y 4.3 del informe "*Site-specific probabilistic – deterministic seismic hazard assessment and acceleration time histories*", contenido en el ANEXOS_CARACTERIZACION_GEOTECNIA_PROYECTO_GENERAL_AXO_A. A continuación, la Tabla 5.1.7.13 presenta las características del modelo de fuente sísmica de las fallas activas mapeadas en un radio de 200 km desde la mina Gramalote.

Tabla 5.1.7.13 Características del modelo de fuente sísmica de las fallas activas mapeadas en un radio de 200 km desde la mina Gramalote

Falla o segmento de falla	Longitud de la falla (km)	Distancia más cercana al sitio (km)	Buzamiento (°) y dirección	Tipo de falla1	Tasa de deslizamiento promedio (mm/año) y peso	Probabilidad de actividad	Profundidad sismogénica	Magnitud de momento sísmico (M)2
Alto del Trigo	129	105	52° E	R	0,09 (1)	1	15,8	7,7
Aránzazu-Manizales	63	151	90°, Vertical	SS	0,9 (1)	1	16,8	7,3
Bagre-Norte	164	42	72° E	R	0,1-0,18-1,0 (0,3-0,6-0,1)	1	16,2	7,7
Cañasgordas	42	116	72° SW	R	0,45 (1)	1	19	7,2
Cimitarra	109	32	90°, Vertical	SS	0,1-0,18-1,0 (0,3-0,6-0,1)	1	17	7,5
Espíritu Santo	140	100	72° NW	N	0,45 (1)	1	19	7,7
Honda	123	90	52° E	R	0,9 (1)	1	15,8	7,6
Jetudo	134	62	72° W	R	0,9 (1)	1	19	7,7
Murri	88	162	72° E	R	0,09 (1)	1	19	7,5
Otú-Norte	106	31	72° E	R	0,2-0,45-1,0 (0,2-0,6-0,2)	1	16,2	7,5
Palestina (A)	208	32	72° E	R	0,1-0,18-1,0 (0,3-0,6-0,1)	0,75	19	7,9
Palestina (A+B)	284	27	72° E	R	0,1-0,18-1,0 (0,3-0,6-0,1)	0,2	19	8,0
Palestina (A+B+C)	456	27	72° E	R	0,1-0,18-1,0 (0,3-0,6-0,1)	0,05	19	8,2
Palestina (B)	76	27	72° E	R	0,1-0,18-1,0 (0,3-0,6-0,1)	0,55	19	7,4
Palestina (B+C)	248	27	72° E	R	0,1-0,18-1,0 (0,3-0,6-0,1)	0,2	19	7,9
Palestina (C)	172	63	72° E	R	0,1-0,18-1,0 (0,3-0,6-0,1)	0,75	19	7,8

Falla o segmento de falla	Longitud de la falla (km)	Distancia más cercana al sitio (km)	Buzamiento (°) y dirección	Tipo de falla1	Tasa de deslizamiento promedio (mm/año) y peso	Probabilidad de actividad	Profundidad sismogénica	Magnitud de momento sísmico (M)2
Sabanalarga	126	105	90°, Vertical	SS	0,9 (1)	1	17	7,6
San Jerónimo-Sopetrán-Santa Bárbara	119	92	90°, Vertical	SS	0,9 (1)	1	17	7,5
Santa Rita	163	105	90°, Vertical	SS	0,09 (1)	1	17	7,7
Urrao	72	129	90°, Vertical	SS	0,45 (1)	1	17	7,3

[1] R: Reverse (inversa), N: Normal (normal), SS: Strike-slip (deslizamiento lateral).
[2] Magnitud de momento sísmico a partir de la relación empírica Wells y Coppersmith (1994), área de ruptura para todos los tipos de deslizamiento.
Fuente: Golder Associates USA Inc (2022)

5.1.7.4.3 Sismicidad histórica

Presentar el contexto sísmico de Colombia a través de los sismos más importantes que han generado algún tipo de afectación en el territorio y conocer los efectos que los sismos históricos han tenido en las distintas zonas del país, permite, en cierta medida, entender cuáles serían los efectos locales que podrían suceder en caso de que un sismo de magnitud importante ocurriera en la zona de interés para la mina Gramalote.

El sismo histórico más cercano a la zona de la mina Gramalote sucedió el 10 de abril de 1911, con epicentro localizado en el municipio de Yarumal, Antioquia, al NW del área de la mina. En Tabla 5.1.7.14 se presentan las características principales de este evento histórico. Adicionalmente, en el numeral siguiente se describen algunos de los efectos generados por este sismo. Para este caso, el evento se mide en la escala de Intensidad Macrosísmica Europea (EMS-98, por sus siglas en inglés), la cual corresponde a una clasificación de la severidad de la sacudida del suelo, basándose en los efectos observados en un área limitada.

Tabla 5.1.7.14 Características de los eventos sísmicos históricos fuera del área interés

Fecha (aaaa-mm-dd)	Hora local (hh:mm)	Latitud (°)	Longitud (°)	Profundidad (km)	Magnitud	Área epicentral	Distancia al sitio* (km)
1911-04-10	13:42	6,960	-75,410	120,0	6,4 Mw	Yarumal*	77,0

*Departamento de Antioquia.
Fuente: Elaboración propia a partir de SGC (2022)

I. Sismo de 1911-04-10

Este sismo generó daños en las poblaciones de Yarumal y Campamento en el departamento de Antioquia, y se sintió en el centro y nororiente del país. El sitio más afectado fue Yarumal, donde se reportaron graves averías en algunas casas y en la torre de la iglesia, la cual posteriormente fue mandada a derribar (Servicio Geológico Colombiano - SGC, 2022).

En Campamento, se desplomó parte del frontis de la iglesia, y en el corregimiento de Santa Isabel (Remedios, Antioquia) se reportaron "grandes pérdidas materiales". Fue sentido en Medellín y Cúcuta en Colombia, y en Barinas, Guanare y Tariba en Venezuela (Servicio Geológico Colombiano - SGC, 2022). El hecho de que este sismo haya sido sentido en un área tan extensa, justifica la interpretación de su profundidad de 120 km. Sin embargo, es necesario considerar la posibilidad de que el epicentro se localizara un poco más al este, dado que fue sentido en el territorio venezolano.

En la Figura 5.1.7.18 se presenta los valores intensidad (EMS-98) alcanzados en los municipios de Yarumal, Medellín, Montería, Cúcuta (Colombia) y San Cristóbal (Venezuela).

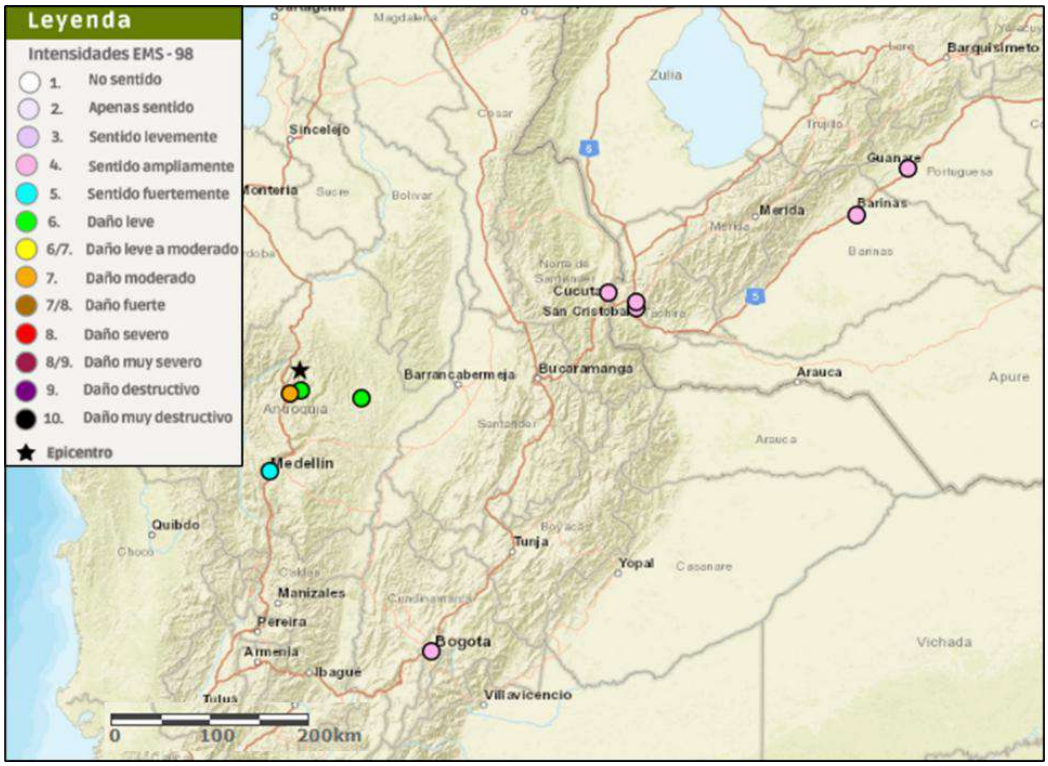


Figura 5.1.7.18 Mapa de intensidades EMS-98 para el sismo histórico del 10 de abril de 1911, con área epicentral en Yarumal, Antioquia. El epicentro de este evento se localizó al NW de la mina Gramalote

Fuente: SGC (2022)

Dadas las características tectónicas del territorio colombiano, existen otros eventos históricos asociados a las distintas sismo-fuentes presentes en el país, sin embargo, los epicentros de estos eventos se encuentran a distancias superiores a los 100 km desde la mina Gramalote. Las características principales de los eventos históricos se presentan en el numeral 3.1 del informe "*Site-specific probabilistic – deterministic seismic hazard assessment and acceleration time histories*" desarrollado por Golder Associates USA Inc (2022).

5.1.7.4.4 Sismicidad instrumental

El estudio de amenaza sísmica desarrollado por Golder Associates USA Inc (2022), compiló información de sismicidad histórica e instrumental de 11 catálogos sísmicos (locales, regionales y globales). Esta compilación permitió generar un catálogo de sismos confiable y suficiente para desarrollar los análisis requeridos en el sitio de la mina Gramalote. La distribución de la sismicidad compilada se puede observar en la Figura 5.1.7.17.

A continuación, se listan las bases de datos utilizadas en la compilación del catálogo sísmico del estudio PSHA y DSHA de la mina Gramalote (Golder Associates USA Inc, 2022):

- Servicio Geológico Colombiano (SGC)
- *United States Geological Survey – USGS*
- *USGS Centennial Earthquake Catalog – CENT*
- Archivo histórico global de sismos compilado por *Global Earthquake Model (GEM)*

- Catálogo del boletín del *International Seismological Centre (ISC)*
- Catálogo de sismicidad instrumental global compilado por *ISC* y *Global Earthquake Model (ISCGEM)*
- Catálogo sísmico del *National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA)*
- Catálogo de *Advanced National Seismic System (ANSS)*
- Catálogo del *Global Centroid Moment Tensor (GCMT)*
- Catálogo del *Incorporated Research Institutions for seismology – IRIS*
- Catálogo de sismos de Suramérica (SARA)

En el numeral 3.0 del informe "*Site-specific probabilistic – deterministic seismic hazard assessment and acceleration time histories*" desarrollado por Golder Associates USA Inc (2022), se encuentra el detalle y las características de los catálogos mencionados anteriormente.

5.1.7.4.5 Nivel de amenaza del sitio de interés

El análisis probabilístico de amenaza sísmica (PSHA, por sus siglas en inglés) desarrollado por Golder Associates USA Inc (2022) para el sitio de la mina Gramalote, se realizó usando el software EZ-FRISK v8.0. El valor de V_{S30} utilizado en la estimación de la amenaza sísmica fue de 800 m/s (Golder Associates USA Inc, 2022), el cual es equivalente a un afloramiento de roca de rigidez media, según se define en el título A de la NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica - AIS, 2010).

Los resultados obtenidos a partir del análisis probabilístico se exponen mediante las curvas de amenaza, que representan la frecuencia anual de los diferentes niveles de aceleración máxima esperada en el sitio de interés y los espectros de respuesta de amenaza uniforme (UHRS) para distintos periodos de retorno. El término "Amenaza Uniforme" se usa aquí porque existe la misma probabilidad de exceder los movimientos del terreno en un tiempo de exposición seleccionado en cualquier período espectral (Golder Associates USA Inc, 2022).

En la Figura 5.1.7.19 y la Figura 5.1.7.20 se presentan las curvas de amenaza y los espectros de respuesta de amenaza uniforme (UHS). Adicionalmente, en la Tabla 5.1.7.15 se muestran los valores de aceleración para distintos periodos espectrales asociados a los periodos de retorno de 475, 975, 2.475, 5.000 y 10.000 años y sus respectivas tasas anuales de excedencia.

El detalle de los resultados del estudio de amenaza sísmica se puede consultar en los numerales 5.0, 6.0 y 7.0 del informe "*Site-specific probabilistic – deterministic seismic hazard assessment and acceleration time histories*" desarrollado por Golder Associates USA Inc (2022).

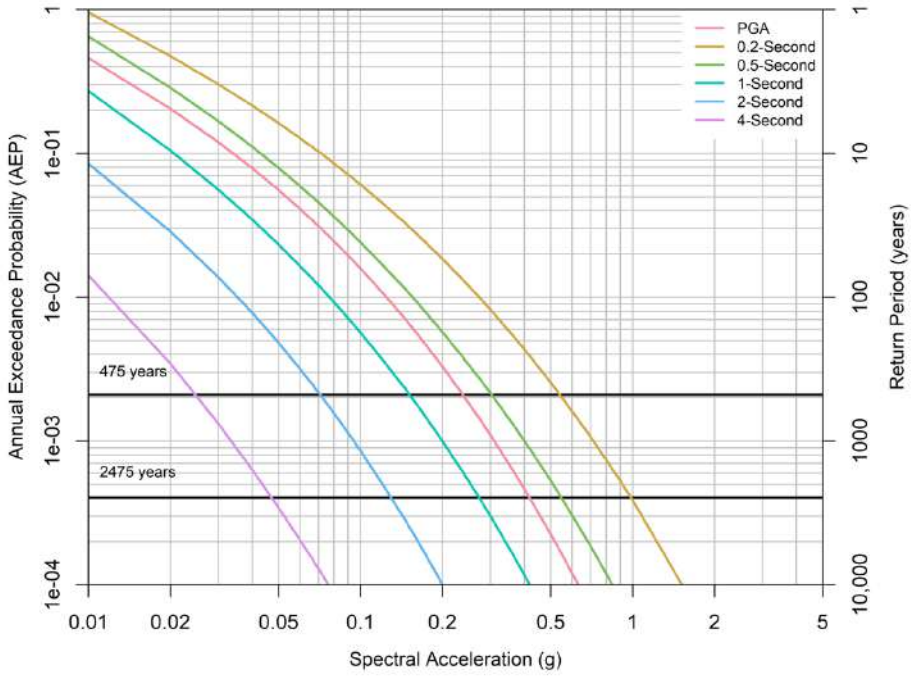


Figura 5.1.7.19 Curvas de amenaza media (5% de amortiguamiento) para los periodos espectrales seleccionados en el sitio de la mina Gramalote. El valor de Vs30 usado es de 800 m/s

Fuente: Golder Associates USA Inc (2022)

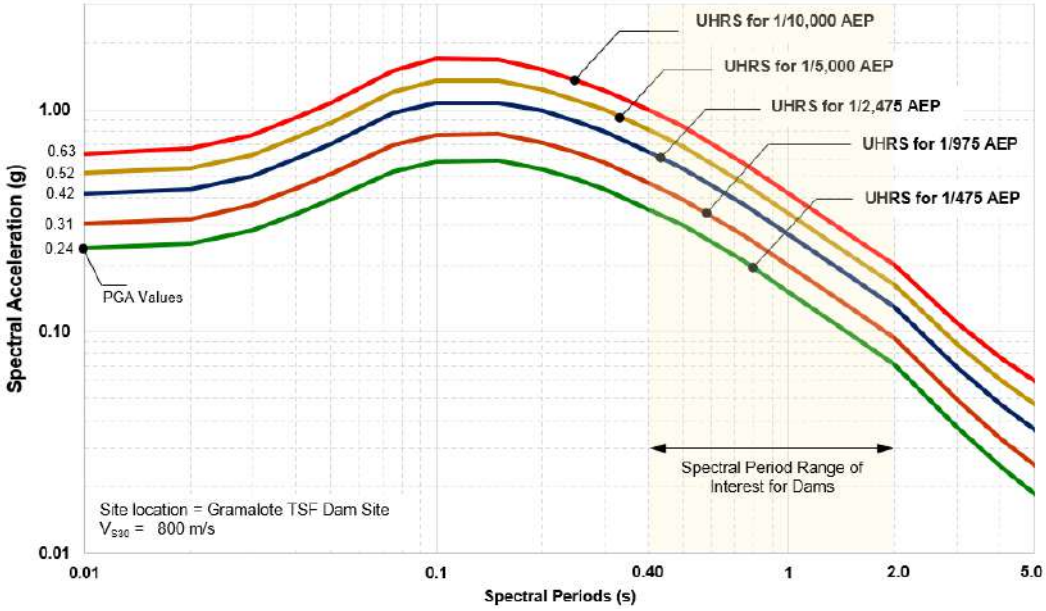


Figura 5.1.7.20 Espectros de Respuesta de Amenaza Uniforme (UHRS) (5% de amortiguamiento) en el sitio de la mina Gramalote. El valor de Vs30 usado es de 800 m/s

Fuente: Golder (2022)

Tabla 5.1.7.15 UHRS (5% de amortiguamiento) para las Probabilidades Anuales de Excedencia (PAE) seleccionadas en el sitio del proyecto Gramalote. El valor de Vs30 (1) usado es de 800 m/s

Periodo espectral (s)	Aceleración Espectral Horizontal - UHRS (g)				
	PAE* 1/475	PAE* 1/975	PAE* 1/2.475	PAE* 1/5.000	PAE* 1/10.000
PGA	0,238	0,308	0,418	0,518	0,632
0,1	0,586	0,773	1,075	1,351	1,692
0,15	0,591	0,779	1,079	1,352	1,689
0,2	0,540	0,711	S_S = 0,987(2)	1,227	1,519
0,3	0,438	0,576	0,796	0,997	1,214
0,4	0,357	0,468	0,647	0,811	1,000
0,5	0,303	0,397	0,547	0,684	0,842
0,75	0,207	0,271	0,373	0,465	0,571
1,0	0,151	0,198	S_1= 0,273(2)	0,340	0,419
2,0	0,071	0,094	0,129	0,163	0,200
3,0	0,038	0,050	0,070	0,089	0,111
4,0	0,025	0,033	0,047	0,060	0,076
5,0	0,019	0,025	0,036	0,047	0,060
7,5	0,011	0,015	0,023	0,030	0,039
8,0	0,010	0,014	0,021	0,027	0,036
9,0	0,009	0,012	0,018	0,023	0,030
10,0	0,008	0,011	0,015	0,020	0,026

(1) Valores espectrales de amenaza sísmica uniforme específico del sitio, calculados para afloramientos de roca de rigidez media (V_{S30} de 800 m/s) equivalente a un suelo Tipo B, según lo definido por el NSR-10.

(2) S_S y S_1 son las aceleraciones espectrales medias para el Sismo Máximo Considerado (MCEQ, por sus siglas en inglés) en periodos definidos para T_{SS} = 0,2 s y T_{S1} = 1,0 s, para el periodo de retorno de 2.475 años según ASCE 7-16 (2016) (Golder Associates USA Inc, 2022). Si bien el MCEQ utiliza un V_{S30} de 760 m/s, los valores proporcionados aquí pueden considerarse equivalentes, pero para el diseño final, deben recalcularse para un V_{S30} de 760 m/s.

Fuente: Golder Associates USA Inc (2022)

Como se puede observar en el numeral 7.2 del informe "*Site-specific probabilistic – deterministic seismic hazard assessment and acceleration time histories*", los valores de aceleración del estudio desarrollado por Golder Associates USA Inc (2022) para el sitio de la mina Gramalote, son coherentes respecto de otros estudios de amenaza sísmica desarrollados en el país (ver Tabla 5.1.7.16). Los valores presentados en este informe son más conservadores por lo que su uso en el diseño de las obras se considera adecuado y representativo para la zona.

Tabla 5.1.7.16 Valores de aceleración para algunos periodos espectrales (PGA, 0,2 y 1,0 s) asociados a un periodo de retorno de 475 años de varios estudios para el sitio de la mina Gramalote

PSHA con Probabilidad Anual de excedencia de 1/475			
Estudio	PGA	0,2 s	1,0 s
Golder (2013)	0,21	0,46	0,15
GEM (2018)	0,20-0,35	---	---
Petersen et al, (2018)	0,22	0,5	0,12

PSHA con Probabilidad Anual de excedencia de 1/475			
Estudio	PGA	0,2 s	1,0 s
Modelo Nacional de Amenaza Sísmica para Colombia (2020)	0,15-0,21	0,33- 0,44	0,07-0,08
Este estudio (Golder, (2022))	0,24	0,54	0,15

Fuente: modificado de Golder Associates USA Inc (2022)

5.1.7.5 Exploración geotécnica

El presente estudio geotécnico se dividió en varios frentes de trabajo los cuales hacen parte de la solicitud de modificación de licencia ambiental, organizados según el tipo de obra y su ubicación dentro del área de análisis. A continuación, se listan las obras que se agrupan en:

- Presa sedimentador La Colorada la cual es multipropósito y cumple también una función de conexión vial.
- Vías o accesos
- Plataforma Principal: Incluye Plataforma Principal, plataforma de servicio, plataforma de trituración, PTAR y PTAP.
- Plataformas menores. Este frente para la caracterización geológico-geotécnica incluye las siguientes obras: 1) Plataforma La Mayoría, 2) Plataforma La Mayoría Construcción, 3) Plataforma Campamento y Oficinas (esta se unió en planos con la EBAR), 4) Plataforma Polvorín, 5) Plataforma EBAR, 6) Plataforma Estación Terminal, 7) Plataforma Estación de Regulación y 8) Plataforma Ciclones.
- Depósitos de materiales sobrantes ZODME.
- Depósitos de Estériles. Se incluyen los depósitos del El Balsal y San Antonio. Asociados a estos depósitos de estériles se presentan en este estudio los sedimentadores de San Antonio y el Banco.

En cada una de las zonas listadas se presentarán los siguientes anexos (los que apliquen en cada sector), para dar respaldo a la información usada y los análisis ejecutados:

- Campaña de exploración:
    - Logeos por cada perforación. En la carpeta correspondiente a cada perforación se incluyen los registros geológicos, los registros fotográficos, los ensayos de permeabilidad tipo Lefranc y Lugeon (si aplica) y los reportes de los ensayos de laboratorio (según aplique). Lo anterior se presenta considerando los sondeos más relevantes para la elaboración de los planos de cada obra. Sin embargo, el modelo geológico de todo el proyecto se analizó de manera unificada, utilizando toda la información recopilada en el área influencia del componente abiótico (ver Numeral 5.1.1 Geología de la Modificación de Licencia).
    - Ensayos Geofísicos usando los métodos de Refracción Sísmica y MASW. El documento se denomina como “Zona La Planta, Informe Final I – 6000 – 580 - 01 Rev0”, (2025). Adicionalmente también se incluye ensayos realizados por (Inteinsa, 2013) I-6000-055-Rev0 Mina Gramalote y por (Inteinsa S.A., 2020) Final Report I-6000-381 Rev0; estos últimos cuentan con ensayos distribuidos en el área del proyecto minero. Se incluyen además los reportes de geofísica de Inteinsa elaborados para el diseño de depósitos de estériles en el año 2025. Por cada frente de obra se presentan las líneas más relevantes utilizadas para la elaboración de los planos correspondientes. No

obstante, como se mencionó anteriormente en el caso de la exploración directa (perforaciones), para el caso de la exploración indirecta, el modelo geológico de todo el proyecto se construyó de manera unificada, empleando los elementos de exploración levantados en el área delimitada por el área de influencia del componente abiótico (ver Numeral 5.1.1 Geología de la Modificación de Licencia).

- Memoria de cálculo con los análisis de estabilidad de taludes usando métodos de equilibrio límite.
- En el caso de la plataforma Principal, se generó una Memoria cálculo con las estimaciones de capacidad de carga geotécnica para fundaciones de obras para las cuales el cliente suministró información de cargas de diseño. Verificaciones de capacidad de carga también se hicieron para los depósitos.
- Estudio de amenaza sísmica Golder (suministrado por Gramalote Colombia).
- Planos en formato DWG y/o PDF. En estos se presentan los mapas geológicos y recomendaciones a nivel de factibilidad para la construcción de taludes y terraplenes.

Cuando a lo largo del documento se menciona los anexos, estos corresponden a los anexos del diseño respectivo, lo cuales son nombrados Anexo A, B, C, etc., según sea necesario en cada sector como se muestra en la Tabla 5.1.7.17.

Tabla 5.1.7.17 Relación de anexos por zonas de diseño

Zona	Anexos
Proyecto general	Anexo A Estudio de amenaza sísmica Anexo B Criterios Geotecnia Anexo C Ensayos Geofísicos
Presa del sedimentador La Colorada	Anexo A Campaña de exploración y ensayos de laboratorio Anexo B Memorias de cálculo Anexo C Planos
Vías o accesos	Anexo A Campaña de exploración y ensayos de laboratorio Anexo B Memorias de cálculo Anexo C Planos
Plataforma Planta: Plataforma Principal, plataforma de servicio y plataforma de trituración	Anexo A Campaña de exploración y ensayos de laboratorio Anexo B Memorias de cálculo Anexo C Planos
Plataformas menores	Anexo A Campaña de Exploración y ensayos de laboratorio Anexo B Memorias de cálculo Anexo C Planos
Depósitos (ZODME)	Anexo A Campaña de Exploración y ensayos de laboratorio Anexo B Memorias de cálculo Anexo C Planos
Fundaciones generales	Anexo A Cimentaciones Superficiales Anexo B Cimentaciones Profundas
Depósitos de Estériles (El Balsal y San Antonio) y sus sedimentadores (San Antonio y el Banco)	Anexo A Campaña de Exploración y ensayos de laboratorio Anexo B Memorias de cálculo Anexo C Planos

Zona	Anexos
Tajo o PIT	Anexo A Informes Anexo B Memorias de cálculo

Fuente: Integral S.A. (2025)

En cada sitio de estudio, se consultó la información disponible de campañas de exploración previas (antes de 2022), así como una campaña específica realizada para la plataforma principal y el sector el Balsal entre 2024 y 2025. La evaluación de datos de campo y laboratorio permitió caracterizar el comportamiento geomecánico de los diferentes horizontes de meteorización, determinar el nivel freático y establecer los parámetros geotécnicos utilizados en el diseño de las obras. Los detalles de este análisis se presentan en el literal I Parámetros. Para la zona Plataforma Principal, se llevó a cabo una campaña específica de exploración geotécnica (ver planos I-P-0010719-PT-DG-PLA-010-R00, I-P-0010719-PT-DG-ZSE-010-R00 y I-P-0010719-PT-DG-TRI-010-R00), con el objetivo de caracterizar el subsuelo. En esta campaña se realizaron ensayos de permeabilidad (Lefranc y Lugeon), ensayos SPT y toma de muestras alteradas y no alteradas para análisis de laboratorio. Los registros de perforación de las campañas (antes del 2022 y 2024-2025), junto con los resultados de ensayos in situ y de laboratorio, se encuentran en el Anexo A correspondiente de cada frente de obra. Por su parte, la campaña de exploración del Balsal queda consignada en Anexo A y C preparado para el frente de obra compuesto por los depósitos de estériles y sus sedimentadores.

Para la presentación de la localización de las actividades de exploración se incluye el sistema de coordenadas solicitado en los Términos de Referencia (CMT12), junto con su correspondiente equivalencia en el sistema oficial UTM Zona 18N. La razón de esta presentación es que las actividades de exploración se originan a partir de la necesidad de caracterizar las obras proyectadas del proyecto. Dichas obras no pueden diseñarse en CMT12, dado que este es un sistema de referencia no garantiza la precisión requerida para el diseño e implantación de infraestructura (en términos de distancias, ángulos y áreas).

En consecuencia, y considerando que las exploraciones requieren geometrías y localizaciones precisas vinculadas a las obras proyectadas, la ejecución en campo debe referirse al sistema UTM Zona 18N. No obstante, se presenta la equivalencia con CMT12 para facilitar la verificación conforme a lo establecido en los Términos de Referencia para la elaboración del Estudio de Impacto Ambiental – EIA Proyectos de Explotación Minera 2016.

De los ensayos in-situ realizados se ejecutaron los siguientes:

- **Ensayos SPT:** Los resultados de los ensayos SPT se presentan en los Anexos A de cada frente, detallando la profundidad, el horizonte de meteorización y los valores obtenidos. En el capítulo correspondiente, se incluye una figura que resume los resultados de SPT en función de la profundidad para todas las perforaciones asociadas a cada obra.
- **Ensayos geofísicos:** Se revisaron datos de programas de exploración previos (2013 a 2025), que incluyeron líneas sísmicas. En general mediante este ensayo se clasifican algunos sitios como tipo D y preponderan los suelos tipo C donde predominan horizontes más rígidos como el saprolito, según el título A de la NSR 10. Este último suelo será el más común en suelo en las zonas donde se realicen excavaciones.
- En las zonas donde se tuvo disponible información, también se presentaron:

- **Ensayos de permeabilidad tipo Lefranc:** Estos ensayos se realizaron a intervalos regulares a partir del nivel freático para calcular la velocidad de cambio del nivel de agua en el barreno.
- **Ensayos de permeabilidad tipo Lugeon:** Este método evaluó la permeabilidad del macizo rocoso mediante la inyección de agua a presión en tramos aislados de aproximadamente 0,9 a 1,0 m, utilizando empaques.
- Dentro de la caracterización al final se resumen los rangos de valores de diseño de permeabilidad considerando también lo expresado en el capítulo de hidrogeología del proyecto.

Cómo información adicional, la empresa Hidrogeocol (2012) realizó ensayos geofísicos empleando el método eléctrico a través de sondeos eléctricos verticales (SEV) y tomografías eléctricas.

La información de las líneas geofísicas, incluyendo coordenadas (X Este, Y Norte, Z cota) y longitud, se detalla en los literales b de cada uno de los numerales de la sección 5.1.7.5 “Exploración Geotécnica”.

Las propiedades de los materiales descritos en el numeral 5.1.7.5.9 se definen únicamente con base a la interpretación de los resultados de los ensayos geofísicos realizados. En los planos (adjuntos en los Anexos C de cada frente de obra), se presentan los perfiles estratigráficos del subsuelo en los que se muestra la configuración geológica y la distribución de los diferentes horizontes de meteorización. Estos se elaboran incluyendo tanto la información de la exploración indirecta como la de los sondeos exploratorios ejecutados (perforaciones).

Para cada numeral que presenta los frentes de obra (numeral 5.1.7.5.1 hasta el numeral 5.1.7.5.5), bajo el apartado “Resultados de laboratorio”, se presentan los datos de laboratorio para cada frente así:

- **Suelos:** Humedad natural, límites de Atterberg (líquido, plástico e índice de plasticidad), distribución granulométrica, clasificación SUCS, peso unitario (húmedo y seco), cohesión, ángulo de fricción (mediante ensayos de corte directo CD a presiones de confinamiento variables hasta 600 kPa, triaxial CD y CU y que fueron ejecutados principalmente sobre suelo residual y saprolito), relación de compresión (Cc), índice de recompresión (Cr), carga de preconsolidación, índice de vacíos inicial, resistencia a la compresión simple, potencial de colapso y gravedad específica, según corresponda. En todos los resultados, donde exista clasificación SUCS correlacionable a las mismas profundidades y sondeos, se cita el tipo de granulometría pertinente.
- **Rocas**: Peso unitario, resistencia a la compresión simple, módulo de elasticidad, coeficiente de Poisson, resultados de ensayos triaxiales y de carga puntual, especificando profundidad y horizonte de meteorización.

Se consideró para este estudio que el SPT puede ser representativo para los siguientes aspectos de caracterización:

- **Horizonte VI.** Análisis del módulo de elasticidad, teniendo en cuenta principalmente correlaciones para materiales finos. Lo anterior dado que en este horizonte de suelo residual predominan los finos tales como limos de alta y baja plasticidad.
- **Horizonte V**. Análisis del módulo de elasticidad, teniendo en cuenta las correlaciones para finos y gruesos. Lo anterior dado que este material de saprolito es una mezcla de arenas y limos.
- **Horizonte IV.** Complementa el análisis del módulo de elasticidad y fricción. En estos cálculos para la transición suelo roca se tomó como valor de NSPT el reportado por

el perforista y en caso de rechazo en este estrato, se tomó como valor 100 para la suma de los dos últimos tramos de 30 cm, teniendo en cuenta que por su dureza fue necesario en la mayoría de los casos, avanzar a rotación. Se consideraron las correlaciones para suelos granulares, considerando las características del material que conforma esta transición suelo roca.

- **Depósitos**. Complementa el análisis del módulo de elasticidad y ángulo de fricción, teniendo en cuenta las correlaciones para suelos finos y gruesos.
- En el análisis de correlaciones con el SPT, se descartaron algunos datos obtenidos en los primeros dos metros, cuando estos se evidenciarán afectados por procedimientos de perforación.

Se consolidó una base de datos general alimentada por los ensayos de laboratorio de todo el proyecto (5.1.7.5.9). Para dicho análisis se usó la información disponible hasta inicios de abril de 2025. El análisis de los datos se discretizó con base en los horizontes de meteorización del Batolito Antioqueño y en los depósitos cuaternarios.

Como se verá en el análisis de la base de datos (numeral 5.1.7.5.9), los valores reportados en las gráficas de los análisis de correlaciones con el ensayo SPT de cada frente, caen dentro de la base de datos general y/o son del mismo orden de los valores usados para diseño.

Los rangos de GSI fueron definidos para cada horizonte de meteorización, específicamente para la roca moderadamente meteorizada (Tipo III) y la roca poco meteorizada (Tipo II). La determinación de dichos rangos se basó en la inspección visual de las cajas de perforación, considerando la escasez de afloramientos superficiales del macizo rocoso en el área de estudio. Como complemento, las estimaciones derivadas de la evaluación visual fueron verificadas mediante criterios cuantitativos, de acuerdo con la metodología propuesta por (Hoek E. C., 2013).

También, se realizaron revisiones específicas para suelos especiales en las zonas de estudio destinadas a sistemas de fundación y estructuras de concreto críticas para la operación de la mina como:

- **Valoración de suelos expansivos:** Se evaluó el potencial de expansión según los criterios de diseño de cada obra. Los resultados se presentan en figuras que muestran la relación entre la expansión y la profundidad para cada zona.
- **Potencial de colapso:** En el horizonte V, el más espeso y de soporte para la mayoría de las obras, se realizaron cuatro ensayos de colapso (dos en 2024-2025). Los resultados indicaron deformaciones de hasta 6% bajo cargas de 200 kPa, destacando la necesidad de controlar el agua durante la construcción de fundaciones, terraplenes y taludes. La colapsabilidad se complementó con la relación entre el peso unitario seco del suelo (γ_d) y el peso unitario crítico ($\gamma_{d,crítco}$) presentado en figuras por zona.
- **Evaluación potencial de licuación:** La evaluación de potencial de licuación se realizó con detalle para los suelos de fundación donde se conformarán los depósitos de estériles, las presas de los sedimentadores y los depósitos de materiales sobrantes de construcción ZODME. Para ello se adoptaron varios enfoques pues los suelos derivados de la meteorización del batolito antioqueño son heterogéneos. Al ser mezclas de arcillas, limos y arenas, tanto de alta como baja plasticidad, se aplicaron varios enfoques:
  - (Bray & Sancio, 2006). Este corresponde a un criterio de susceptibilidad para evaluar suelos finos (limos y arcillas) que pueden comportarse como materiales licuables. Se enfoca en limos y arcillas de baja a moderada plasticidad, donde

usualmente no ocurre una licuación clásica, sino una degradación cíclica derivada de la pérdida de rigidez y resistencia como consecuencia de un sismo. Depende de parámetros geotécnicos tales como el índice de plasticidad (IP), el límite líquido (LL) y la humedad natural (w). No pretende establecer factores de seguridad y sirve como un filtro inicial para análisis más detallados.

- (Boulanger & Idriss, SPT Based Liquefaction Triggering Procedures, 2010) y (Boulanger & Idriss, Probabilistic Standard Penetration Test-Based Liquefaction-Triggering Procedure, 2012). Este método corresponde a la evaluación del potencial de licuación, es decir, a determinar si este fenómeno puede desencadenarse (triggering). Con este enfoque se evalúa si el sismo de diseño es capaz de iniciar la licuación en cada estrato, sin pretender estimar la magnitud de las deformaciones ni los daños resultantes en el suelo. Al estar basado en el ensayo de penetración estándar (SPT), el método está condicionado a suelos en los que dicho ensayo es representativo, como suelos arenosos y suelos areno-limosos, entre otros.
- En complemento, para la emisión de conclusiones se revisarán también las velocidades de onda de corte y las clasificaciones del perfil de suelo según la NSR-10, Título A y (Robertson, 2015). En la Tabla A.2.4.4 de la NSR-10 se establecen los perfiles de suelo, siendo el tipo F el de mayor susceptibilidad a la licuación, falla o colapso debido a la excitación sísmica.
- Detalles adicionales de las diferencias entre los enfoques mencionados, pueden ser encontradas en (PEER, 2023).

Con la información obtenida de la geología, la exploración y los ensayos de campo y de laboratorio ejecutados, se describen los horizontes de meteorización y los depósitos cuaternarios. En cuanto a los horizontes de meteorización la unidad encontrada corresponde al Batolito Antioqueño, la cual desarrolla todos los horizontes de meteorización, adicionalmente también se describen los siguientes depósitos cuaternarios: Depósitos aluviales, depósitos coluviales, depósitos de fujo y llenos antrópicos.

Finalmente, con base en la información analizada y reportada, se procedió a la parametrización de cada uno de los horizontes de meteorización del Batolito Antioqueño y de los depósitos cuaternarios en el capítulo I del numeral 5.1.7.5.9, de manera general para todo el proyecto. Por otro lado, debido a que el espesor de estos horizontes varía en cada sitio, para los análisis geotécnicos se desarrollaron perfiles característicos que representan las zonas más relevantes para la estabilidad de cada sector.

5.1.7.5.1 Presa sedimentador La Colorada

Ubicada en la vía de acceso a la plataforma principal del proyecto minero Gramalote, la presa del sedimentador La Colorada cumple la función de contener las aguas de la quebrada La Colorada. Estas aguas estarán expuestas únicamente a los sedimentos generados por el depósito de estériles. El propósito central de esta estructura es capturar y retener el sedimento proveniente del depósito El Balsal. La presa podrá construirse en dos fases: en una primera fase se construirá hasta la cota 830 msnm. aproximadamente lo que permitirá la conformación del sedimentador y del vertedero de excesos, sin depender de la terminación de la vía de acceso que conecta hacia la plataforma principal del proyecto; la segunda fase se refiere a la terminación completa de la estructura. Sin embargo, esta secuencia constructiva podrá modificarse en el diseño definitivo, por ahora se evaluará la condición de estabilidad más exigente. La

localización en planta de la presa del sedimentador La Colorada se muestra a continuación en Figura 5.1.7.21.

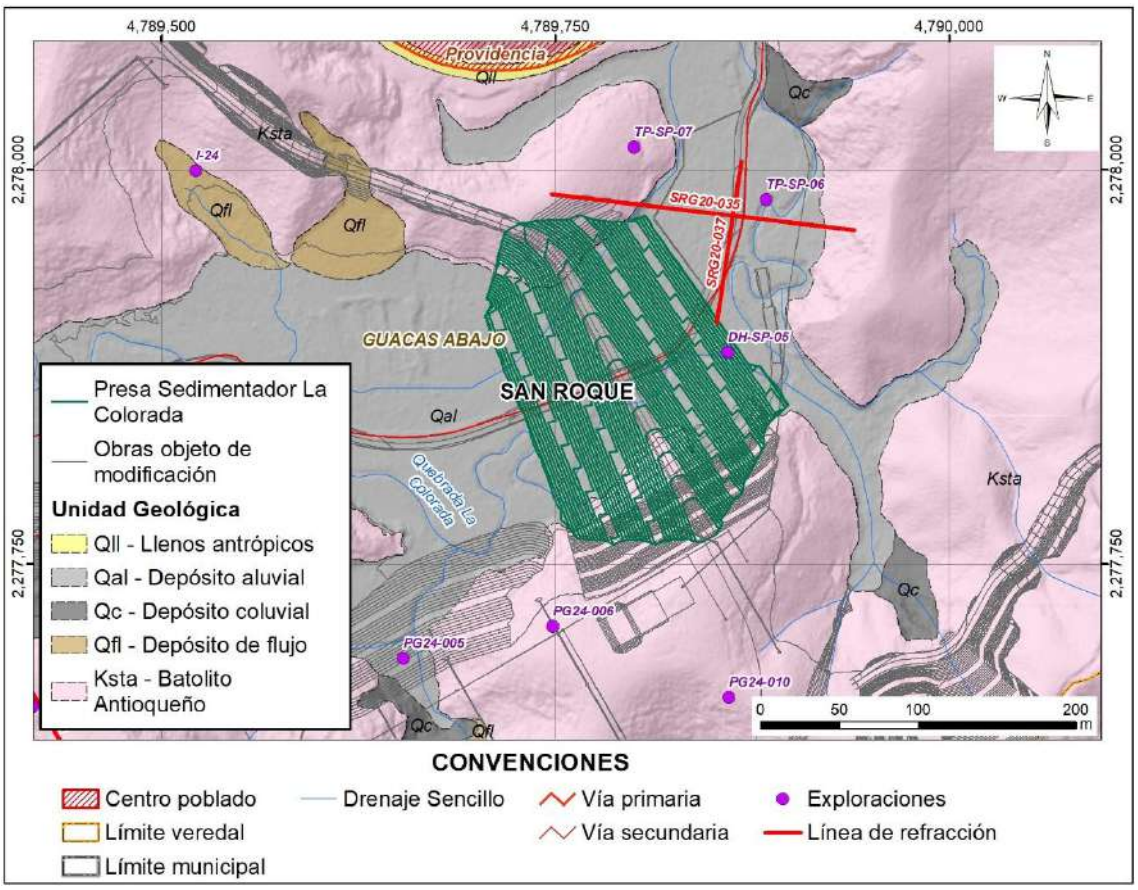


Figura 5.1.7.21 Localización en planta de la presa del sedimentador La Colorada

Fuente: Integral S.A., 2025

Teniendo en cuenta que la cresta de la presa del sedimentador La Colorada forma parte de la rasante de la vía de acceso a la plataforma principal, esta presenta una pendiente, razón por la cual la estructura posee una altura variable, que va desde aproximadamente 17 m en el cierre del estribo izquierdo (extremo noroeste) hasta cerca de 32 m en el cierre contra el estribo derecho (extremo sureste). Cabe mencionar que la altura promedio del embalse (nivel de operación) será del orden de 6 a 8 m, el cual se mantendrá mediante la descarga del caudal a través de un vertedero ubicado en la parte inferior de la piscina.

A continuación, se presenta una descripción general de la geometría de construcción de la presa y sus principales componentes y consideraciones de diseño:

- Los taludes externos de la presa del sedimentador La Colorada fueron proyectados con pendientes de 2H:1V, alturas máximas de banco de 10 m y anchos mínimos de berma de 5,0 m.
- La primera etapa de construcción de la presa se extiende desde la fundación (aproximadamente en la cota 821 msnm.) hasta la cota 830 msnm. Sobre su cara aguas arriba se instalará una geomembrana tipo HDPE de 80 MILS, junto con un geotextil NT7000 o equivalente, los cuales deberán ser anclados en la cresta de esta primera fase, para la cual se proyecta un ancho mínimo de 5,0 m. Esta geomembrana debe cubrir toda la huella de la piscina de sedimentación hasta la cota 830 msnm.

- El talud aguas abajo de la primera fase se recomienda con una pendiente de 3,0H:1,0V, con el fin de facilitar posteriormente la compactación de la segunda fase constructiva de la presa.
- Los filtros y la transición de la segunda fase estarán alineados con el eje longitudinal de la estructura, con un ancho mínimo de 1,5 m. Estos se extienden desde la fundación hasta la cota 837 msnm., con una pendiente de 0,5H:1,0V.
- El filtro mantiene el mismo espesor de 1,5 m hasta la base del talud aguas abajo, donde se conecta con un enrocado de protección de 4,0 m de altura, que podrá construirse con pendientes laterales de 1,5H:1,0V y un ancho mínimo de cresta de 2,0 m.
- La pendiente definida para la cara aguas abajo de la presa una vez se construya por completo en la segunda etapa es de 2,0H:1,0V, manteniendo dimensiones de bermas y bancos a las mencionadas anteriormente.
- El vertedero va localizado en el estribo derecho, por debajo de la cota 822 msnm. el cual se fundirá en concreto una vez se realice la excavación temporal.

A continuación, en la Figura 5.1.7.126 se presenta una sección transversal típica de la presa, donde se aprecian las características de conformación estructural anteriormente descritas.

A. Exploración Geológica - Geotécnica

Para el análisis específico del subsuelo en el área correspondiente a la presa del sedimentador La Colorada, se consideró la información proveniente de un total de siete (7) sondeos de perforación distribuidos de la siguiente manera: cinco (5) sondeos ejecutados antes del 2022 y dos (2) sondeos ejecutados por Gramalote en el año 2024. A continuación, en la Tabla 5.1.7.18 y Tabla 5.1.7.19 se presenta la localización y características de los sondeos realizados.

Tabla 5.1.7.18 Exploraciones efectuadas campaña 2021 en la zona del Sedimentador La Colorada

ID	Coordenadas Origen Único Nacional (CTM12)		Coordenadas Equivalentes en Sistema UTM Z18N		Cota (msnm)	Profundidad (m)	Nivel freático (m)
	Este	Norte	Este	Norte			
DH-SP-05	4789859,40	2277883,90	510937,00	719728,00	821,12	31,00	5,20
I-24	4789521,80	2277999,26	510599,00	719842,00	826,00	15,46	0,60
I-50	4789377,05	2278067,84	510454,00	719910,00	835,89	6,30	ND
TP-SP-06	4789883,79	2277980,82	510961,00	719825,00	819,37	1,60	1,40
TP-SP-07	4789799,91	2278014,16	510877,00	719858,00	832,28	1,50	ND

ND: No Detectado
Fuente: Integral S.A., 2021

Tabla 5.1.7.19 Exploraciones efectuadas campaña 2024 en la zona del Sedimentador La Colorada

ID	Coordenadas Origen Único Nacional (CTM12)		Coordenadas Equivalentes en Sistema UTM Z18N		Cota (msnm)	Profundidad (m)	Nivel freático (m)
	Este	Norte	Este	Norte			
PG24-005	4789653,45	2277689,71	510731,85	719533,02	827,21	18,00	0,50
PG24-006	4789748,54	2277710,06	510826,85	719553,75	862,22	44,15	15,80

Fuente: Integral S.A., 2025

B. Ensayos in situ

a. Ensayos SPT

Para las cinco (5) perforaciones realizadas cerca del área de la presa del sedimentador La Colorada, se llevaron a cabo una totalidad de 48 pruebas SPT. En la Figura 5.1.7.22 se puede visualizar el análisis para las pruebas *in situ* SPT realizadas para los cinco sondajes en la zona de la presa del sedimentador La Colorada.

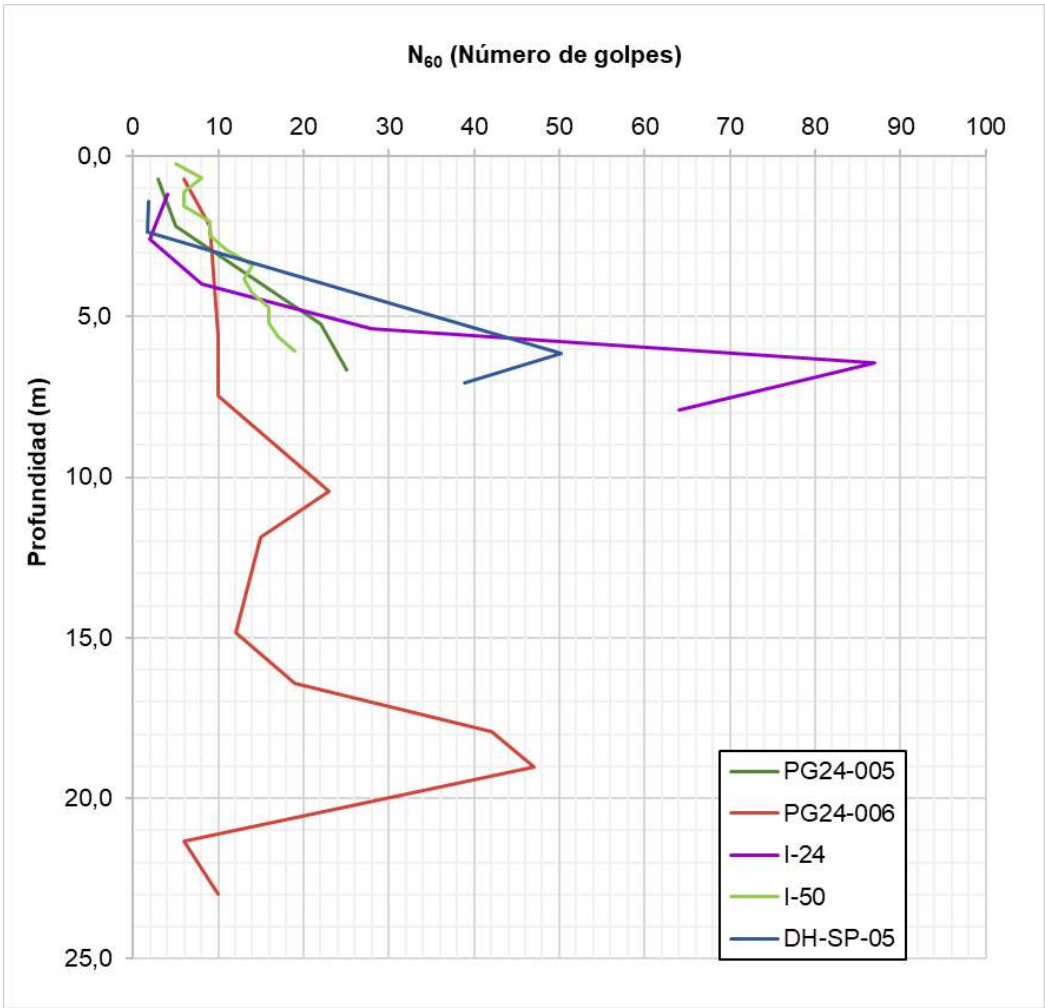


Figura 5.1.7.22 Análisis para las pruebas in situ SPT realizadas para los 5 sondajes en la zona de la presa del sedimentador La Colorada

Fuente: Integral S.A., 2025

b. Ensayos geofísicos

En el área cercana al sedimentador La Colorada se ejecutaron dos líneas sísmicas, cuya localización en planta se presenta en el plano I-P-0010719-SC-GG-PSC-01, y que en conjunto suman un total de 299 m. La información general de estas se resume en la Tabla 5.1.7.20 (Coordenadas Origen Único Nacional - CTM12). De igual forma, en la Tabla 5.1.7.21 se presenta la información de las líneas de refracción con las coordenadas equivalentes en el sistema UTM-Z18N.

Tabla 5.1.7.20 Información general de las líneas geofísicas en la zona del sedimentador La Colorada (Coordenadas Origen Único Nacional – CTM12)

Ensayo	Inicio Línea			Final Línea			Longitud (m)
	Este	Norte	Cota (m s.n.m.)	Este	Norte	Cota (m s.n.m.)	
SRG20-035	4789747,78	2277984,36	841,00	4789939,72	2277961,60	834	195
SRG20-037	4789852,47	2277902,93	821,00	4789687,88	2278004,89	820	104

Fuente: Modificado de Inteinsa S.A., (2020)

Tabla 5.1.7.21 Información general de las líneas geofísicas en la zona del sedimentador La Colorada (Coordenadas equivalentes en el sistema UTM-Z18N)

Ensayo	Inicio Línea			Final Línea			Longitud (m)
	Este	Norte	Cota (m s.n.m.)	Este	Norte	Cota (m s.n.m.)	
SRG20-035	510825,00	719828,00	841,00	511017,00	719806,00	834	195
SRG20-037	510930,00	719747,00	821,00	510945,00	719849,00	820	104

Fuente: Modificado de Inteinsa S.A., (2020)

Ensayos de Refracción Sísmica

El consultor (Inteinsa S.A., 2020) interpretó los resultados de la refracción sísmica sugiriendo que existen como mínimo cuatro capas, las cuales caracterizan a continuación:

- Una capa superficial con velocidades de onda P entre 720 m/s y795 m/s con un espesor variable entre 1 m y 7 m aproximadamente (Horizonte VI y depósitos aluviales).
- Una capa intermedia ubicada por debajo de la antes descrita, con una velocidad de onda P entre 1720 m/s y 1845 m/s, correspondiente a un horizonte de rigidez media (Horizonte V).
- Otra capa intermedia delgada ubicada por debajo de la antes descrita, con una velocidad de onda P entre 2445 m/s y 2445 m/s, correspondiente a un horizonte de roca con rigidez media a alta (Horizonte IV-III).
- Una capa más profunda con una velocidad de propagación de onda P aproximada de 3560 m/s, correspondiente a roca competente (Horizonte II y I).

Ensayos MASW

Se reportaron los siguientes valores de V_s 30 y el perfil para diseño sísmico según la norma NSR 10. En la Tabla 5.1.7.22 se indica para cada línea MASW, su correspondiente V_s 30 promedio y de acuerdo con ello, la clasificación del perfil de suelo según la NSR 10. Como se ha observado en todo el proyecto, estos perfiles varían entre tipo D y C.

Tabla 5.1.7.22 Clasificación del perfil del suelo según NSR 10

Línea MASW	V_s30 (m/s)	Clasificación del perfil de suelo
SRG20-035	213	D
SRG20-037	391	C

Fuente: Integral S.A., 2025

C. Resultados de laboratorio

a. Ensayos sobre muestras de suelo

A continuación, de la Tabla 5.1.7.23 a la Tabla 5.1.7.28 se presentan los resultados de laboratorio ejecutados sobre muestras de suelo.

Tabla 5.1.7.23 Resumen de resultados de la humedad, límites y clasificación en los suelos de la zona de la presa del sedimentador La Colorada

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Humedad Natural	Límites de Atterberg (%)			Granulometría (%)			Clasificación USCS	Horizonte
		Desde	Hasta	Wn (%)	LL	LP	IP	Gravas (Ret. No. 4)	Arenas (No. 4 a No. 200)	Finos (Pasa No. 200)		
DH-SP-05	M2	0,5	0,95	25	44	29	15	0	50	50	ML	Depósito Aluvial
DH-SP-05	M3	0,95	1,4	S/I	30	22	8	1	57,7	41	SC	Depósito Aluvial
DH-SP-05	M5	1,9	2,23	42	34	29	5	0	69,6	30	SM	Depósito Aluvial
DH-SP-05	M6	2,35	2,8	S/I	34	26	8	1	51,7	48	SM	Depósito Aluvial
DH-SP-05	M12	5,7	6,15	S/I	24	18	6	0	62,2	38	SM-SC	Depósito Aluvial
DH-SP-05	M14	6,6	7,05	S/I	NL	NA	NP	0	73,5	27	SM-SC	Horizonte V
I-24	M5	1,9	2,35	45	45	31	14	0	53,2	47	SM	Depósito Aluvial
I-24	M8	3,3	3,75	48	46	30	16	0	54,1	46	SM	Depósito Aluvial
I-24	M11	4,7	5,15	46	40	27	13	1	55,4	44	SM	Horizonte V
I-24	M14	6,1	6,23	24	NL	NP	NP	0	66,9	33	SM-SC	Horizonte V
I-50	M2	0,45	0,9	35	76	36	40	0	32,7	67	MH	Depósito Coluvial
I-50	M4	1,35	1,8	38	94	38	56	1	29,5	70	CH	Depósito Coluvial
I-50	M6	2,25	2,7	34	81	36	45	0	31,1	69	CH	Depósito Coluvial
I-50	M8	3,15	3,6	34	85	37	48	0	28,8	71	CH	Depósito Coluvial
I-50	M10	4,05	4,5	34	79	33	46	2	33,4	65	CH	Depósito Coluvial

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Humedad Natural	Límites de Atterberg (%)			Granulometría (%)			Clasificación USCS	Horizonte
		Desde	Hasta	Wn (%)	LL	LP	IP	Gravas (Ret. No. 4)	Arenas (No. 4 a No. 200)	Finos (Pasa No. 200)		
I-50	M12	4,95	5,4	35	71	35	36	1	39,8	60	MH	Depósito Coluvial
PG24-005	4	1,95	2,4	37	38	33	5	0	43	58	ML	Depósito Aluvial
PG24-005	6	3,4	3,9	26	48	27	21	5	41	54	CL	Depósito aluvial
PG24-005	10	6,45	6,9	24	39	28	11	1	63	36	SM	Depósito Aluvial
PG24-006	10	7,25	7,7	23	42	35	7	-	-	-	-	Horizonte V
PG24-006	12	9,2	9,7	27	44	33	11	0	38	62	ML	Horizonte V
PG24-006	26	18,8	19,25	23	-	-	-	0	50	50	-	Horizonte V
TP-SP-06	M1	1,4	1,6	15	NL	NP	NP	51	39,5	10	GP-GM o GP-GC	Depósito Aluvial
TP-SP-06	M2	1,1	1,25	20	NL	NP	NP	1	76,2	23	SM-SC	Depósito Aluvial
TP-SP-07	M2	1,5	1,62	31	55	40	15	1	26,7	73	MH	Depósito Aluvial

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.24 Resumen de resultados de peso unitario en los suelos de la zona de la presa del sedimentador La Colorada

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Peso unitario para suelos		Clasificación SUCS	Horizonte
		Desde	Hasta	ɣd (kN/m^3) (Seco)	ɣh (kN/m^3) (Húmedo)		
DH-SP-05	M2	0,50	0,95	14,0	17,6	ML	Depósito Aluvial
DH-SP-05	M5	1,90	2,23	12,0	17,0	SM	Depósito Aluvial
PG24-006	12	9,20	9,70	15,2	19,3	ML	Horizonte V

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.25 Resumen de resultados cohesión y ángulo de fricción para la zona de la presa del sedimentador La Colorada

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Cohesión y Ángulo de fricción**		Clasificación SUCS	Horizonte
		Desde	Hasta	ϕ (°)	c' (kPa)		
PG24-005	6	3,40	3,90	25,40	0,20	CL	Depósito aluvial
PG24-006	18	12,80	13,30	28,70	5,60	-	Horizonte V
TP-SP-06	M2	1,10	1,25	30,60	15,40	SM-SC	Depósito Aluvial

Los valores de cohesión y fricción no fueron reportados por el laboratorio. Integral calculó dichos parámetros a partir de las curvas esfuerzo-deformación suministradas. Las siguientes perforaciones no hicieron parte de las estadísticas procesadas hasta abril de 2025, fecha de inicio de los diseños para la modificación de licencia de Gramalote PG25-003B, PG24-006, PG24-020, PG24-021, PG25-025, PG24-026, PG25-001B, PG25-016, PG25-019B, sin embargo, con la información utilizada hasta dicha fecha, se cuenta con una base de datos robusto para la caracterización del proyecto.
Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.26 Resumen de resultados de consolidación unidimensional en suelos para la zona de la presa del sedimentador La Colorada

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Prueba				Clasificación SUCS	Horizonte
		Desde	Hasta	Relación de compresión C'c	Índice de recompresión Cr	Carga preconsolidación (kPa)	Índice de vacíos inicial		
DH-SP-05	M5	1,90	2,23	0,15	-	225,00	1,17	SM	Depósito Aluvial
PG24-005	6	3,40	3,90	0,19	0,03	177,43	0,78	CL	Depósito aluvial

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.27 Resumen de resultados Resistencia máxima a la compresión para la zona de la presa del sedimentador La Colorada

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Resultados			Clasificación SUCS	Horizonte
		Desde	Hasta	Resistencia máxima Qu suelo (kPa)	Deformación al instante de la falla suelo (%)	Resistencia al corte Su suelo (kPa)		
PG24-006	12	9,20	9,70	87,82	2,32	43,91	ML	Horizonte V

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.28 Resumen de resultados gravedad específica para la zona de la presa del sedimentador La Colorada

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Resultados gravedad especifica en suelos	Clasificación USCS	Horizonte
		Desde	Hasta			
DH-SP-05	M2	0,50	0,95	2,71	ML	Depósito Aluvial
DH-SP-05	M5	1,90	2,23	2,66	SM	Depósito Aluvial
DH-SP-05	M8	5,20	5,65	2,65	-	Depósito Aluvial
PG24-005	4	1,95	2,40	2,68	ML	Depósito Aluvial
PG24-005	6	3,40	3,90	2,68	CL	Depósito aluvial
PG24-005	10	6,45	6,90	2,68	SM	Depósito Aluvial
PG24-006	16	11,65	12,10	2,70	-	Horizonte V
PG24-006	18	12,80	13,30	2,62	-	Horizonte V
PG24-006	26	18,80	19,25	2,70	-	Horizonte V

Fuente: Integral S.A., 2025

b. Ensayos sobre muestras de roca

A continuación, desde la Tabla 5.1.7.29 a la Tabla 5.1.7.31 se presentan los resultados de laboratorio ejecutados sobre muestras tipo roca.

Tabla 5.1.7.29 Resumen de resultados de peso unitario en roca para la zona de la presa del sedimentador La Colorada

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Peso Unitario		Horizonte
		Desde	Hasta	ɣh (kN/m^3) (Húmedo)	ɣd (kN/m^3) (Seco)	
DH-SP-05	M-43	20,85	21,10	25,16	24,85	Horizonte III
DH-SP-05	M-45	22,30	22,50	25,31	25,04	Horizonte III
DH-SP-05	M47	23,40	23,60	26,09	25,91	Horizonte III
DH-SP-05	M56	29,00	29,30	25,78	25,77	Horizonte III
PG24-005	19	14,60	15,00	26,07	25,97	Horizonte II
PG24-006	63	43,20	44,15	26,31	26,23	Horizonte II

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.30 Resumen de resultados resistencia a la compresión simple y módulos (elasticidad y Poisson) para la zona de la presa del sedimentador La Colorada

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Compresión simple			Horizonte
		Desde	Hasta	Resistencia a la compresión simple (MPa)	Módulo Elástico (MPa)	Relación de Poisson	
DH-SP-05	M41	18,90	19,20	21,8	1,9	-	Horizonte III
DH-SP-05	M56	29,00	29,30	9,7	1,6	-	Horizonte III
PG24-005	19	14,60	15,00	67,4	44,4	0,09	Horizonte II
PG24-006	63	43,20	44,15	128,3	42,8	0,13	Horizonte II

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.31 Resultados de ensayos de carga puntual en la zona de la presa del sedimentador La Colorada

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Carga Puntual Corregida Axial (MPa)	Carga Puntual Corregido Diametral (MPa)	Horizonte
		Desde	Hasta			
DH-SP-05	M-42	20,10	20,40	1,05	1,66	Horizonte III
DH-SP-05	M-44	21,12	21,32	0,54	1,13	Horizonte III
PG24-005	15	11,50	12,05	2,53	0,00	Horizonte III
PG24-005	19	14,60	15,00	4,98	0,00	Horizonte II
PG24-006	59	39,20	40,50	0,17	0,00	Horizonte III

Fuente: Integral S.A., 2025

D. Resultados de las correlaciones con el ensayo SPT

En este numeral se presenta el resumen del análisis de correlaciones (del módulo de elasticidad y ángulo de fricción) con el ensayo SPT desde la Figura 5.1.7.23 a la Figura 5.1.7.27, las cuales fueron realizadas siguiendo la metodología indicada en los criterios de diseño de geotecnia (Integral S.A., 2025) documento que se puede consultar en ANEXOS_CARACTERIZACION_GEOTECNIA_PROYECTO_GENERAL_AXO_B.

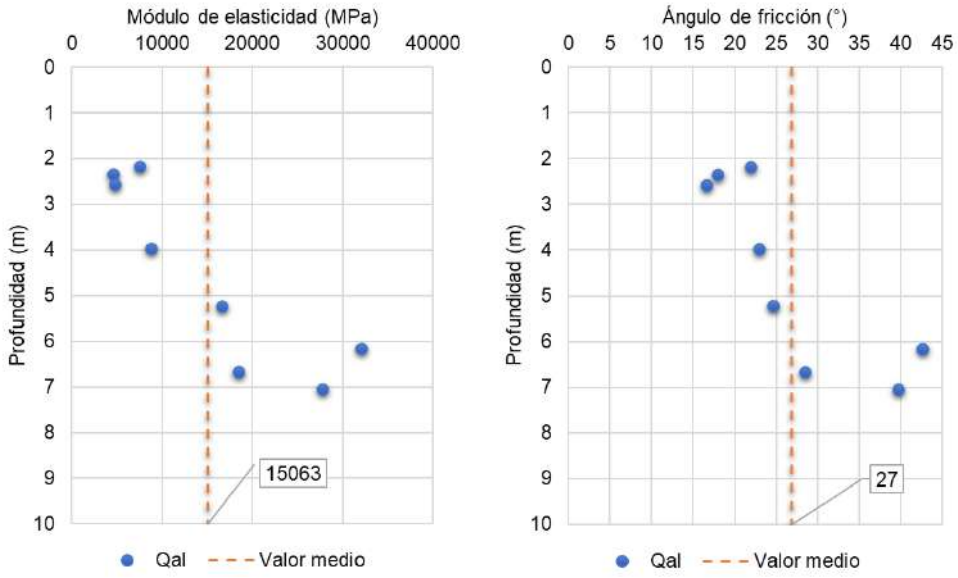


Figura 5.1.7.23 Depósito Aluvial (Qal): Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); el SPT y el ángulo de fricción (derecha)

Fuente: Integral S.A., 2025

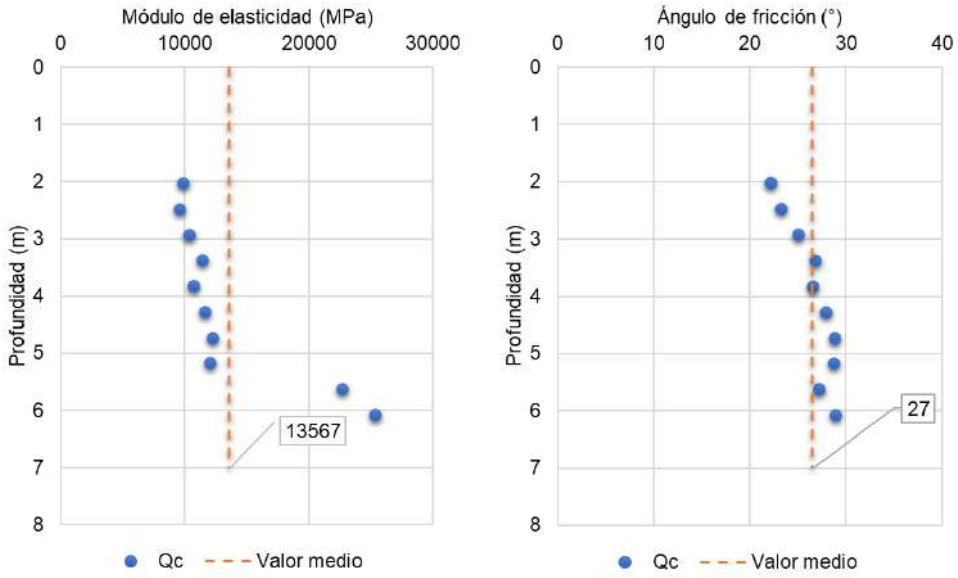


Figura 5.1.7.24 Depósito Coluvial (Qc): Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); el SPT y el ángulo de fricción (derecha)

Fuente: Integral S.A., 2025

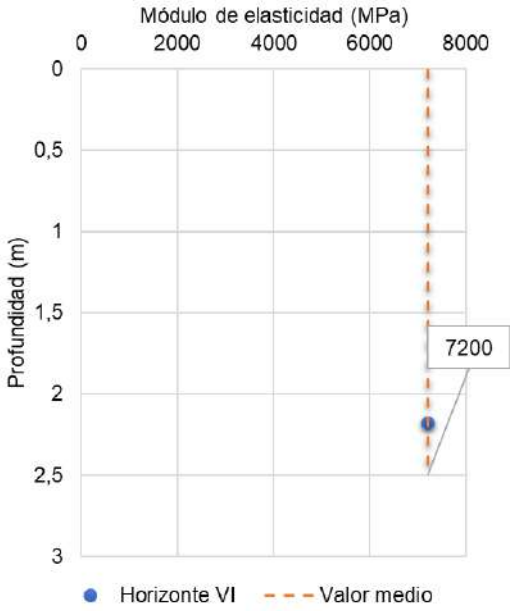


Figura 5.1.7.25 Horizonte VI (Residual del Batolito Antioqueño): Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); el SPT y el ángulo de fricción (derecha)

Fuente: Integral S.A., 2025

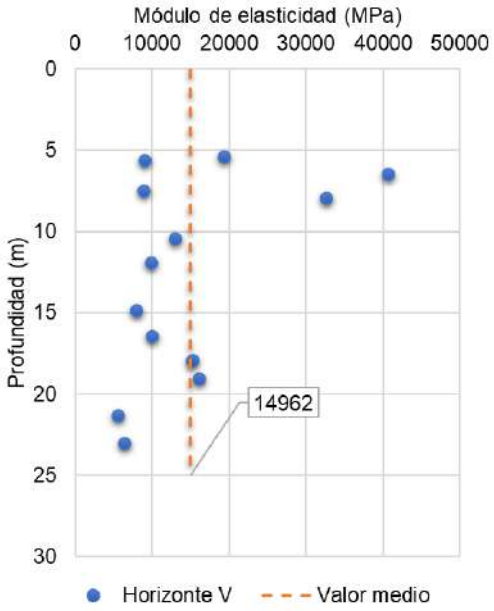


Figura 5.1.7.26 Horizonte V (Saprolito del Batolito Antioqueño): Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); el SPT y el ángulo de fricción (derecha)

Fuente: Integral S.A., 2025

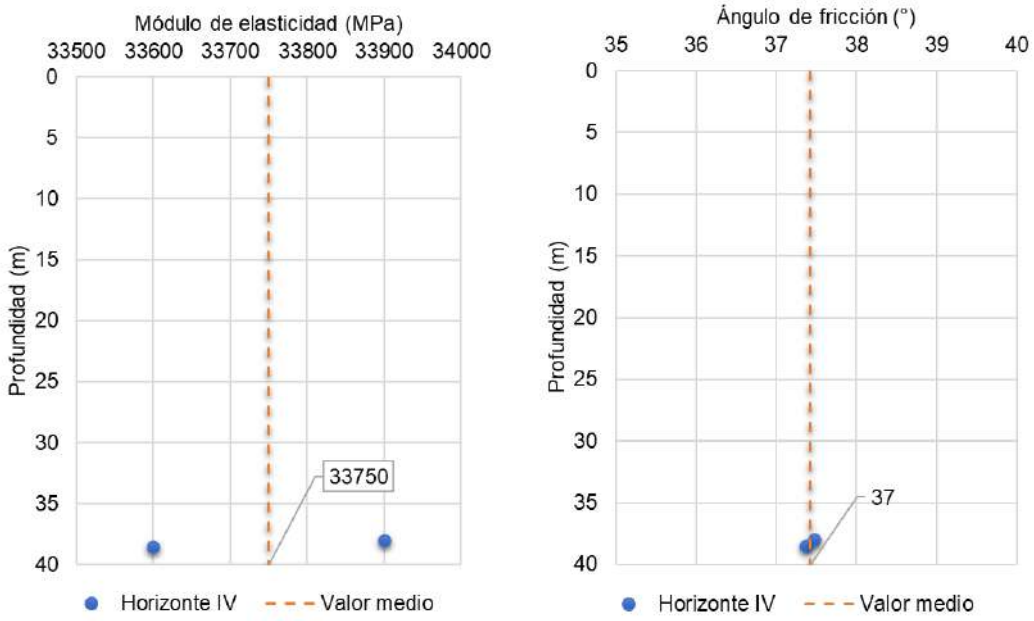


Figura 5.1.7.27 Horizonte IV (transición suelo-roca): Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); el SPT y el ángulo de fricción (derecha)

Fuente: Integral S.A., 2025

E. Suelos especiales

a. Valoración de suelos expansivos

En la Figura 5.1.7.28 se observa que los resultados obtenidos para los límites de contracción (LC), se ubican en la zona verde con potencial bajo de expansión. Sin embargo, se debe hacer control del agua superficial aledaña a las estructuras en caso de detectar presencia de esta durante la construcción, con el fin de controlar este tipo de fenómenos.

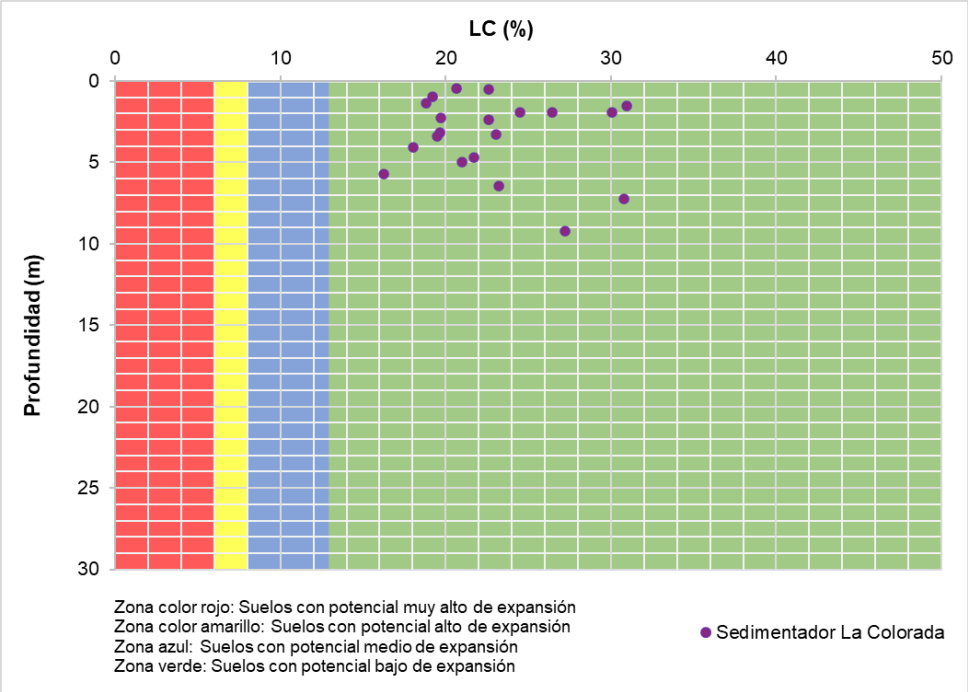


Figura 5.1.7.28 Resultados límites de contracción general del proyecto

Fuente: Integral S.A., 2025

b. Potencial de colapso

En la Figura 5.1.7.29 se puede observar que dos de los tres resultados de peso obtenidos en la zona de la Colorada se encuentran en la zona roja sugiriendo también potencial de colapso. En consecuencia, si durante la fase constructiva se llegara a presentar presencia de agua, el riesgo asociado podrá ser mitigado mediante la implementación de obras de drenaje superficial y profundo, especialmente en sectores de taludes y terraplenes, con el fin de controlar de manera efectiva los flujos hidráulicos.

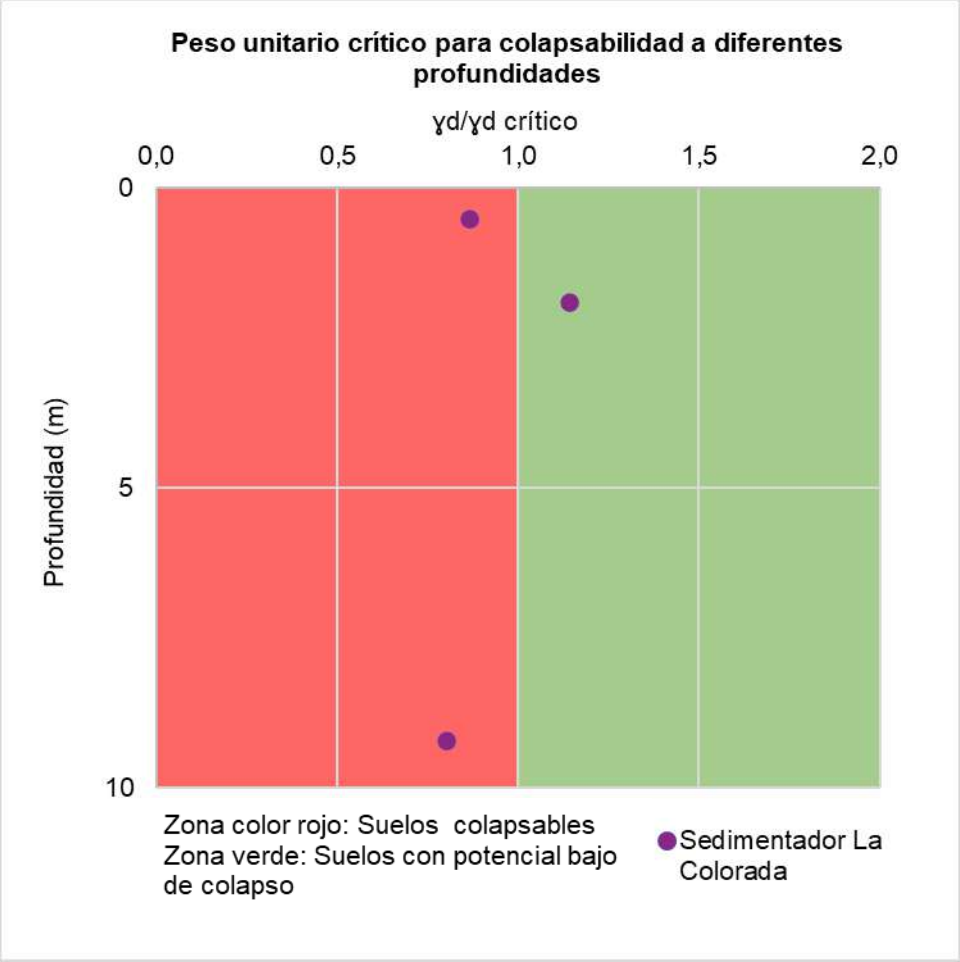


Figura 5.1.7.29 Resultados de colapsibilidad-Sector La Colorada

Fuente: Integral S.A., 2025

c. Potencial de licuación

En la Figura 5.1.7.30 se presenta los datos de laboratorios procesados para el sector de la Colorada. En la gráfica se muestra la relación entre el índice de plasticidad IP y la división entre la humedad del suelo (contenido de humedad wc o w) y su límite de plasticidad w/LL, según la metodología de (Bray & Sancio, 2006). En ella se observó:

- Número de muestras susceptibles a la licuación (suelos sueltos con IP <12, y w/LL>0,85) = 2
- Número de muestras con mayor resistencia a la licuación (suelos sueltos con 12<IP<18 y w/LL<0,85) = 3
- Número de muestras no susceptibles a la licuación (suelos con IP>18) = 12

Las cinco muestras susceptibles a moderadamente susceptibles corresponden predominantemente a suelos clasificados como SM de origen aluvial encontrados a profundades promedio menores a 3,0 m. Por tanto, la preparación de la fundación para la presa del Sedimentador La Colorada incluye la remoción de materiales poco competentes definidos en campo según la inspección geológica geotécnica de las condiciones reales.

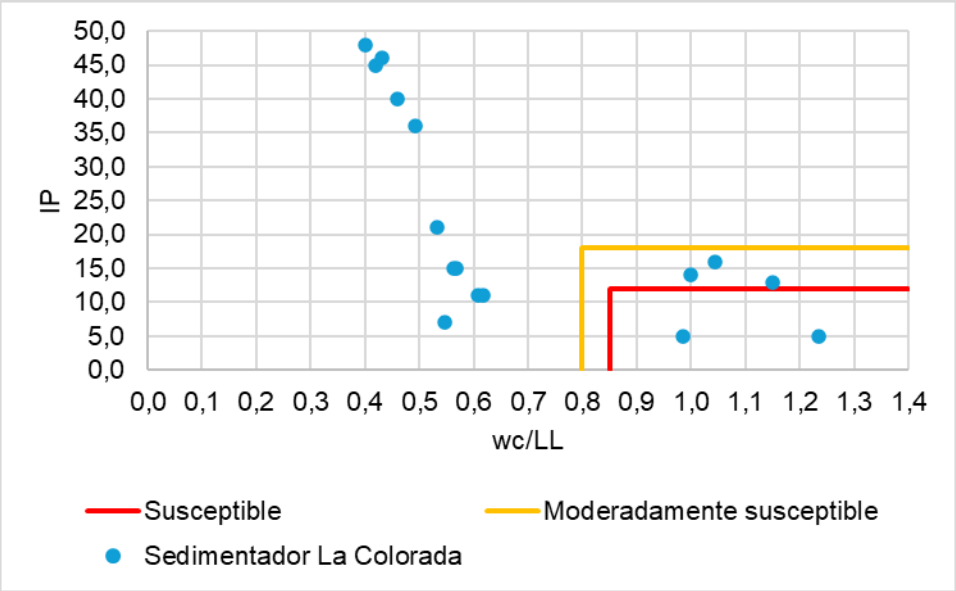


Figura 5.1.7.30 Análisis de licuación o licuefacción de muestras de suelo – Sedimentador La Colorada. Método de Bray y Sancio (2006)

Fuente: Integral S.A., 2025

Por otro lado, en la Figura 5.1.7.31 se presenta la relación entre la razón de esfuerzo cíclico (CSR) y los valores corregidos del ensayo SPT por contenido de finos, $(N_1)_{60}cs$, para el sismo de diseño. Este sismo fue definido a partir del estudio de amenaza sísmica, considerando una aceleración máxima en superficie de 0,24 g, correspondiente al PGA para un periodo de retorno de 475 años, según el estudio de (Golder Associates USA Inc, 2022), y a la cual es posible asignarle una magnitud probable de 8,2 aproximadamente. En el gráfico se observa que aproximadamente el 50 % de las muestras analizadas podrían ser susceptibles a la licuación, correspondiendo igualmente a materiales más superficiales del depósito aluvial en el área de la Colorada. Este resultado refuerza la recomendación de mantener una inspección geológica-geotécnica continua en campo durante los trabajos de preparación de la fundación, con el fin de identificar y remover los materiales poco competentes.

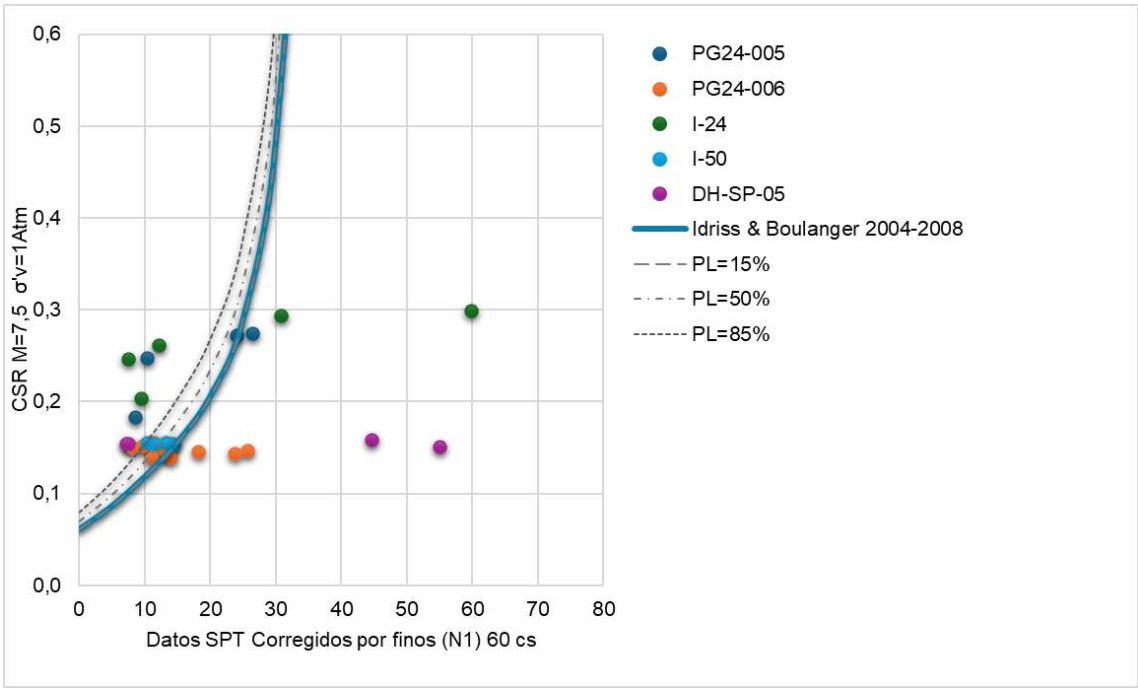


Figura 5.1.7.31 Análisis de licuación o licuefacción de muestras de suelo – Sedimentador La Colorada. Método de Idriss y Boulanger (2010-2012) basado en el ensayo SPT

Fuente: Integral S.A., 2025

Finalmente, de acuerdo con los resultados presentados en el numeral de ensayos in situ y ensayos geofísicos, los perfiles de suelo determinados a partir de la velocidad de onda de corte (Vs) corresponden a tipos de suelo C y D, es decir, suelos densos a rígidos, con valores de Vs_{30} superiores a 180 m/s.

Es importante anotar que los métodos empleados, tanto el de (Bray & Sancio, 2006) como el de (Boulanger & Idriss, SPT Based Liquefaction Triggering Procedures, 2010), presentan limitaciones asociadas al tipo de suelo para el cual fueron desarrollados, y no permiten evaluar de manera integral el comportamiento de la masa total del depósito. No obstante, al integrar los resultados de estos métodos con los ensayos geofísicos, los cuales aportan información representativa de la consistencia y rigidez de los suelos in situ, se concluye que el potencial de licuación en el sector de La Colorada es bajo y puede ocurrir a nivel localizado en los suelos aluviales más superficiales, hasta profundidades promedio del orden de 3,0 m.

En consecuencia, las medidas de mitigación recomendadas consisten en la inspección geológica-geotécnica detallada durante la etapa constructiva, con el objetivo de definir la profundidad efectiva de remoción de los materiales poco competentes. Una vez realizada dicha remoción, se podrá proceder con el reemplazo mediante el material proyectado para el lleno de la presa, conforme a las especificaciones del diseño que se presentarán en el Numeral 5.1.7.6.3.

5.1.7.5.2 Vías o Accesos

En la Tabla 5.1.7.32 se listan las vías analizadas en este estudio, en conjunto con su longitud dada en kilómetros (km), el tipo y la clasificación.

Tabla 5.1.7.32 Vías planteadas dentro de las etapas del desarrollo de la mina

No.	Vía	Longitud (km)	Tipo de Vía	Categoría
1	Acceso Principal	0,951	Permanente	Operación
2	Minera San Antonio	1,198	Permanente	Minera
3	Filtración	0,539	Permanente	Operación
4	Presa de Colas Sur	4,284	Temporal	Construcción
5	Decantación	0,043	Temporal	Construcción
6	Acceso Este a Estación Terminal	1,362	Permanente	Operación
7	Plataforma Ciclones	0,538	Temporal	Construcción
8	Depósito E	0,230	Permanente	Construcción
9	Depósito K	0,139	Permanente	Construcción
10	Minera ROM	1,500	Permanente	Minera
11	Acceso El Torito	1,424	Permanente	Operación
12	Presa de Colas Norte	3,345	Permanente	Operación
13	Carriles cambio de velocidad vía Acceso	0,141	Permanente	Operación
14	Sedimentador La Colorada	0,250	Permanente	Construcción
15	Sedimentador San Antonio	0,335	Permanente	Construcción
16	Sedimentador El Banco	0,098	Permanente	Construcción
17	La Bateita	0,468	Temporal	Construcción
18	Depósito El Torito	0,249	Permanente	Construcción
19	Ciclones Baja	0,291	Temporal	Construcción
20	Balsal Existente	2,126	Permanente	Construcción
21	Sustitutiva Cristales	3,949	Permanente	Comunidad
22	Cresta Sedimentador El Banco	0,112	Permanente	Construcción
23	Cresta Sedimentador San Antonio	0,077	Permanente	Construcción
24	Bocatoma	1,032	Permanente	Operación
25	Acceso Palestina	0,220	Permanente	Operación
26	Cantera	0,136	Temporal	Construcción

Fuente: Integral S.A., 2025

A. Exploración Geológica – Geotécnica

Para el análisis específico del subsuelo en las áreas correspondientes a los tramos viales, se consideró la información proveniente de un total de 78 sondeos de perforación, distribuidos de la siguiente manera: dieciséis (16) sondeos correspondientes a la campaña desarrollada por Golder Associates en 2020, y sesenta y dos (62) sondeos ejecutados por Integral S.A. entre los años 2021 y 2025. A continuación, en la Tabla 5.1.7.33, Tabla 5.1.7.34, Tabla 5.1.7.35 y Tabla 5.1.7.36, se resumen los pozos perforados y calicatas, los cuales tienen profundidades entre 1,0 m y 60,0 m.

Tabla 5.1.7.33 Exploración efectuada por Golder Associate para el sistema vial, año 2020

ID	Coordenadas Origen Único Nacional (CTM12)		Coordenadas Equivalentes en Sistema UTM Z18N		Cota (m s.n.m.)	Profundidad (m)	Nivel freático (m)
	Este	Norte	Este	Norte			
PG20-033	4789100,90	2278292,97	510177,00	720134,00	836,00	20,00	2,00
PG20-036	4787793,26	2278436,17	508869,00	720272,00	834,00	15,00	0,70
PG20-056	4794123,11	2276393,83	515206,00	718255,00	858,00	6,40	NE
PG20-063	4787620,16	2277155,65	508701,00	718991,00	980,00	35,02	NE
PG20-067	4787452,04	2278142,48	508529,00	719977,00	840,00	15,00	NE
PG20-068	4787951,92	2277081,32	509033,00	718918,00	979,09	20,00	NE
PG20-069	4792454,90	2275891,35	513540,00	717746,00	992,00	6,40	NE
PG20-070	4793072,18	2275940,92	514157,00	717798,00	995,00	6,40	NE
PG20-072	4794303,88	2276583,14	515386,00	718445,00	864,00	9,10	NE
PG20-097	4792668,71	2277101,67	513749,00	718957,00	957,00	6,40	NE
PG20-100	4791623,92	2277695,89	512702,00	719547,00	834,13	20,00	NE
PG20-115	4787329,32	2278217,97	508406,00	720052,00	907,00	6,40	NR
PG20-116	4787386,18	2278180,74	508463,00	720015,00	987,00	6,40	NE
PG20-117	4787623,97	2277107,62	508705,00	718943,00	947,00	45,80	NE
PG20-121	4788675,63	2278240,65	509752,00	720080,00	831,00	3,25	NE
PG20-122	4788704,53	2278214,53	509781,00	720054,00	829,00	5,05	NE

ND: No detectado, NE: No encontrado, NR: No reportado.
Fuente: Integral S.A (2020)

Tabla 5.1.7.34 Exploración efectuada por Integral para el sistema vial, año 2021

ID	Coordenadas Origen Único Nacional (CTM12)		Coordenadas Equivalentes en Sistema UTM Z18N		Cota (m s.n.m.)	Profundidad (m)	Nivel freático
	Este	Norte	Este	Norte			
DH-DS-01	4791566,10	2276732,98	512648,00	718584,00	853,76	75,50	ND
DH-DS-02	4791427,78	2277415,62	512507,00	719266,00	843,59	14,00	10,45
DH-DS-02A	4791441,80	2277419,57	512521,00	719270,00	844,50	58,10	7,00
DH-DS-03	4791433,70	2277394,60	512513,00	719245,00	854,84	30,11	6,41
DH-DS-06	4791535,32	2276791,11	512617,00	718642,00	894,00	35,56	SECO
DH-DS-07	4791548,43	2276816,06	512630,00	718667,00	867,30	60,00	NP
DH-HGS-01	4788369,20	2278397,81	509445,00	720235,93	841,00	24,45	0,00
DH-SD-01	4793131,12	2276683,79	514213,00	718541,00	833,00	15,10	1,76
DH-SD-03	4793226,12	2276679,41	514308,00	718537,00	841,00	18,75	1,00
DH-SD-04	4793331,87	2276613,98	514414,00	718472,00	814,77	12,00	ND
DH-SD-04A	4793304,12	2276678,10	514386,00	718536,00	809,98	16,00	0,00
DH-SD-07	4793666,77	2276576,65	514749,00	718436,00	817,00	15,50	1,50
DH-SD-08	4793199,04	2276913,55	514280,00	718771,00	834,91	30,00	7,50
DH-SD-09	4792961,62	2277067,51	514042,00	718924,00	870,00	30,00	12,78
DH-SP-03	4786527,53	2279315,34	507600,00	721146,00	853,00	30,00	9,50
DH-SP-05	4789859,40	2277883,90	510937,00	719728,00	821,12	31,00	5,20
DH-SP-06	4791506,54	2277605,34	512585,00	719456,00	830,00	17,00	0,13
DH-SP-07	4794218,75	2276805,50	515300,00	718667,00	826,00	34,60	9,47
DH-ST-01	4792836,00	2276663,95	513918,00	718520,00	814,00	17,35	2,44
GG-AP-01	4787821,93	2277089,84	508903,00	718926,00	975,00	2,00	NE
GG-PP-01	4787808,99	2277103,89	508890,00	718940,00	963,00	29,50	3,40
GG-PP-02	4787782,15	2277146,00	508863,00	718982,00	943,94	30,10	NE
I-03	4787650,23	2276918,49	508732,00	718754,00	932,24	11,70	0,30

ID	Coordenadas Origen Único Nacional (CTM12)		Coordenadas Equivalentes en Sistema UTM Z18N		Cota (m s.n.m.)	Profundidad (m)	Nivel freático
	Este	Norte	Este	Norte			
I-04	4788496,77	2277274,20	509577,00	719113,00	935,00	20,40	6,40
I-07	4787651,68	2277033,50	508733,00	718869,00	931,01	10,15	NP
I-15	4790421,95	2276990,54	511503,00	718837,00	951,26	36,70	4,90
I-17	4788819,09	2277847,01	509897,00	719687,00	917,00	24,93	15,03
I-19	4787703,66	2278439,93	508779,40	720275,40	849,78	12,00	SECO
I-24	4789521,80	2277999,26	510599,00	719842,00	826,00	15,46	0,60
I-26	4793609,37	2276729,90	514691,00	718589,00	811,00	12,10	NE
I-29	9029825,07	3782172,43	4786475,12	2279214,53	853,00	12,23	NE
I-32	4788291,67	2278015,13	509369,00	719853,00	819,16	20,00	NE
I-50	4789377,05	2278067,84	510454,00	719910,00	835,89	6,30	ND
I-52	4788111,46	2278220,88	509188,00	720058,00	833,32	6,30	ND
I-57	4793641,83	2276086,69	514726,00	717946,00	903,43	6,30	ND
I-59	4794085,87	2276333,97	515169,00	718195,00	822,43	4,95	1,80
I-61	4792611,25	2275975,74	513831,00	717831,00	959,10	4,15	ND
I-72	4793327,55	2277037,06	514408,00	718895,00	838,07	6,30	ND
I-74	4793475,93	2276876,45	514557,00	718735,00	828,08	6,30	NR
I-75	4789364,05	2277561,81	510443,00	719404,00	834,76	2,55	2,25
I-83	4791271,62	2277382,24	512351,00	719232,00	842,00	8,10	3,75
I-84	4791271,62	2277382,24	512351,00	719232,00	884,20	6,30	NE
I-92	4788824,89	2278049,02	509902,00	719889,00	868,08	6,30	NE
I-96	4787854,40	2278216,89	508931,00	720053,00	863,88	6,30	NE
I-102	4791038,30	2277308,15	512118,00	719157,00	887,15	4,80	NE
I-118	4788150,63	2278515,77	509226,00	720353,00	843,05	38,73	NE
LYCO-01	4792766,72	2277100,28	513847,00	718956,00	921,00	40,10	6,56

ID	Coordenadas Origen Único Nacional (CTM12)		Coordenadas Equivalentes en Sistema UTM Z18N		Cota (m s.n.m.)	Profundidad (m)	Nivel freático
	Este	Norte	Este	Norte			
LYCO-02	4790126,09	2277794,83	511204,00	719640,00	874,25	34,00	SECO
TP-SD-02	4791144,76	2276661,63	512227,00	718511,00	833,00	2,00	NP
TP-SP-03	4786640,53	2279309,89	507713,00	721141,00	839,00	1,50	NP
TP-SP-04	4787332,80	2278087,94	508359,00	720564,00	831,70	1,70	NP
TP-SP-05	4787267,49	2278012,19	508345,00	719846,00	829,00	1,00	1,00
TP-SP-06	4789883,79	2277980,82	510961,00	719825,00	819,37	1,60	1,40
TP-SP-07	4789799,91	2278014,16	510877,00	719858,00	832,28	1,50	NP
TP-SP-09	4791556,76	2277658,15	512635,00	719509,00	857,00	1,50	NP
TP-SP-10	4794142,19	2276918,82	515223,00	718780,00	824,00	2,00	NP

ND, NP, NE: No detectado, no reportado.
Fuente: Integral S.A (2025)

Tabla 5.1.7.35 Exploración efectuada por Integral para el sistema vial, año 2024-2025

ID	Coordenadas Origen Único Nacional (CTM12)		Coordenadas Equivalentes en Sistema UTM Z18N		Cota (m s.n.m.)	Profundidad (m)	Nivel freático
	Este	Norte	Este	Norte			
PG24-005	4789653,45	2277689,71	510731,85	719533,02	827,21	18	0,50
PG24-006	4789748,54	2277710,06	510826,85	719553,75	862,22	44,15	15,80
PG24-010	4789860,08	2277665,12	510938,55	719509,25	872,58	30,7	12,62
PG25-001B	4789270,14	2277510,62	510349,31	719352,44	881,27	43,15	NP
TG25-BH-04	4788987,00	2277015,00	510068,18	718855,78	964,53	13,45	6,15
TG25-BH-07	4788748,15	2277502,54	509827,43	719342,30	916,09	23,90	10,42

ND, NP, NE: No detectado, no reportado.
Fuente: Integral S.A (2025)

Tabla 5.1.7.36 Exploración efectuada por Tierra Group en el 2024-2025

ID	Coordenadas Origen Único Nacional (CTM12)		Coordenadas Equivalentes en Sistema UTM Z18N		Cota (m s.n.m.)	Profundidad (m)	Nivel freático
	Este	Norte	Este	Norte			
TG25-BH-04	4788987,00	2277015,00	510068,18	718855,78	964,53	13,45	6,15
TG25-BH-07	4788748,15	2277502,54	509827,43	719342,30	916,09	23,90	10,42

ND, NP, NE: No detectado, no reportado.
Fuente: Integral S.A (2025)

B. Ensayos in situ

a. Ensayos SPT

Para las perforaciones realizadas, se ejecutó un total de 468 pruebas SPT, con un promedio de 11,7 pruebas por sondaje. En la Figura 5.1.7.32 se puede visualizar el análisis para las pruebas *in situ* SPT realizadas para los sondajes en el área de intervención de las vías.

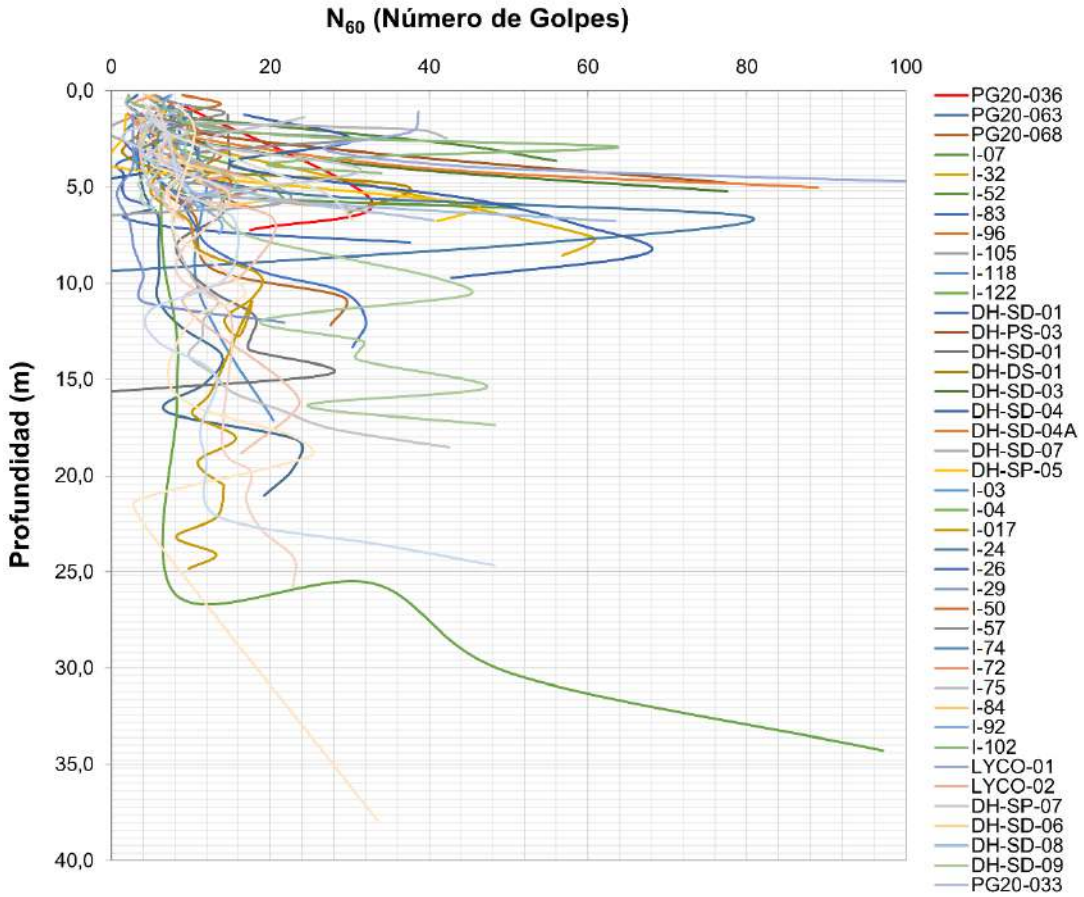


Figura 5.1.7.32 Análisis para las pruebas in situ SPT realizadas para los sondajes en la zona de influencia e intervención del sistema vial

Fuente: Integral S.A., 2025

b. Ensayos geofísicos

En la zona de la influencia e intervención del sistema vial se ejecutaron en total 19 líneas sísmicas con una longitud promedio de entre 100 y 120 metros. La información general de estas se resume en la Tabla 5.1.7.37 (Coordenadas Origen Único Nacional - CTM12). De igual forma, en la Tabla 5.1.7.38 se presenta la información de las líneas de refracción con las coordenadas equivalentes en el sistema UTM-Z18N.

Tabla 5.1.7.37 Información general de las líneas geofísicas en la zona de las vías proyectadas (Coordenadas Origen Único Nacional – CTM12).

Ensayo	Inicio Línea			Final Línea			Longitud (m)
	Este	Norte	Cota (m s.n.m.)	Este	Norte	Cota (m s.n.m.)	
GG-LP-01	4787793,96	2277097,95	-	4787726,73	2277042,21	-	100,00
GG-LP-02	4787786,12	2277137,99	-	4787694,06	2277127,35	-	100,00
SRG20-002	4790246,81	2277972,38	847,00	4790185,46	2277887,61	854,00	105,00
SRG20-007	4792613,71	2277103,89	951,00	4792713,75	2277108,49	932,00	100,00
SRG20-008	4791419,96	2277460,66	830,00	4791445,46	2277335,54	915,00	127,00
SRG20-009	4791465,77	2277411,47	854,00	4791371,68	2277391,84	852,00	96,00
SRG20-010	4791475,68	2277388,43	862,00	4791377,59	2277368,82	870,00	100,00
SRG20-011	4791605,13	2276738,83	848,00	4791507,03	2276718,21	852,00	100,00
SRG20-012	4791557,95	2276695,01	832,00	4791496,10	2276988,29	922,00	300,00
SRG20-013	4791590,43	2276816,90	848,00	4791492,34	2276796,28	867,00	100,00
SRG20-017	4793935,63	2276785,62	810,00	4793930,26	2276692,63	806,00	93,00
SRG20-018	4794054,18	2276921,17	815,00	4794162,11	2276899,74	805,00	110,00
SRG20-019	4794149,35	2276958,80	810,00	4794127,99	2276870,87	805,00	90,00
SRG20-021	4794232,57	2276759,44	832,00	4794226,97	2276860,48	820,00	101,00
SRG20-025	4786750,67	2279341,46	841,00	4786535,64	2279341,31	830,00	215,00
SRG20-026	4786607,84	2279390,03	823,00	4786605,46	2279294,03	825,00	96,00
SRG20-035	4789747,78	2277984,36	841,00	4789939,72	2277961,60	834,00	195,00
SRG20-037	4789852,47	2277902,93	821,00	4789867,88	2278004,89	820,00	104,00
Línea 4	4789223,64	2277465,35	848,00	4789305,01	2277555,05	858,00	115,00

Fuente: Tomado y modificado de Inteinsa S.A., (2020)

Tabla 5.1.7.38 Información general de las líneas geofísicas en la zona de las vías proyectadas (Coordenadas equivalentes en el sistema UTM-Z18N).

Ensayo	Inicio Línea			Final Línea			Longitud (m)
	Este	Norte	Cota (m s.n.m.)	Este	Norte	Cota (m s.n.m.)	
GG-LP-01	508875,00	718934,00	-	508808,00	718878,00	-	100,00
GG-LP-02	508867,00	718974,00	-	508775,00	718963,00	-	100,00
SRG20-002	511324,00	719818,00	847,00	511263,00	719733,00	854,00	105,00
SRG20-007	513694,00	718959,00	951,00	513794,00	718964,00	932,00	100,00
SRG20-008	512499,00	719311,00	830,00	512525,00	719186,00	915,00	127,00
SRG20-009	512545,00	719262,00	854,00	512451,00	719242,00	852,00	96,00
SRG20-010	512555,00	719239,00	862,00	512457,00	719219,00	870,00	100,00
SRG20-011	512687,00	718590,00	848,00	512589,00	718569,00	852,00	100,00
SRG20-012	512640,00	718546,00	832,00	512577,00	718839,00	922,00	300,00
SRG20-013	512672,00	718668,00	848,00	512574,00	718647,00	867,00	100,00
SRG20-017	515017,00	718646,00	810,00	515012,00	718553,00	806,00	93,00
SRG20-018	515135,00	718782,00	815,00	515243,00	718761,00	805,00	110,00
SRG20-019	515230,00	718820,00	810,00	515209,00	718732,00	805,00	90,00
SRG20-021	515314,00	718621,00	832,00	515308,00	718722,00	820,00	101,00
SRG20-025	507823,00	721173,00	841,00	507608,00	721172,00	830,00	215,00
SRG20-026	507680,00	721221,00	823,00	507678,00	721125,00	825,00	96,00

Ensayo	Inicio Línea			Final Línea			Longitud (m)
	Este	Norte	Cota (m s.n.m.)	Este	Norte	Cota (m s.n.m.)	
SRG20-035	510825,00	719828,00	841,00	511017,00	719806,00	834,00	195,00
SRG20-037	510930,00	719747,00	821,00	510945,00	719849,00	820,00	104,00
Línea 4	510303,00	719307,00	848,00	510384,00	719397,00	858,00	115,00

Fuente: Tomado y modificado de Inteinsa S.A., (2020)

Ensayo de Refracción Sísmica

Como caso ilustrativo, se muestran los resultados de la distribución de las velocidades de las ondas primarias para las vías Acceso El Torito y vía Presas Colas Sur. Se interpretaron los resultados de la refracción sísmica sugiriendo que existen como mínimo cuatro capas, las cuales caracterizan a continuación:

- Una capa superficial con velocidades de onda P entre 292 m/s y 720 m/s, y un espesor variable entre 1,0 m y 12,0 m aproximadamente (Horizonte VI y/o depósitos aluviales).
- Una segunda capa subyaciendo la descrita inicialmente, con una velocidad de onda P entre 493 m/s y 1.531 m/s y espesor variable entre 1,0 m y 20,0 m aproximadamente, correspondiente a un horizonte de rigidez media (Horizonte V).
- Una capa intermedia por debajo de las dos iniciales, con una velocidad de onda P entre 1.270 m/s y 2.445 m/s y espesor variable entre 8,0 m y 18,0 m, correspondiente a un horizonte de roca con rigidez media a alta (Horizonte IV-III).
- Una capa más profunda con una velocidad de propagación de onda P de entre 2.520 m/s a 3.985 m/s, correspondiente a roca competente (Horizonte II y I).

Ensayo MASW

De acuerdo con los resultados, Inteinsa (2020) reportó los siguientes valores de Vs 30 y el perfil para diseño sísmico según la norma NSR 10. En la Tabla 5.1.7.39 se indica para cada línea MASW, su correspondiente Vs30 promedio y de acuerdo con ello, la clasificación del perfil de suelo según la NSR 10. Como se ha observado en todo el proyecto, estos perfiles varían entre tipo D y C.

Tabla 5.1.7.39 Clasificación del perfil del suelo según NSR 10

Línea MASW	Vs30 (m/s)	Clasificación del perfil de suelo
SRG20-002	500	C
SRG20-007	313	D
SRG20-008	745	C
SRG20-009	502	C
SRG20-010	390	C
SRG20-011	225	D
SRG20-012	540	C
SRG20-013	265	D
SRG20-017	471	C
SRG20-018	200	D
SRG20-019	250	D
SRG20-021	400	C
SRG20-025	360	D

Línea MASW	Vs30 (m/s)	Clasificación del perfil de suelo
SRG20-026	226	D
SRG20-035	240	D
SRG20-037	250	D

Fuente: Inteinsa S.A., (2020)

C. Resultados de laboratorio

a. Ensayos sobre muestras de suelo

A continuación, de la Tabla 5.1.7.40 a la Tabla 5.1.7.46 se presentan los resultados de laboratorio ejecutados sobre muestras de suelo.

Tabla 5.1.7.40 Resumen de resultados de la humedad, límites y clasificación en los suelos de la zona de influencia e intervención del sistema vial

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Humedad Natural	Límites de Atterberg (%)			Granulometría (%)			Clasificación USCS	Horizonte
								Gravas	Arena	Finos		
		Desde	Hasta	Wn (%)	LL	LP	IP	(Ret. No. 4)	(No. 4 a No. 200)	(Pasa No. 200)		
DH-DS-03	M2	0,45	0,70	13	NL	NP	NP	0	71,6	28	SM-SC	Horizonte V
DH-DS-03	M3	0,70	1,15	-	26	20	6	3	60,2	37	SM-SC	Horizonte V
DH-DS-03	M5	1,65	1,83	9	NL	NP	NP	0	81,2	19	SM-SC	Horizonte V
DH-DS-03	M6	1,83	2,28	-	NL	NP	NP	0	70,4	30	SM-SC	Horizonte V
DH-DS-03	M8	2,78	2,98	15	NL	NP	NP	0	69,6	30	SM-SC	Horizonte V
DH-DS-03	M9	2,98	3,43	-	23	22	1	0	58,5	42	SM	Horizonte V
DH-DS-03	M11	4,43	4,70	-	NL	NP	NP	0	73,1	27	SM-SC	Horizonte V
DH-DS-06	M3	0,95	1,40	32	59	42	17	0	30,8	69	MH	Horizonte VI
DH-DS-06	M12	5,15	5,60	30	48	35	13	0	7,3	93	ML	Horizonte VI
DH-DS-06	M21	9,18	9,63	12	NL	NP	NP	0	66,5	33	SM-SC	Horizonte V
DH-DS-07	M8	5,20	5,65	38	52	47	5	0	1,1	99	MH	Horizonte VI
DH-DS-07	M13	9,20	9,65	22	36	30	6	0	49,4	51	ML	Horizonte V
DH-HGS-01	M10	4,05	4,50	18	32	20	12	7	64,1	29	SC	Horizonte V
DH-HGS-01	M15	5,85	6,05	12	29	23	6	22	60,4	17	SM	Horizonte V
DH-HGS-01	M21	8,05	8,50	17	29	20	9	6	66,4	28	SC	Horizonte V
DH-HGS-01	M-27	11,40	11,69	23	32	25	7	0	38,1	62	ML	Horizonte V
DH-HGS-01	M5	1,90	2,35	25	25	19	6	0	71,9	28	SM-SC	Depósito Aluvial

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Humedad Natural	Límites de Atterberg (%)			Granulometría (%)			Clasificación USCS	Horizonte
		Desde	Hasta	Wn (%)	LL	LP	IP	Gravas (Ret. No. 4)	Arena (No. 4 a No. 200)	Finos (Pasa No. 200)		
DH-SD-01	M2	0,50	0,95	18	34	25	9	0	50,2	50	SM	Lleno antrópico
DH-SD-01	M3	0,95	1,40	28	42	26	16	1	35,0	64	ML	Lleno Antrópico
DH-SD-01	M5	1,90	2,35	36	50	27	23	20	13,8	66	CH	Depósito aluvial
DH-SD-01	M6	2,35	2,80	44	70	33	37	0	9,8	90	CH	Depósito Aluvial
DH-SD-01	M8	3,30	3,70	20	61	35	26	6	13,9	80	MH	Depósito Aluvial
DH-SD-01	M9	3,75	4,20	42	55	36	19	0	14,0	86	MH	Depósito Aluvial
DH-SD-01	M11	4,70	5,15	17	NL	NP	NP	27	57,1	16	SM-SC (NP)	Depósito Aluvial
DH-SD-01	M14	6,15	6,60	19	NL	NP	NP	10	77,4	13	SM-SC (NP)	Depósito Aluvial
DH-SD-03	M2	0,50	0,95	35	54	34	20	0	36,2	64	MH	Lleno Antrópico
DH-SD-03	M3	0,95	1,40	24	43	27	16	3	50,1	47	SM	Lleno Antrópico
DH-SD-03	M5	1,90	2,35	24	50	38	12	7	64,6	28	SM	Lleno Antrópico
DH-SD-03	M6	2,35	2,80	30	48	34	14	0	32,2	68	ML	Lleno Antrópico
DH-SD-03	M8	3,30	3,75	27	35	29	6	0	57,5	43	SM	Lleno Antrópico

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Humedad Natural	Límites de Atterberg (%)			Granulometría (%)			Clasificación USCS	Horizonte
		Desde	Hasta	Wn (%)	LL	LP	IP	Gravas (Ret. No. 4)	Arena (No. 4 a No. 200)	Finos (Pasa No. 200)		
DH-SD-03	M9	3,75	4,20	10	NL	NP	NP	4	70,8	25	SM-SC (NP)	Horizonte V
DH-SD-03	M11	4,70	5,00	17	NL	NP	NP	12	75,8	12	SM-SC (NP)	Horizonte V
DH-SD-03	M12	5,00	5,40	7	NL	NP	NP	7	76,9	16	SM-SC (NP)	Horizonte V
DH-SD-03	M19	8,40	8,85	23	35	25	10	0	46,1	54	ML	Horizonte V
DH-SD-04	M2	0,50	0,95	35	61	35	26	0	26,3	74	MH	Horizonte VI
DH-SD-04	M3	0,95	1,40	35	67	37	30	0	23,9	76	MH	Horizonte VI
DH-SD-04	M5	1,90	2,35	35	62	30	32	0	25,9	74	CH	Horizonte VI
DH-SD-04	M7	3,35	3,80	21	NL	NP	NP	9	57,5	34	SM-SC (NP)	Horizonte V
DH-SD-04	M9	4,30	4,56	14	NL	NP	NP	1	61,9	37	SM-SC (NP)	Horizonte V
DH-SD-04A	M3	0,95	1,40	39	38	31	7	0	49,0	51	ML	Depósito Aluvial
DH-SD-04A	M6	2,35	2,80	24	NL	NP	NP	0	80,2	19	SM-SC	Depósito Aluvial
DH-SD-04A	M9	3,80	4,25	18	NL	NP	NP	4	78,0	19	SM-SC	Depósito Aluvial
DH-SD-04A	M11	4,75	5,18	19	NL	NP	NP	0	74,2	26	SM-SC	Horizonte V
DH-SD-07	M5	1,90	2,10	30	31	25	6	0	3,5	97	ML	Depósito Coluvial
DH-SD-08	M2	0,50	0,95	30	52	32	20	0	27,0	73	MH	Horizonte VI

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Humedad Natural	Límites de Atterberg (%)			Granulometría (%)			Clasificación USCS	Horizonte
		Desde	Hasta	Wn (%)	LL	LP	IP	Gravas (Ret. No. 4)	Arena (No. 4 a No. 200)	Finos (Pasa No. 200)		
DH-SD-08	M8	3,30	3,75	25	33	24	9	0	45,5	55	ML	Horizonte VI
DH-SD-09	M14	6,60	7,05	18	39	28	11	0	53,3	47	SM	Horizonte V
DH-SD-09	M20	9,20	9,65	16	32	20	12	0	69,6	30	SC	Horizonte V
DH-SD-09	M31	14,95	15,40	17	31	20	11	0	67,8	32	SC	Horizonte V
DH-SD-09	M35	16,85	17,30	16	NL	NP	NP	0	70,4	30	SM-SC	Horizonte V
DH-SD-09	M5	2,10	2,85	25	44	32	12	0	41,6	58	ML	Horizonte VI
DH-SP-03	M2	0,50	0,95	24	61	22	39	0	42,0	58	CH	Horizonte VI
DH-SP-03	M5	1,90	2,35	27	55	26	29	0	40,3	60	CH	Horizonte VI
DH-SP-03	M6	2,35	2,80	-	43	27	16	0	40,4	59	ML	Horizonte VI
DH-SP-03	M8	3,30	3,60	14	NL	NP	NP	0	74,7	26	SM-SC	Horizonte V
DH-SP-03	M9	3,60	4,05	-	NL	NP	NP	0	65,0	35	SM-SC	Horizonte V
DH-SP-03	M12	4,84	5,29	-	21	14	7	0	59,0	41	SM-SC	Horizonte V
DH-SP-03	M14	5,79	6,19	18	21	18	3	0	54,7	45	SM	Horizonte V
DH-SP-03	M15	6,19	6,64	-	22	16	6	0	57,0	43	SM-SC	Horizonte V
DH-SP-03	M17	7,14	7,59	33	38	27	11	0	37,0	63	ML	Horizonte V
DH-SP-03	M18	7,59	8,04	-	35	26	9	0	36,1	64	ML	Horizonte V
DH-SP-03	M20	8,54	8,99	26	30	27	3	0	49,6	50	ML	Horizonte V
DH-SP-03	M21	8,99	9,44	-	25	20	5	0	51,8	48	SM-SC	Horizonte V
DH-SP-03	M23	9,94	10,25	20	34	28	6	0	48,9	51	ML	Horizonte V
DH-SP-03	M24	10,25	10,70	-	29	21	8	0	55,7	44	SC	Horizonte V

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Humedad Natural	Límites de Atterberg (%)			Granulometría (%)			Clasificación USCS	Horizonte
		Desde	Hasta	Wn (%)	LL	LP	IP	Gravas (Ret. No. 4)	Arena (No. 4 a No. 200)	Finos (Pasa No. 200)		
DH-SP-03	M26	11,20	11,44	21	35	28	7	0	58,7	41	SM	Horizonte V
DH-SP-03	M27	11,44	11,89	-	29	20	9	0	54,0	46	SC	Horizonte V
DH-SP-03	M29	12,39	12,55	20	NL	NP	NP	0	84,5	16	SM-SC	Horizonte V
DH-SP-03	M30	12,55	13,00	-	24	19	5	3	54,1	43	SM-SC	Horizonte V
DH-SP-03	M32	13,50	13,95	-	29	21	8	0	51,0	49	SC	Horizonte V
DH-SP-03	M34	14,45	14,90	-	22	15	7	0	61,1	39	SM-SC	Horizonte V
DH-SP-03	M36	15,40	15,80	-	24	15	9	0	59,3	41	SC	Horizonte V
DH-SP-05	M2	0,50	0,95	25	44	29	15	0	50,0	50	ML	Depósito Aluvial
DH-SP-05	M3	0,95	1,40	S/I	30	22	8	1	57,7	41	SC	Depósito Aluvial
DH-SP-05	M5	1,90	2,23	42	34	29	5	0	69,6	30	SM	Depósito Aluvial
DH-SP-05	M6	2,35	2,80	S/I	34	26	8	1	51,7	48	SM	Depósito Aluvial
DH-SP-05	M12	5,70	6,15	S/I	24	18	6	0	62,2	38	SM-SC	Depósito Aluvial
DH-SP-05	M14	6,60	7,05	S/I	NL	NA	NP	0	73,5	27	SM-SC	Horizonte V
DH-SP-06	M3	0,95	1,40	33	45	23	22	0	52,9	47	SC	Depósito Aluvial
DH-SP-06	M5	1,90	2,35	36	42	20	22	1	50,5	49	SC	Depósito Aluvial
DH-SP-06	M6	2,35	2,80	19	42	20	22	26	43,1	31	SC	Horizonte V
DH-SP-06	M9	3,55	4,00	15	25	20	5	10	51,3	39	SM-SC	Horizonte V

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Humedad Natural	Límites de Atterberg (%)			Granulometría (%)			Clasificación USCS	Horizonte
		Desde	Hasta	Wn (%)	LL	LP	IP	Gravas (Ret. No. 4)	Arena (No. 4 a No. 200)	Finos (Pasa No. 200)		
DH-SP-06	M11	5,00	5,45	18	NL	NP	NP	2	55,1	43	SM-SC	Horizonte V
DH-SP-06	M13	5,95	6,40	15	23	19	4	0	53,8	46	SM-SC	Horizonte V
DH-SP-06	M15	6,90	6,90	15	26	22	4	0	41,5	59	ML	Horizonte V
DH-SP-06	M19	8,83	8,94	22	30	24	6	0	58,4	42	SM	Horizonte IV
DH-SP-06	M20-1	8,94	9,39	20	27	20	7	0	41,2	59	ML-CL	Horizonte IV
DH-SP-06	M2	0,50	0,95	37	42	24	18	0	36,7	63	CL	Depósito Aluvial
DH-SP-07	M2	0,60	0,89	31	84	34	50	0	14,0	86	CH	Lleno Antrópico
DH-SP-07	M5	1,94	2,28	29	47	38	9	0	25,1	75	ML	Lleno Antrópico
DH-SP-07	M8	3,23	3,68	25	40	33	7	0	34,3	66	ML	Horizonte VI
DH-SP-07	M11	4,63	5,08	35	44	39	5	0	29,2	71	ML	Horizonte V
DH-SP-07	M14	6,03	6,48	18	49	39	10	0	24,0	76	ML	Horizonte V
DH-SP-07	M17	7,43	7,88	28	42	37	5	0	30,1	70	ML	Horizonte V
DH-SP-07	M20	8,33	9,26	26	55	38	17	0	29,0	71	MH	Horizonte V
DH-SP-07	M23	10,21	10,51	29	42	35	7	0	28,9	71	ML	Horizonte V
DH-SP-07	M26	11,45	11,91	-	40	36	4	0	33,1	67	ML	Horizonte V
DH-SP-07	M28	12,41	12,86	-	45	41	4	0	26,0	74	ML	Horizonte V
DH-SP-07	M30	13,36	13,81	-	44	38	6	0	31,4	69	ML	Horizonte V
DH-SP-07	M32	14,31	14,76	-	36	32	4	0	47,3	53	ML	Horizonte V
DH-SP-07	M34	15,26	15,71	-	30	29	1	0	48,7	51	ML	Horizonte V

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Humedad Natural	Límites de Atterberg (%)			Granulometría (%)			Clasificación USCS	Horizonte
		Desde	Hasta	Wn (%)	LL	LP	IP	Gravas (Ret. No. 4)	Arena (No. 4 a No. 200)	Finos (Pasa No. 200)		
DH-SP-07	M36	16,21	16,66	-	32	28	4	0	47,8	52	ML	Horizonte V
DH-SP-07	M38	17,16	17,61	-	33	28	5	0	49,0	51	ML	Horizonte V
DH-ST-01	M2	1,00	1,45	34	52	27	25	0	20,9	79	CH	Depósito Aluvial
DH-ST-01	M3	1,45	1,90	33	50	32	18	0	17,6	82	MH	Depósito Aluvial
DH-ST-01	M5	2,90	3,35	26	31	30	1	0	65,7	34	SM	Depósito Aluvial
DH-ST-01	M6	3,95	4,40	28	27	21	6	0	61,8	38	SM-SC	Depósito Aluvial
DH-ST-01	M8	4,80	5,10	15	34	28	6	7	57,6	35	SM	Depósito Aluvial
DH-ST-01	M9	5,10	5,55	20	NL	NP	NP	9	59,6	32	SM-SC	Depósito Aluvial
GG-AP-01	M1	0,20	1,00	24	39	33	6	0	39,1	61	ML	Horizonte IV
GG-AP-01	M2	1,00	2,00	25	39	33	6	0	42,6	57	ML	Horizonte IV
GG-PP-01	M1	2,95	3,50	17	30	27	3	1	51,2	48	SM	Horizonte V
GG-PP-02	M2	0,65	1,25	24	NL	NP	NP	0	63,2	37	SM	Horizonte VI
GG-PP-02	M4	1,70	2,30	24	67	35	32	0	44,7	55	MH	Horizonte VI
GG-PP-02	M6	3,00	3,36	18	NL	NP	NP	0	63,8	36	SM	Horizonte V
GG-PP-02	M9	5,50	5,75	22	46	33	12	0	55,9	44	SM	Horizonte V
I-03	M2	0,60	1,05	42	54	36	18	1	23,3	76	MH	Depósito aluvial

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Humedad Natural	Límites de Atterberg (%)			Granulometría (%)			Clasificación USCS	Horizonte
		Desde	Hasta	Wn (%)	LL	LP	IP	Gravas (Ret. No. 4)	Arena (No. 4 a No. 200)	Finos (Pasa No. 200)		
I-03	M5	2,00	2,45	59	52	35	17	2	10,8	88	MH	Depósito aluvial
I-03	M8	3,40	3,85	49	57	38	19	1	29,8	69	MH	Depósito Aluvial
I-03	M9	3,82	4,30	41	52	34	18	6	24,0	70	MH	Depósito Aluvial
I-04	M5	1,90	2,35	19	34	27	6	0	49,4	51	ML	Horizonte V
I-04	M8	3,30	3,73	15	32	25	7	0	64,0	36	SM	Horizonte V
I-04	M11	4,68	5,11	21	35	31	4	0	66,1	34	SM	Horizonte V
I-04	M14	6,06	6,36	17	34	28	6	0	68,1	32	SM	Horizonte V
I-07	M3	0,95	1,40	34	25	19	6	0	52,3	48	SM-SC	Depósito Aluvial
I-07	M6	2,50	2,95	9	NL	NP	NP	51	37,7	11	GP-GM o GP-GC	Depósito Aluvial
I-07	M8	3,45	3,85	11	NL	NP	NP	30	58,8	11	SP-SM o SP-SC	Depósito Aluvial
I-102	M2	1,35	1,80	25	37	32	5	0	48,8	51	ML	Horizonte VI
I-102	M6	2,25	2,70	17	29	26	3	3	23,4	74	ML	Horizonte V
I-102	M8	3,15	3,60	11	26	23	3	1	36,4	62	ML	Horizonte V
I-102	M10	4,05	4,50	8	25	24	1	0	38,8	61	ML	Horizonte V
I-118	M7	4,55	5,00	26	36	32	4	1	53,3	46	SM	Horizonte V
I-118	M14	9,05	9,50	23	38	33	5	0	48,1	52	ML	Horizonte V

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Humedad Natural	Límites de Atterberg (%)			Granulometría (%)			Clasificación USCS	Horizonte
		Desde	Hasta	Wn (%)	LL	LP	IP	Gravas (Ret. No. 4)	Arena (No. 4 a No. 200)	Finos (Pasa No. 200)		
I-118	M19	12,55	13,00	26	37	29	8	1	50,2	49	SM	Horizonte V
I-15	M5	1,90	2,35	15	28	22	6	0	64,2	36	SM-SC	Horizonte V
I-15	M8	3,30	3,75	15	30	24	6	0	78,8	21	SM	Horizonte V
I-15	M11	4,70	5,15	12	27	23	4	0	74,2	26	SM	Horizonte V
I-15	M14	6,10	6,35	17	24	18	6	0	60,3	40	SM-SC	Horizonte V
I-15	M19	8,29	8,70	14	27	18	9	0	64,1	36	SC	Horizonte V
I-15	M23	10,15	10,38	18	30	25	5	2	19,5	79	ML	Horizonte V
I-19	M3	0,85	1,30	33	77	34	43	0	32,9	67	CH	Horizonte VI
I-19	M11	4,25	4,70	26	38	28	10	0	46,8	53	ML	Horizonte V
I-19	M21	8,50	8,95	22	37	30	7	0	44,0	56	ML	Horizonte V
I-19	M28	11,55	12,00	27	44	33	11	0	38,9	61	ML	Horizonte V
I-17	M8	3,30	3,75	23	40	33	7	0	35,9	64	ML	Horizonte V
I-17	M-34	14,79	15,24	27	42	34	8	0	46,7	53	ML	Horizonte V
I-17	M17	7,60	8,05	22	39	30	9	0	43,2	57	ML	Horizonte V
I-17	M49	21,32	21,77	39	38	30	8	0	40,5	60	ML	Horizonte V
I-24	M5	1,90	2,35	45	45	31	14	0	53,2	47	SM	Depósito Aluvial
I-24	M8	3,30	3,75	48	46	30	16	0	54,1	46	SM	Depósito Aluvial
I-24	M11	4,70	5,15	46	40	27	13	1	55,4	44	SM	Horizonte V
I-24	M14	6,10	6,23	24	NL	NP	NP	0	66,9	33	SM-SC	Horizonte V

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Humedad Natural	Límites de Atterberg (%)			Granulometría (%)			Clasificación USCS	Horizonte
								Gravas	Arena	Finos		
		Desde	Hasta	Wn (%)	LL	LP	IP	(Ret. No. 4)	(No. 4 a No. 200)	(Pasa No. 200)		
I-26	M-5	1,90	2,35	21	32	26	6	0	72,2	28	SM	Horizonte V
I-26	M-8	3,30	3,65	21	NL	NP	NP	0	72,3	28	SM-SC (NP)	Horizonte V
I-26	M11	4,60	4,75	12	23	19	4	0	83,7	16	SM-SC	Horizonte V
I-26	M14	5,70	5,80	8	28	17	11	0	69,6	30	SC	Horizonte V
I-26	M17	6,75	7,20	17	NL	NP	NP	0	73,4	27	SM-SC (NP)	Horizonte V
I-26	M21	8,63	9,04	20	30	19	11	0	59,2	41	SC	Horizonte V
I-32	M3	0,95	1,40	16	33	21	12	0	73,8	26	SC	Depósito Aluvial
I-32	M5	1,90	2,35	21	35	29	6	0	64,0	36	SM	Depósito Aluvial
I-32	M6	2,35	2,80	9	NL	NP	NP	1	90,4	9	SP-SM o SP-SC	Depósito Aluvial
I-32	M17	7,10	7,39	19	33	27	6	0	77,9	22	SM	Horizonte V
I-32	M18	7,39	7,84	18	NL	NP	NP	0	75,9	24	SM-SC	Horizonte V
I-32	M22	9,29	9,51	16	NL	NP	NP	0	79,3	21	SM-SC	Horizonte V
I-50	M2	0,45	0,90	35	76	36	40	0	32,7	67	MH	Depósito Coluvial
I-50	M4	1,35	1,80	38	94	38	56	1	29,5	70	CH	Depósito Coluvial
I-50	M6	2,25	2,70	34	81	36	45	0	31,1	69	CH	Depósito Coluvial

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Humedad Natural	Límites de Atterberg (%)			Granulometría (%)			Clasificación USCS	Horizonte
		Desde	Hasta	Wn (%)	LL	LP	IP	Gravas (Ret. No. 4)	Arena (No. 4 a No. 200)	Finos (Pasa No. 200)		
I-50	M8	3,15	3,60	34	85	37	48	0	28,8	71	CH	Depósito Coluvial
I-50	M10	4,05	4,50	34	79	33	46	2	33,4	65	CH	Depósito Coluvial
I-50	M12	4,95	5,40	35	71	35	36	1	39,8	60	MH	Depósito Coluvial
I-52	M4	1,35	1,80	28	50	36	14	0	46,4	54	MH	Horizonte VI
I-52	M6	2,25	2,70	26	45	32	13	0	47,6	52	ML	Horizonte VI
I-52	M8	3,15	3,60	28	41	31	10	1	54,3	45	SM	Horizonte V
I-52	M10	4,05	4,50	31	43	31	12	0	58,1	42	SM	Horizonte V
I-52	M12	4,95	5,40	30	32	30	2	0	66,0	34	SM	Horizonte V
I-52	M14	5,85	6,30	30	32	30	2	0	60,8	39	SM	Horizonte V
I-59	M2	0,45	0,90	26	52	29	23	2	74,3	24	SM	Depósito de flujo
I-59	M4	1,35	1,80	26	32	25	7	10	80,5	9	SW-SM	Depósito de flujo
I-59	M6	2,25	2,70	25	32	25	7	7	73,0	20	SM	Depósito de flujo
I-59	M8	3,15	3,60	24	32	27	5	2	67,7	30	SM	Depósito de flujo
I-59	M10	4,05	4,50	20	33	25	8	1	67,3	32	SM	Depósito de flujo
I-59	M12	4,50	4,95	22	34	26	8	1	66,4	32	SM	Depósito de flujo

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Humedad Natural	Límites de Atterberg (%)			Granulometría (%)			Clasificación USCS	Horizonte
		Desde	Hasta	Wn (%)	LL	LP	IP	Gravas (Ret. No. 4)	Arena (No. 4 a No. 200)	Finos (Pasa No. 200)		
I-57	M2	0,45	0,90	38	93	39	54	0	27,4	73	CH	Depósito de flujo
I-57	M4	1,35	1,80	39	81	42	39	0	27,1	73	MH	Depósito de flujo
I-57	M6	2,25	2,70	12	NL	NP	NP	20	66,2	14	SM-SC (NP)	Horizonte V
I-57	M8	3,15	3,60	26	53	41	12	0	64,3	35	SM	Horizonte V
I-57	M10	4,05	4,50	26	56	43	13	2	62,2	36	SM	Horizonte V
I-57	12	4,95	5,40	9	NL	NP	NP	12	76,1	12	SW-SM ó SW-SC (NP)	Horizonte V
I-72	M2	0,40	0,90	28	57	31	26	1	36,7	63	MH	Horizonte VI
I-72	M4	1,35	1,80	25	42	31	11	0	53,1	47	SM	Horizonte VI
I-72	M6	2,25	2,70	23	39	30	9	0	48,4	55	ML	Horizonte V
I-72	M8	3,15	3,60	18	38	29	9	0	58,6	41	SM	Horizonte V
I-72	M10	4,05	4,50	17	35	28	7	0	58,4	42	SM	Horizonte V
I-72	M13	5,40	5,85	13	33	26	7	1	69,1	30	SM	Horizonte V
I-74	M2	0,45	0,90	25	58	38	20	0	32,2	68	MH	Horizonte VI
I-74	M4	1,35	1,80	26	55	38	17	0	31,6	68	MH	Horizonte VI
I-74	M6	2,25	2,70	26	59	37	22	0	30,1	26.9	MH	Horizonte VI
I-74	M8	3,15	3,60	30	69	35	34	0	26,9	73	MH	Horizonte VI
I-74	M10	4,05	4,50	18	43	34	9	2	52,6	45	SM	Horizonte VI
I-74	M12	4,95	5,40	25	448	36	12	0	48,8	51	ML	Horizonte V

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Humedad Natural	Límites de Atterberg (%)			Granulometría (%)			Clasificación USCS	Horizonte
		Desde	Hasta	Wn (%)	LL	LP	IP	Gravas (Ret. No. 4)	Arena (No. 4 a No. 200)	Finos (Pasa No. 200)		
I-75	M2	0,45	0,90	31	NL	NP	0	0	56,3	44	SM -SC (NP)	Depósito Aluvial
I-75	M4	1,35	1,80	25	NL	NP	NP	31	60,6	9	SP-SM ó SP-SC (NP)	Depósito Aluvial
I-75	M6	2,25	2,70	14	NL	NP	0	2	78,6	20	SM -SC (NP)	Horizonte V
I-83	M2	0,50	1,00	21	32	29	3	0	57,6	42	SM	Depósito de flujo
I-83	M4	1,40	1,90	20	37	32	5	0	64,3	36	SM	Depósito de flujo
I-83	M6	2,35	2,80	14	NL	NP	NP	0	78,4	22	SM-SC	Depósito de flujo
I-83	M8	3,25	3,75	22	30	26	4	0	71,7	28	SM	Depósito de flujo
I-83	M10	4,25	4,60	31	41	29	12	2	60,2	38	SM	Depósito de flujo
I-83	M12	5,10	5,55	25	39	24	15	1	62,1	37	SC	Depósito de flujo
I-83	M14	6,00	6,50	28	40	24	16	2	63,6	35	SC	Depósito de flujo
I-83	M16	6,90	7,40	28	37	25	12	2	56,7	41	SM	Horizonte V
I-84	M2	0,45	0,90	33	63	27	36	0	37,1	63	CH	Horizonte VI
I-84	M4	1,35	1,80	31	53	27	26	0	40,9	59	CH	Horizonte VI
I-84	M6	2,25	2,70	26	39	26	13	0	50,3	50	SM	Horizonte V

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Humedad Natural	Límites de Atterberg (%)			Granulometría (%)			Clasificación USCS	Horizonte
		Desde	Hasta	Wn (%)	LL	LP	IP	Gravas (Ret. No. 4)	Arena (No. 4 a No. 200)	Finos (Pasa No. 200)		
I-84	M8	3,15	3,60	23	41	29	12	0	49,4	51	ML	Horizonte V
I-84	M10	4,05	4,50	21	40	29	11	0	52,6	47	SM	Horizonte V
I-84	M12	4,95	5,40	17	36	29	7	0	52,0	48	SM	Horizonte V
I-92	M2	0,45	0,90	19	40	36	4	2	36,2	62	ML	Horizonte VI
I-92	M4	1,35	1,80	19	42	31	11	0	37,6	62	ML	Horizonte VI
I-92	M6	2,25	2,70	22	39	34	5	0	37,7	62	ML	Horizonte V
I-92	M8	3,15	3,60	19	37	27	10	0	40,5	60	ML	Horizonte V
I-92	M10	4,05	4,50	17	40	35	5	0	43,1	57	ML	Horizonte V
I-96	M2	0,45	0,90	25	42	38	4	1	32,8	67	ML	Horizonte VI
I-96	M4	1,35	1,80	22	44	40	4	3	41,4	55	ML	Horizonte VI
I-96	M6	2,25	2,70	22	43	38	5	2	40,0	58	ML	Horizonte VI
I-96	M8	3,15	3,60	22	44	40	4	6	39,8	55	ML	Horizonte VI
I-96	M10	4,05	4,50	25	41	35	6	0	39,4	61	ML	Horizonte V
I-96	M12	4,95	5,40	28	42	37	5	0	34,9	65	ML	Horizonte V
I-96	M14	5,85	6,30	21	43	39	4	0	41,7	58	ML	Horizonte V
LYCO-02	M5	1,90	2,35	36	49	43	6	0	24,1	76	ML	Horizonte VI
LYCO-02	M8	3,30	3,75	32	51	45	6	0	38,5	62	MH	Horizonte V
LYCO-02	M15	6,29	6,75	21	34	25	9	0	28,8	71	ML	Horizonte V
PG20-019	M4	2,35	2,80	32	51	36	15	0	42,0	58	MH	Horizonte V
PG20-019	M9	4,60	5,05	25	43	31	12	0	41,0	59	ML	Horizonte V

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Humedad Natural	Límites de Atterberg (%)			Granulometría (%)			Clasificación USCS	Horizonte
		Desde	Hasta	Wn (%)	LL	LP	IP	Gravas (Ret. No. 4)	Arena (No. 4 a No. 200)	Finos (Pasa No. 200)		
PG20-033	M2	2,50	2,95	31	62	30	32	0	47,0	53	CH	Depósito Aluvial
PG20-033	M5	6,50	6,95	16	29	26	3	0	80,0	20	SM	Depósito Aluvial
PG20-033	M7	9,25	9,70	11	NL	NP	NP	0	78,0	22	SM	Depósito Aluvial
PG20-036	M3	3,40	3,90	17	NL	NP	NP	0	84,0	16	SM	Depósito Aluvial
PG20-036	M5	7,00	7,42	29	NL	NP	NP	0	88,0	12	SM	Depósito Aluvial
PG20-056	M3	1,90	2,35	25	42	27	15	0	33,0	67	ML	Horizonte VI
PG20-056	M9	4,60	5,05	25	46	30	16	1	29,0	70	ML	Horizonte V
PG20-063	M10	13,60	14,00	20	29	19	10	0	69,0	31	SC	Horizonte V
PG20-063	M13	18,00	18,45	18	25	19	6	0	69,0	31	SC-SM	Horizonte V
PG20-063	M16	22,16	22,60	17	29	21	8	0	62,0	38	SC	Horizonte V
PG20-063	M3	3,40	3,85	15	31	22	9	0	58,0	42	SC	Horizonte V
PG20-063	M5	6,30	6,75	21	40	29	11	0	55,0	45	SM	Horizonte V
PG20-063	M7	9,20	9,65	21	44	31	13	0	55,0	45	SM	Horizonte V
PG20-067	M2	2,45	2,90	19	NL	NL	NL	1	72,0	27	SM	Depósito coluvial
PG20-068	M2	1,95	2,40	21	31	29	2	0	59,0	41	SM	Horizonte V
PG20-068	M4	4,95	5,30	33	40	33	7	0	43,0	57	ML	Horizonte V
PG20-068	M7	9,05	9,50	18	25	23	2	0	60,0	40	SM	Horizonte V

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Humedad Natural	Límites de Atterberg (%)			Granulometría (%)			Clasificación USCS	Horizonte
		Desde	Hasta	Wn (%)	LL	LP	IP	Gravas (Ret. No. 4)	Arena (No. 4 a No. 200)	Finos (Pasa No. 200)		
PG20-068	M9	11,95	12,40	20	NL	NP	NP	0	75,0	25	SM	Horizonte V
PG20-068	M6	7,75	8,05	16	33	21	12	0	58,0	42	SC	Horizonte V
PG20-069	M4	2,35	2,80	10	32	19	13	15	58,0	27	SC	Horizonte VI
PG20-069	M9	4,60	5,05	15	43	24	19	0	56,0	44	SC	Horizonte VI
PG20-069	M12	5,95	6,40	8	33	21	12	0	61,0	39	SC	Horizonte VI
PG20-070	M1	1,00	1,45	36	67	36	31	0	1,0	99	SC	Horizonte VI
PG20-070	M7	3,70	4,15	12	37	22	15	0	54,0	46	SC	Horizonte VI
PG20-070	M12	5,95	6,40	32	52	33	19	0	2,0	98	SC	Horizonte VI
PG20-072	M1	1,00	1,45	35	70	33	37	0	21,0	79	SC	Horizonte VI
PG20-072	M7	3,70	4,15	26	50	28	22	0	38,0	62	SC	Horizonte V
PG20-072	M12	5,95	6,40	28	50	30	20	0	28,0	72	SC	Horizonte V
PG20-097	1	1,00	1,45	30	59	31	28	0	26,0	74	MH	Horizonte VI
PG20-097	7	3,70	4,15	24	58	32	26	0	51,0	49	SM	Horizonte V
PG20-097	12	5,50	5,95	19	46	32	14	0	50,0	50	ML	Horizonte V
PG20-100	M2	1,95	2,40	31	51	32	19	3	24,0	73	MH	Horizonte VI
PG20-100	M4	4,90	5,35	36	46	33	13	0	44,0	56	ML	Horizonte VI
PG20-100	M8	10,80	11,25	25	38	29	9	0	57,0	43	SM	Horizonte V
PG20-100	M10	14,70	15,15	28	40	27	13	0	43,0	57	ML	Horizonte V
PG20-100	M12	18,60	19,05	25	50	26	24	0	40,0	60	CH	Horizonte V
PG20-116	M1	1,00	1,45	29	48	28	20	0	34,0	66	ML	Horizonte VI

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Humedad Natural	Límites de Atterberg (%)			Granulometría (%)			Clasificación USCS	Horizonte
								Gravas	Arena	Finos		
		Desde	Hasta	Wn (%)	LL	LP	IP	(Ret. No. 4)	(No. 4 a No. 200)	(Pasa No. 200)		
PG20-116	M2	3,25	3,70	25	46	32	14	0	35,0	65	ML	Horizonte V
PG20-116	M3	5,95	6,40	25	48	29	19	0	36,0	64	ML	Horizonte V
PG20-121	M2	1,00	1,45	27	29	27	2	0	64,0	36	SM	Depósito Aluvial
PG20-121	M4	1,90	2,35	5	NL	NP	NP	3	92,0	5	SP	Depósito Aluvial
PG20-121	M6	2,80	3,25	151	NL	NP	NP	18	73,0	9	SW-SM	Depósito Aluvial
PG20-122	M1	1,00	1,45	14	36	29	7	4	69,0	27	SM	Depósito aluvial
PG20-122	M2	2,35	2,80	24	40	30	10	1	56,0	43	SM	Depósito Aluvial
PG20-122	M3	4,80	5,05	13	NL	NP	NP	37	54,0	9	SP - SM	Depósito Aluvial
PG25-001B	30	11,00	11,45	27	51	31	20	0	33,0	67	MH	Horizonte V
PG25-001B	46	19,55	20,00	31	46	31	15	0	31,0	69	ML	Horizonte V
PG24-005	4	1,95	2,40	37	38	33	5	0	43,0	58	ML	Depósito Aluvial
PG24-005	6	3,40	3,90	26	48	27	21	5	41,0	54	CL	Depósito aluvial
PG24-005	10	6,45	6,90	24	39	28	11	1	63,0	36	SM	Depósito Aluvial
PG24-006	10	7,25	7,70	23	42	35	7	0	0,0	0	0	Horizonte V
PG24-006	12	9,20	9,70	27	44	33	11	0	38,0	62	ML	Horizonte V

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Humedad Natural	Límites de Atterberg (%)			Granulometría (%)			Clasificación USCS	Horizonte
		Desde	Hasta	Wn (%)	LL	LP	IP	Gravas (Ret. No. 4)	Arena (No. 4 a No. 200)	Finos (Pasa No. 200)		
PG24-010	21	14,55	15,00	28	46	33	13	0	33,0	67	ML	Horizonte VI
PG24-010	31	23,35	23,53	24	38	32	6	6	44,0	51	ML	Horizonte VI
PG25-001B	30	11,00	11,45	27	51	31	20	0	33,0	67	MH	Horizonte V
PG25-001B	46	19,55	20,00	31	46	31	15	0	31,0	69	ML	Horizonte V
TG25-BH-07	M2	0,75	0,75	41	50	38	12	1	34,6	64	ML	Horizonte VI
TG25-BH-07	M4	1,95	1,95	34	50	37	13	1	35,8	63	ML	Horizonte VI
TG25-BH-07	M7	3,15	3,15	31	42	34	8	0	34,1	46	SM	Horizonte V
TG25-BH-07	M9	5,10	5,10	25	39	37	2	0	59,7	40	SM	Horizonte V
TG25-BH-07	M13	7,05	7,05	17	36	35	1	0	45,6	54	ML	Horizonte V
TG25-BH-07	M15	9,00	9,00	22	40	36	4	10	55,4	35	SM	Horizonte V
TP-SD-02	M2	1,50	1,61	10	NL	NP	NP	0	89,9	10	SP-SM o SP-SC	Depósito Aluvial
TP-SD-02	M3	1,80	2,00	7	NL	NP	NP	61	32,9	6	GP-GM o GP-GC	Depósito Aluvial
TP-SP-03	M1	1,50	1,62	27	NL	NP	NP	7	75,7	18	SM-SC	Depósito Coluvial
TP-SP-03	M2	1,50	1,70	28	NL	NP	NP	2	88,9	9	SW-SM o SW-SC	Depósito Coluvial
TP-SP-04	M3	0,00	0,75	32	48	29	19	0	10,3	90	ML	Depósito Aluvial

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Humedad Natural	Límites de Atterberg (%)			Granulometría (%)			Clasificación USCS	Horizonte
		Desde	Hasta	Wn (%)	LL	LP	IP	Gravas (Ret. No. 4)	Arena (No. 4 a No. 200)	Finos (Pasa No. 200)		
TP-SP-04	M1	1,50	1,63	26	NL	NP	NP	0	86,6	13	SM-SC	Depósito Aluvial
TP-SP-04	M2	1,50	1,61	-	28	24	4	0	25,0	75	ML	Depósito Aluvial
TP-SP-05	M1-01	0,65	0,76	13	NL	NP	NP	5	87,0	8	SW-SM o SW-SC	Depósito Aluvial
TP-SP-05	M1-02	0,60	0,75	13	NL	NP	NP	6	73,3	21	SM-SC	Depósito Aluvial
TP-SP-05	M2	1,00	1,12	18	NL	NP	NP	13	80,9	6	SW-SM o SW-SC	Depósito Aluvial
TP-SP-06	M1	1,40	1,60	15	NL	NP	NP	51	39,5	10	GP-GM o GP-GC	Depósito Aluvial
TP-SP-06	M2	1,10	1,25	20	NL	NP	NP	1	76,2	23	SM-SC	Depósito Aluvial
TP-SP-07	M2	1,50	1,62	31	55	40	15	1	26,7	73	MH	Depósito Aluvial
TP-SP-09	M1	1,50	1,61	40	58	43	15	0	21,0	79	MH	Horizonte V
TP-SP-09	M2	1,50	1,90	37	39	31	8	0	26,1	74	ML	Horizonte V
TP-SP-10	M1	1,53	1,65	40	58	35	23	1	49,7	49	SM	Depósito Aluvial
PG20-115	M1	1,00	1,45	23	50	29	21	0	32,0	68	MH	Horizonte VI
PG20-115	M6	3,25	3,70	24	49	30	19	0	34,0	66	ML	Horizonte VI

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Humedad Natural	Límites de Atterberg (%)			Granulometría (%)			Clasificación USCS	Horizonte
		Desde	Hasta	Wn (%)	LL	LP	IP	Gravas (Ret. No. 4)	Arena (No. 4 a No. 200)	Finos (Pasa No. 200)		
PG20-115	M12	5,95	6,40	21	46	28	18	0	37,0	63	ML	Horizonte VI
TG25-BH-04	M2	0,75	1,20	10	30	29	1	0	58,2	42	SM	Horizonte VI
TG25-BH-04	M4	1,95	2,40	16	31	30	1	0	72,8	27	SM	Horizonte VI
TG25-BH-04	M7	2,95	3,40	11	30	29	1	0	78,9	21	SM	Horizonte VI
TG25-BH-04	M9	4,90	5,35	7	23	20	3	0	53,9	46	SM	Horizonte VI
LYCO-01	M-06	1,90	2,35	-	NL	NP	NP	0	81,6	18	SM-SC	Horizonte V
I-61	M-02	0,45	0,90	27	42	23	19	9	19,5	72	CL	Horizonte VI
I-61	M-04	1,35	1,80	24	43	21	22	9	31,5	59	CL	Horizonte VI
I-61	M-06	2,25	2,70	33	43	23	20	2	31,1	67	CL	Horizonte VI
I-61	M-08	3,15	3,60	28	53	27	26	13	26,7	60	CH	Horizonte VI
I-61	M-10	4,05	4,50	11	25	18	7	22	56,5	22	SM-SC	Horizonte V

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.41 Resumen de resultados de peso unitario en los suelos de la zona de influencia e intervención del sistema vial

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Peso unitario para suelos		Clasificación USCS	Horizonte
		Desde	Hasta	ɣd (kN/m3) (Seco)	ɣh (kN/m3) (Húmedo)		
DH-DS-06	M5	1,00	2,35	13,3	17,2	-	Horizonte VI
DH-DS-06	M14	6,10	6,55	15,2	17,4	-	Horizonte VI
DH-DS-06	M23	10,13	10,21	17,1	19,4	-	Horizonte V
DH-DS-07	M8	5,20	5,65	11,6	15,9	MH	Horizonte VI

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Peso unitario para suelos		Clasificación USCS	Horizonte
		Desde	Hasta	ɣd (kN/m3) (Seco)	ɣh (kN/m3) (Húmedo)		
DH-DS-07	M13	9,20	9,65	15,3	18,7	ML	Horizonte V
DH-SD-01	M2	0,50	0,95	15,7	19,2	SM	Lleno antrópico
DH-SD-01	M5	1,90	2,35	12,6	17,3	CH	Depósito aluvial
DH-SD-01	M8	3,30	3,70	14,7	17,6	MH	Depósito Aluvial
DH-SD-03	M2	0,50	0,95	13,2	17,9	MH	Lleno Antrópico
DH-SD-03	M5	1,90	2,35	14,7	18,2	SM	Lleno Antrópico
DH-SD-03	M8	3,30	3,75	14,3	18,1	SM	Lleno Antrópico
DH-SD-03	M11	4,70	5,00	13,6	16,0	SM-SC (NP)	Horizonte V
DH-SD-04	M2	0,50	0,95	13,2	17,9	MH	Horizonte VI
DH-SD-04A	M2	0,50	0,95	12,7	17,0	-	Depósito aluvial
DH-SD-04A	M6	2,35	2,80	16,4	20,3	SM-SC	Depósito Aluvial
DH-SD-07	M2	0,50	0,95	12,7	16,5	-	Depósito coluvial
DH-SD-08	M2	0,50	0,95	14,2	18,6	MH	Horizonte VI
DH-SD-08	M5	1,90	2,35	13,8	17,7	-	Horizonte VI
DH-SD-08	M8	3,30	3,75	15,0	18,7	ML	Horizonte VI
DH-SD-08	M11	4,70	5,15	13,4	17,1	-	Horizonte V
DH-SD-08	M14	6,10	6,55	14,2	17,8	-	Horizonte V
DH-SD-09	M14	6,60	7,05	15,5	19,6	SM	Horizonte V
DH-SP-03	M2	0,50	0,95	15,1	18,8	CH	Horizonte VI
DH-SP-03	M5	1,90	2,35	14,6	18,4	CH	Horizonte VI
DH-SP-03	M8	3,30	3,60	15,5	18,6	SM-SC	Horizonte V
DH-SP-03	M11	4,55	4,84	15,4	17,9	SM-SC	Horizonte V

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Peso unitario para suelos		Clasificación USCS	Horizonte
		Desde	Hasta	ɣd (kN/m3) (Seco)	ɣh (kN/m3) (Húmedo)		
DH-SP-03	M14	5,79	6,19	15,6	18,7	SM	Horizonte V
DH-SP-03	M17	7,14	7,59	13,6	18,0	ML	Horizonte V
DH-SP-03	M20	8,54	8,99	14,0	17,7	ML	Horizonte V
DH-SP-03	M23	9,94	10,25	15,1	18,1	ML	Horizonte V
DH-SP-03	M26	11,20	11,44	15,2	18,4	SM	Horizonte V
DH-SP-03	M29	12,39	12,55	16,6	19,6	SM-SC	Horizonte V
DH-SP-05	M2	0,50	0,95	14,0	17,6	ML	Depósito Aluvial
DH-SP-05	M5	1,90	2,23	12,0	17,0	SM	Depósito Aluvial
DH-SP-06	M5	1,90	2,35	13,3	18,1	SC	Depósito Aluvial
DH-SP-06	M19	8,83	8,94	15,7	19,1	SM	Horizonte IV
DH-SP-06	M2	0,50	0,95	14,1	18,9	CL	Depósito Aluvial
DH-SP-07	M2	0,60	0,89	14,9	18,8	CH	Lleno Antrópico
DH-SP-07	M5	1,94	2,28	15,1	19,4	ML	Lleno Antrópico
DH-SP-07	M8	3,23	3,68	14,1	17,7	ML	Horizonte VI
DH-SP-07	M11	4,63	5,08	12,8	16,8	ML	Horizonte V
DH-SP-07	M14	6,03	6,48	16,2	19,2	ML	Horizonte V
DH-SP-07	M17	7,43	7,88	14,2	17,4	ML	Horizonte V
DH-SP-07	M20	8,33	9,26	14,9	18,8	MH	Horizonte V
DH-SP-07	M23	10,21	10,51	13,0	16,8	ML	Horizonte V
DH-ST-01	M2	1,00	1,45	13,4	18,0	CH	Depósito Aluvial
DH-ST-01	M5	2,90	3,35	14,5	18,4	SM	Depósito Aluvial
GG-AP-01	M2	1,00	2,00	13,9	17,7	ML	Horizonte IV

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Peso unitario para suelos		Clasificación USCS	Horizonte
		Desde	Hasta	ɣd (kN/m3) (Seco)	ɣh (kN/m3) (Húmedo)		
GG-PP-02	M2	0,65	1,25	14,3	17,3	SM	Horizonte VI
I-03	M8	3,40	3,85	11,2	16,2	MH	Depósito Aluvial
I-118	M6	4,10	4,55	18,4	17,5	-	Horizonte V
I-118	M13	8,60	9,05	14,4	17,8	-	Horizonte V
I-118	M18	12,10	12,55	15,4	18,2	-	Horizonte V
I-17	M17	7,60	8,05	15,0	19,7	ML	Horizonte V
I-17	M49	21,32	21,77	15,4	19,4	ML	Horizonte V
I-32	M5	1,90	2,35	14,5	17,1	SM	Depósito Aluvial
I-32	M17	7,10	7,39	15,2	18,1	SM	Horizonte V
LYCO-02	M8	3,30	3,75	13,2	17,3	MH	Horizonte V
PG20-063	M3	3,40	3,85	16,1	18,0	SC	Horizonte V
PG20-068	M3	3,40	3,85	13,5	15,8	-	Horizonte V
PG20-068	M6	7,75	8,05	14,2	16,5	SC	Horizonte V
PG24-006	12	9,20	9,70	15,2	19,3	ML	Horizonte V
PG24-010	12	8,00	8,00	13,1	16,5	ML	Horizonte VI
PG25-001B	20	7,00	7,50	14,6	18,7	-	Horizonte VI
PG25-001B	61	26,05	26,55	15,8	18,8	-	Horizonte V
TP-SP-03	M2	1,50	1,70	14,2	18,3	SW-SM o SW-SC	Depósito Coluvial
TP-SP-10	M1	1,53	1,65	11,9	16,9	SM	Depósito Aluvial

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.42 Resumen de resultados cohesión y ángulo de fricción para la zona de influencia e intervención del sistema vial

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Cohesión y Ángulo de fricción		Clasificación USCS	Horizonte
		Desde	Hasta	ϕ (°)	c' (kPa)		
DH-DS-06	M5	1,00	2,35	26,00	22,30	-	Horizonte VI
DH-DS-06	M14	6,10	6,55	30,40	23,90	-	Horizonte VI
DH-DS-06	M23	10,13	10,21	30,50	68,80	-	Horizonte V
DH-DS-07	M8	5,20	5,65	23,30	40,60	MH	Horizonte VI
DH-SP-03	M14	5,79	6,19	31,20	54,10	SM	Horizonte V
DH-SP-03	M23	9,94	10,25	28,30	38,80	ML	Horizonte V
DH-SP-03	M26	11,20	11,44	28,90	94,90	SM	Horizonte V
DH-SP-06	M5	1,90	2,35	20,80	24,40	SC	Depósito Aluvial
DH-SP-06	M19	8,83	8,94	43,00	6,70	SM	Horizonte IV
DH-SP-07	M2	0,60	0,89	26,00	59,20	CH	Lleno Antrópico
DH-SP-07	M8	3,23	3,68	29,90	49,00	ML	Horizonte VI
DH-SP-07	M20	8,33	9,26	25,90	60,20	MH	Horizonte V
DH-SP-07	M23	10,21	10,51	30,70	24,70	ML	Horizonte V
DH-ST-01	M5	2,90	3,35	31,40	14,30	SM	Depósito Aluvial
GG-PP-02	M9	5,50	5,75	37,40	21,00	SM	Horizonte V
I-03	M8	3,40	3,85	30,40	6,50	MH	Depósito Aluvial
I-04	M5	1,90	2,35	26,80	43,80	ML	Horizonte V
I-04	M8	3,30	3,73	38,70	22,80	SM	Horizonte V
I-04	M11	4,68	5,11	30,80	31,40	SM	Horizonte V
I-04	M14	6,06	6,36	38,60	39,90	SM	Horizonte V

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Cohesión y Ángulo de fricción		Clasificación USCS	Horizonte
		Desde	Hasta	ϕ (°)	c' (kPa)		
I-118	M6	4,10	4,55	33,50	18,80	-	Horizonte V
I-118	M13	8,60	9,05	26,90	39,80	-	Horizonte V
I-118	M18	12,10	12,55	32,70	18,50	-	Horizonte V
I-15	M8	3,30	3,75	36,50	5,80	SM	Horizonte V
I-17	M-34	14,79	15,24	30,60	28,00	ML	Horizonte V
I-26	M-5	1,90	2,35	16,50	35,00	SM	Horizonte V
I-26	M11	4,60	4,75	48,70	27,80	SM-SC	Horizonte V
I-32	M5	1,90	2,35	33,80	7,80	SM	Depósito Aluvial
I-32	M17	7,10	7,39	43,10	11,10	SM	Horizonte V
LYCO-02	M8	3,30	3,75	35,00	23,50	MH	Horizonte V
PG20-063	M3	3,40	3,85	42,10	23,10	SC	Horizonte V
PG20-068	M3	3,40	3,85	31,30	32,10	-	Horizonte V
PG20-068	M6	7,75	8,05	30,00	42,10	SC	Horizonte V
PG20-100	M3	3,40	3,85	31,90	30,40	-	Horizonte VI
PG20-100	M9	13,25	13,70	27,60	22,20	-	Horizonte V
PG20-100	M6	8,00	8,50	29,10	38,30	-	Horizonte V
PG24-005	6	3,40	3,90	25,40	0,20	CL	Depósito aluvial
PG24-006	18	12,80	13,30	28,70	5,60	-	Horizonte V
PG24-010	12	8,00	8,00	24,30	1,00	ML	Horizonte VI
PG25-001B	20	7,00	7,50	23,00	4,60	-	Horizonte VI
PG25-001B	61	26,05	26,55	19,00	3,70	-	Horizonte V

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Cohesión y Ángulo de fricción		Clasificación USCS	Horizonte
		Desde	Hasta	ϕ (°)	c' (kPa)		
TP-SP-06	M2	1,10	1,25	30,60	15,40	SM-SC	Depósito Aluvial
TP-SP-10	M1	1,53	1,65	33,00	3,30	SM	Depósito Aluvial

Los valores de cohesión y fricción no fueron reportados por el laboratorio. Integral calculó dichos parámetros a partir de las curvas esfuerzo-deformación suministradas. Las siguientes perforaciones no hicieron parte de las estadísticas procesadas hasta abril de 2025, fecha de inicio de los diseños para la modificación de licencia de Gramalote PG25-003B, PG24-006, PG24-020, PG24-021, PG25-025, PG24-026, PG25-001B, PG25-016, PG25-019B, sin embargo, con la información utilizada hasta dicha fecha, se cuenta con una base de datos robusto para la caracterización del proyecto.
Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.43 Resumen de resultados de consolidación unidimensional en suelos de la zona de influencia e intervención del sistema vial

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Prueba de Consolidación				Clasificación USCS	Horizonte
		Desde	Hasta	Relación de compresión C'c	Índice de recompresión Cr	Carga preconsolidación (kPa)	Índice de vacíos inicial		
DH-SD-03	M11	4,7	5	0,13	-	128	0,96	SM-SC (NP)	Horizonte V
DH-SD-04A	M2	0,5	0,95	0,16	-	165	1,09	-	Depósito aluvial
DH-SD-07	M2	0,5	0,95	0,17	-	207	1,07	-	Depósito coluvial
DH-SD-08	M5	1,9	2,35	0,13	-	83	0,93	-	Horizonte VI
DH-SD-08	M11	4,7	5,15	0,13	-	263	1	-	Horizonte V
DH-SD-08	M14	6,1	6,55	0,11	-	124	0,85	-	Horizonte V
DH-SP-03	M8	3,3	3,6	0,05	-	118	0,64	SM-SC	Horizonte V
DH-SP-03	M11	4,55	4,84	0,06	-	224	0,66	SM-SC	Horizonte V
DH-SP-05	M5	1,9	2,23	0,15	-	225	1,17	SM	Depósito Aluvial
DH-SP-07	M8	3,23	3,68	0,1	-	250	0,89	ML	Horizonte VI
DH-SP-07	M11	4,63	5,08	0,12	-	294	1,08	ML	Horizonte V
DH-SP-07	M23	10,21	10,51	0,14	-	299	1,17	ML	Horizonte V

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Prueba de Consolidación				Clasificación USCS	Horizonte
		Desde	Hasta	Relación de compresión C'c	Índice de recompresión Cr	Carga preconsolidación (kPa)	Índice de vacíos inicial		
DH-ST-01	M8	4,8	5,1	0,07	-	146	0,69	SM	Depósito Aluvial
LYCO-02	M5	1,9	2,35	0,14	-	239	1,13	ML	Horizonte VI
PG24-005	6	3,4	3,9	0,19	0,03	177,43	0,78	CL	Depósito aluvial
TP-SP-03	M2	1,5	1,7	0,08	-	221	0,85	SW-SM o SW-SC	Depósito coluvial

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.44 Resumen de resultados resistencia máxima a la compresión de la zona de influencia e intervención del sistema vial

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Resultados			Clasificación SUCS	Horizonte
		Desde	Hasta	Resistencia máxima qu suelo (kPa)	Deformación al instante de la falla suelo (%)	Resistencia al corte Su suelo (kPa)		
DH-SD-01	M2	0,50	0,95	59,00	4,70	29,70	SM	Lleno antrópico
DH-SD-01	M5	1,90	2,35	23,00	10,50	11,70	CH	Depósito aluvial
DH-SP-03	M2	0,50	0,95	571,81	10,94	285,90	CH	Horizonte VI
GG-PP-02	M4	1,70	2,30	343,90	9,00	171,95	MH	Horizonte VI
I-03	M2	0,60	1,05	91,00	10,80	45,40	MH	Depósito aluvial
I-03	M5	2,00	2,45	31,00	18,00	15,70	MH	Depósito aluvial
I-15	M5	1,90	2,35	92,00	3,20	45,80	SM-SC	Horizonte V
I-17	M17	7,60	8,05	129,00	3,70	64,70	ML	Horizonte V
I-17	M49	21,32	21,77	81,00	3,70	40,70	ML	Horizonte V
I-26	M-8	3,30	3,65	27,00	4,30	13,60	SM-SC (NP)	Horizonte V
I-26	M14	5,70	5,80	26,00	9,80	12,90	SC	Horizonte V
LYCO-02	M14	6,10	6,45	68,00	4,40	34,10	0	Horizonte V
PG24-006	12	9,20	9,70	87,82	2,32	43,91	ML	Horizonte V

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.45 Resumen de resultados de potencial de colapso de la zona de influencia e intervención del sistema vial

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Potencial de colapso (deformación % a 200 kPa)	Clasificación USCS	Horizonte
		Desde	Hasta			
DH-SP-03	M5	1,90	2,35	0,10	CH	Horizonte VI
DH-SP-07	M17	7,43	7,88	0,20	ML	Horizonte V

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.46 Resumen de resultados gravedad específica de la zona de influencia e intervención del sistema vial

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Gravedad especifica en suelos	Clasificación SUCS	Horizonte
		Desde	Hasta			
DH-DS-03	M5	1,65	1,83	2,78	SM-SC	Horizonte V
DH-DS-03	M8	2,78	2,98	2,83	SM-SC	Horizonte V
DH-DS-07	M8	5,20	5,65	2,65	MH	Horizonte VI
DH-DS-07	M13	9,20	9,65	2,66	ML	Horizonte V
DH-SD-01	M2	0,50	0,95	2,69	SM	Lleno antrópico
DH-SD-01	M5	1,90	2,35	2,81	CH	Depósito aluvial
DH-SD-01	M8	3,30	3,70	2,72	MH	Depósito Aluvial
DH-SD-03	M5	1,90	2,35	2,67	SM	Lleno Antrópico
DH-SD-03	M11	4,70	5,00	2,71	SM-SC (NP)	Horizonte V
DH-SD-04	M2	0,50	0,95	2,66	MH	Horizonte VI
DH-SP-03	M2	0,50	0,95	2,81	CH	Horizonte VI
DH-SP-03	M8	3,30	3,60	2,58	SM-SC	Horizonte V
DH-SP-03	M11	4,55	4,84	2,61	SM-SC	Horizonte V
DH-SP-03	M17	7,14	7,59	2,77	ML	Horizonte V
DH-SP-03	M20	8,54	8,99	2,64	ML	Horizonte V

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Gravedad especifica en suelos	Clasificación SUCS	Horizonte
		Desde	Hasta			
DH-SP-03	M23	9,94	10,25	2,68	ML	Horizonte V
DH-SP-03	M26	11,20	11,44	2,65	SM	Horizonte V
DH-SP-03	M29	12,39	12,55	2,67	SM-SC	Horizonte V
DH-SP-05	M2	0,50	0,95	2,71	ML	Depósito Aluvial
DH-SP-05	M5	1,90	2,23	2,66	SM	Depósito Aluvial
DH-SP-05	M8	5,20	5,65	2,65	0	Depósito Aluvial
DH-SP-06	M5	1,90	2,35	2,73	SC	Depósito Aluvial
DH-SP-06	M19	8,83	8,94	2,69	SM	Horizonte IV
DH-SP-06	M2	0,50	0,95	2,67	CL	Depósito Aluvial
DH-SP-07	M23	10,21	10,51	2,71	ML	Horizonte V
DH-ST-01	M2	1,00	1,45	2,67	CH	Depósito Aluvial
DH-ST-01	M5	2,90	3,35	2,64	SM	Depósito Aluvial
DH-ST-01	M8	4,80	5,10	2,67	SM	Depósito Aluvial
GG-PP-02	M9	5,50	5,75	2,65	SM	Horizonte V
I-03	M8	3,40	3,85	2,56	MH	Depósito Aluvial
I-26	M-5	1,90	2,35	2,68	SM	Horizonte V
I-26	M11	4,60	4,75	2,72	SM-SC	Horizonte V
I-32	M5	1,90	2,35	2,60	SM	Depósito Aluvial
I-32	M17	7,10	7,39	2,70	SM	Horizonte V
PG24-005	4	1,95	2,40	2,68	ML	Depósito Aluvial
PG24-005	6	3,40	3,90	2,68	CL	Depósito aluvial
PG24-005	10	6,45	6,90	2,68	SM	Depósito Aluvial
PG24-006	16	11,65	12,10	2,70	-	Horizonte V
PG24-006	18	12,80	13,30	2,62	-	Horizonte V

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Gravedad especifica en suelos	Clasificación SUCS	Horizonte
		Desde	Hasta			
PG24-006	26	18,80	19,25	2,70	-	Horizonte V
PG25-001B	20	7,00	7,50	2,69	0	Horizonte VI
PG25-001B	61	26,05	26,55	2,66	0	Horizonte V
TP-SP-03	M2	1,50	1,70	2,67	SW-SM o SW-SC	Depósito Coluvial
TP-SP-05	M1-02	0,60	0,75	2,67	SM-SC	Depósito Aluvial
TP-SP-10	M1	1,53	1,65	2,68	SM	Depósito Aluvial

Fuente: Integral S.A., 2025

b. Ensayos sobre muestras de roca

A continuación, de la Tabla 5.1.7.47 a la Tabla 5.1.7.50 se presentan los resultados de laboratorio ejecutados sobre muestras tipo roca.

Tabla 5.1.7.47 Resumen de resultados de peso unitario en roca para la zona de influencia e intervención del sistema vial

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Peso unitario		Horizonte
		Desde	Hasta	ɣh (kN/m^3) (Húmedo)	ɣd (kN/m^3) (Seco)	
DH-DS-03	M23-1	14,20	15,55	27,80	27,78	Horizonte III
DH-HGS-01	M45	21,15	21,35	25,83	25,65	Horizonte III
DH-HGS-01	M48-1	23,65	23,85	25,40	25,24	Horizonte III
DH-SD-01	M24-02	14,80	15,10	27,89	27,81	Horizonte III
DH-SD-03	M26-1	13,00	13,10	27,29	27,22	Horizonte II
DH-SD-03	M28-1	14,95	15,10	28,32	28,29	Horizonte II
DH-SD-03	M28-2	15,20	15,50	28,84	28,87	Horizonte II
DH-SD-03	M31-1	17,90	18,30	28,66	28,66	Horizonte II
DH-SD-03	M31-3	18,60	18,75	28,11	28,04	Horizonte II
DH-SD-04	M13-2	6,85	7,00	27,35	27,26	Horizonte III
DH-SD-04	M14-3	8,60	8,70	27,97	27,92	Horizonte III
DH-SD-04	M16-2	10,20	10,30	26,76	26,72	Horizonte III
DH-SD-04A	M18-2	10,30	10,48	27,33	27,26	Horizonte II
DH-SD-04A	M21-3	13,05	13,10	27,69	27,68	Horizonte II
DH-SD-08	M30-3	19,35	19,45	27,17	27,15	Horizonte III
DH-SP-05	M-43	20,85	21,10	25,16	24,85	Horizonte III
DH-SP-05	M-45	22,30	22,50	25,31	25,04	Horizonte III
DH-SP-05	M47	23,40	23,60	26,09	25,91	Horizonte III
DH-SP-05	M56	29,00	29,30	25,78	25,77	Horizonte III
DH-SP-06	M21-2	9,80	10,20	27,75	27,74	Horizonte IV
DH-SP-06	M20-1	8,94	9,39	27,71	27,69	Horizonte IV
DH-SP-07	M53-2	29,00	29,20	27,74	27,70	Horizonte III
PG20-117	M39-2	36,30	36,47	25,51	25,43	Horizonte I
PG25-001B	80	42,10	42,27	27,13	27,05	Horizonte II
PG24-005	19	14,60	15,00	26,07	25,97	Horizonte II
PG24-006	63	43,20	44,15	26,31	26,23	Horizonte II
PG24-010	41	28,97	29,70	28,62	28,53	Horizonte II

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.48 Resumen de resultados resistencia a la compresión simple y módulos (elasticidad y Poisson) para la zona de influencia e intervención del sistema vial

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Compresión simple			Horizonte
		Desde	Hasta	Resistencia a la compresión simple (MPa)	Módulo Elástico (MPa)	Relación de Poisson	
DH-DS-03	M23-2	14,20	15,55	69,7	13,2	-	Horizonte III
DH-HGS-01	M48-2	24,15	24,45	41,3	9,9	-	Horizonte III
DH-SD-01	M24-02	14,80	15,10	30,9	13,1	-	Horizonte III
DH-SD-03	M26-2	13,20	13,50	33,3	8,5	-	Horizonte II
DH-SD-03	M28-2	15,20	15,50	64,7	21,2	-	Horizonte II
DH-SD-03	M31-1	17,90	18,30	54,4	24,8	-	Horizonte II
DH-SD-04	M13-3	7,00	7,30	41,4	10,7	-	Horizonte III
DH-SD-04	M14-1	8,00	8,30	56,9	12,8	-	Horizonte III
DH-SD-04A	M19	10,48	10,80	39,5	7,2	-	Horizonte II
DH-SD-04A	M21-1	12,48	12,80	46,6	14,0	-	Horizonte II
DH-SD-08	M30-1	18,60	18,90	62,1	14,7	-	Horizonte III
DH-SP-05	M41	18,90	19,20	21,8	1,9	-	Horizonte III
DH-SP-05	M56	29,00	29,30	9,7	1,6	-	Horizonte III
DH-SP-06	M20-2	9,20	10,80	83,5	17,2	-	Horizonte IV
DH-SP-07	M54	29,60	29,90	69,9	17,7	-	Horizonte III
DH-SP-07	M58-2	34,20	34,50	48,3	20,3	-	Horizonte III
GG-PP-01	10139905	19,12	19,39	117,0	5,0	-	Horizonte II
GG-PP-01	10139907	20,11	20,26	88,0	5,0	-	Horizonte II
GG-PP-01	10139908	20,26	20,41	77,0	7,0	-	Horizonte II
GG-PP-02	10139909	16,80	16,95	99,0	3,0	-	Horizonte IV
GG-PP-02	10139910	16,95	17,10	81,0	6,0	-	Horizonte IV
GG-PP-02	10139911	17,10	17,40	102,0	9,0	-	Horizonte IV
GG-PP-02	10139912	22,79	22,95	80,0	5,0	-	Horizonte IV
GG-PP-02	10139913	22,95	23,35	105,0	4,0	-	Horizonte IV
PG20-117	M40	37,65	37,80	21,9	0,0	-	Horizonte I
PG20-117	M45-1	42,14	42,29	30,0	0,0	-	Horizonte I
PG20-117	M39-1	35,90	36,10	19,9	4,0	-	Horizonte I
PG25-001B	80	42,10	42,27	64,9	45,1	0,26	Horizonte II
PG24-005	19	14,60	15,00	67,4	44,4	0,09	Horizonte II
PG24-006	63	43,20	44,15	128,3	42,8	0,13	Horizonte II
PG24-010	41	28,97	29,70	128,6	79,9	0,10	Horizonte II
TG25-BH-07	M31-2	23,45	23,56	133,4	44,7	0,20	Horizonte II

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.49 Resultados de ensayo triaxial en roca

Perforación	Muestra	Profundidad inicial (m)	Profundidad final (m)	Roca	Horizonte	Peso Unitario Seco (kN/m3)	Peso Unitario Húmedo (kN/m3)	Sigma 1 (MPa)	Sigma 3 (MPa)	Módulo E confinado (MPA)	Poisson (v)
TG25-BH-7	31-1	23,10	23,21	Granodiorita	Horizonte II	26,70	-	194,50	5,00	42200,00	0,18
TG25-BH-7	31-1	23,22	23,33	Granodiorita	Horizonte II	26,68	-	175,20	10,00	37300,00	0,18
TG25-BH-7	31-1	23,33	23,44	Granodiorita	Horizonte II	26,65	-	265,10	20,00	57900,00	0,18
TG25-BH-7	31-1	23,10	23,21	Granodiorita	Horizonte II	26,70	-	194,50	5,00	42200,00	0,18
TG25-BH-7	31-1	23,22	23,33	Granodiorita	Horizonte II	26,68	-	175,20	10,00	37300,00	0,18
TG25-BH-7	31-1	23,33	23,44	Granodiorita	Horizonte II	26,65	-	265,10	20,00	57900,00	0,18

El cálculo del mi se basará en ensayos realizados en toda la historia de diseño de Gramalote como se presenta en el capítulo de análisis de la base de datos, así como en datos de literatura según el tipo de roca analizada.
Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.50 Resultados de ensayo de carga puntual

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Carga Puntual Is 50 (MPa)	Horizonte
		Desde	Hasta		
DH-DS-03	M23-2	14,20	15,55	5,21	6,17
DH-HGS-01	M46	21,95	22,25	2,89	1,30
DH-SD-01	M23	13,90	14,50	3,95	6,80
DH-SD-03	M26 y M27	13,50	14,20	3,76	5,05
DH-SD-03	M28 y M29	15,60	16,40	5,18	6,60
DH-SD-03	M31-2	18,30	18,60	4,44	3,76
DH-SD-04	M13-1	6,60	6,85	4,88	4,43
DH-SD-04	M14-2	8,30	8,60	1,51	2,86
DH-SD-04A	M18-1	10,00	10,30	1,82	4,06
DH-SD-04A	M21-2	12,80	13,05	4,26	5,05
DH-SD-08	M30-2	19,10	19,35	6,23	6,68
DH-SP-05	M-42	20,10	20,40	1,05	1,66
DH-SP-05	M-44	21,12	21,32	0,54	1,13
DH-SP-06	M21-1	9,50	9,60	1,78	4,75
DH-SP-06	M20-2	9,20	10,80	1,78	4,75
DH-SP-07	M53-1	28,60	29,20	2,36	3,22
DH-SP-07	M58-1	33,60	34,20	2,78	3,76
PG20-117	M40	37,65	37,80	1,14	-
PG20-117	M45-2	42,30	42,48	1,37	-
PG24-005	15	11,50	12,05	2,53	-
PG24-005	19	14,60	15,00	4,98	-
PG24-006	59	39,20	40,50	0,17	-
PG24-010	43	30,10	30,70	2,43	-

Fuente: Integral S.A., 2025

D. Resultados de las correlaciones con el ensayo SPT 2024-2025

En este numeral se presenta el resumen del análisis de correlaciones con el ensayo SPT. La información se presenta desde Figura 5.1.7.33 a la Figura 5.1.7.37, las cuales fueron realizadas siguiendo la metodología indicada en los criterios de diseño de geotecnia (Integral S.A., 2025) documento que se puede consultar en ANEXOS_CARACTERIZACION_GEOTECNIA_PROYECTO_GENERAL_AXO_B.

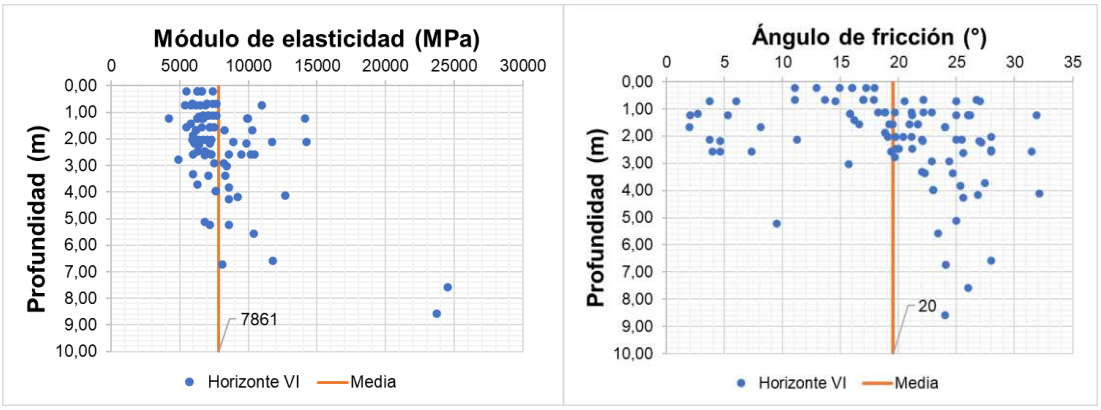


Figura 5.1.7.33 Horizonte VI: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); el SPT y el ángulo de fricción (derecha)

Fuente: Integral S.A., 2025

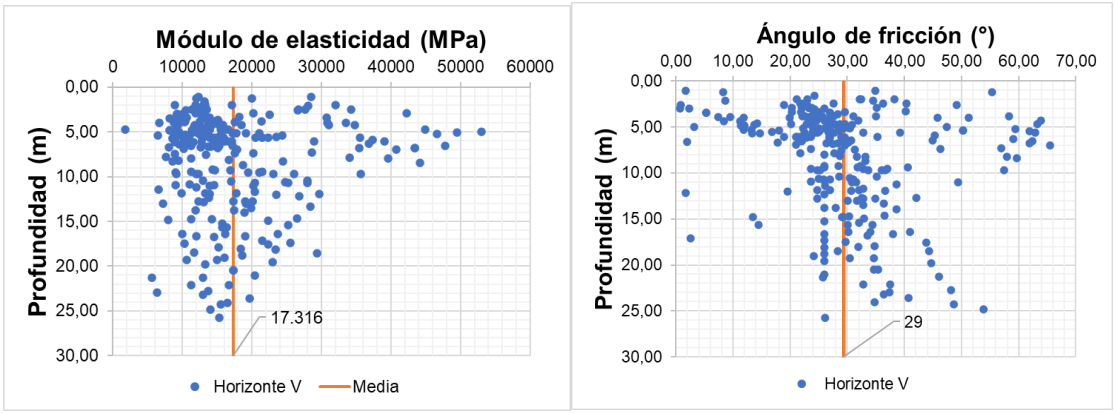


Figura 5.1.7.34 Horizonte V: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); el SPT y el ángulo de fricción (derecha)

Fuente: Integral S.A., 2025

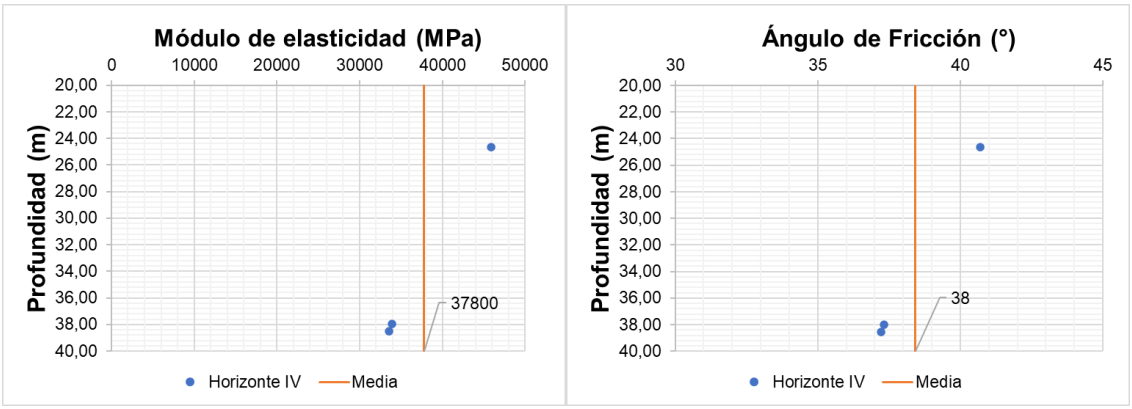


Figura 5.1.7.35 Horizonte IV: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); el SPT y el ángulo de fricción (derecha)

Fuente: Integral S.A., 2025

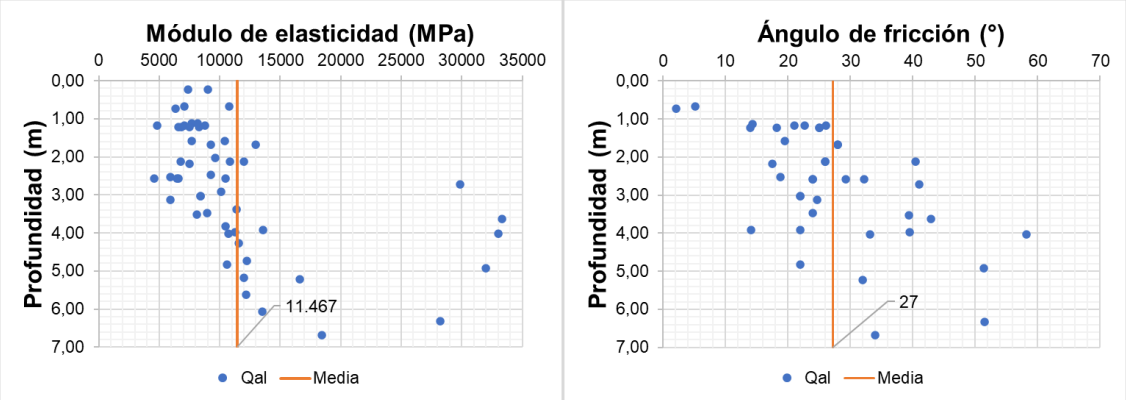


Figura 5.1.7.36 Depósito aluvial: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); el SPT y el ángulo de fricción (derecha)

Fuente: Integral S.A., 2025

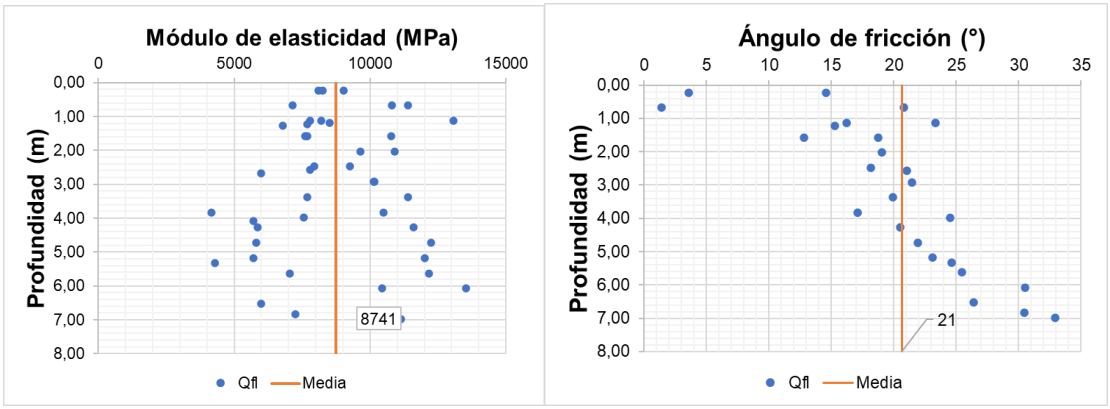


Figura 5.1.7.37 Depósito de flujo: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); el SPT y el ángulo de fricción (derecha).

Fuente: Integral S.A., 2025

E. Suelos especiales

a. Valoración de suelos expansivos

En la Figura 5.1.7.38 se muestran los resultados obtenidos del análisis de expansión del suelo en función de la profundidad. Se observa que los resultados obtenidos se ubican en la zona verde con potencial bajo de expansión. Sin embargo, se debe hacer control del agua superficial aledaña a las estructuras en caso de detectar presencia de esta durante la construcción, con el fin de controlar este tipo de fenómenos.

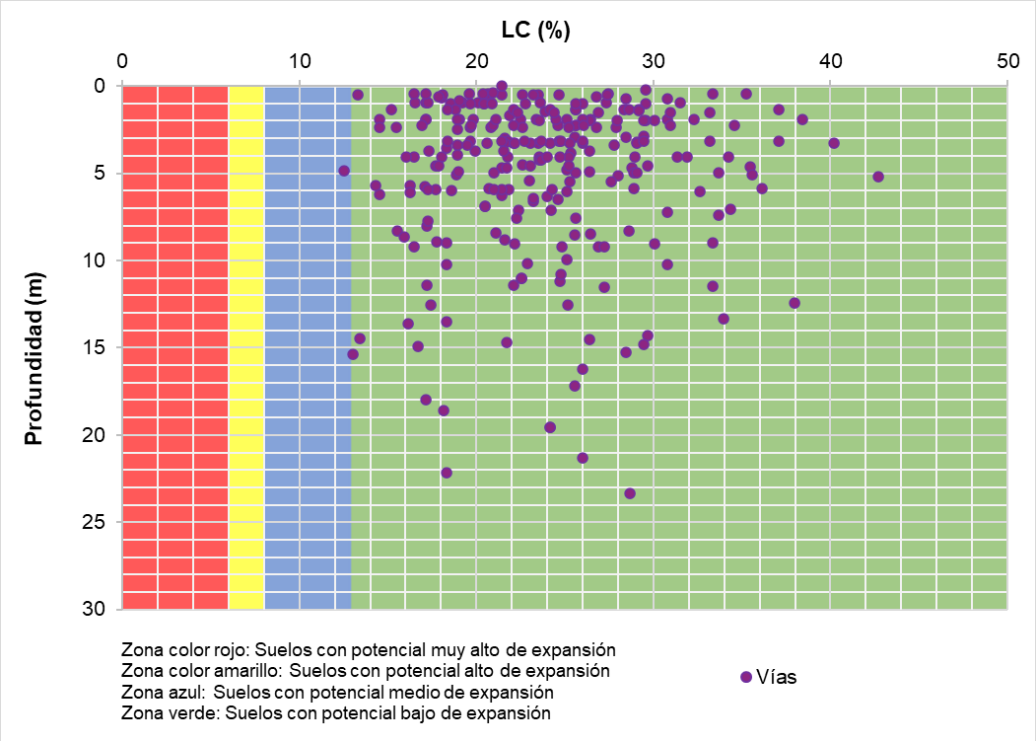


Figura 5.1.7.38 Resultados límites de contracción en los diferentes trazados viales

Fuente: Integral S.A., 2025

b. Potencial de colapso

En la base de datos general correspondiente al sistema vial se cuenta con dos ensayos de potencial de colapso, cuyos resultados indican que el suelo residual y saprolito del Batolito Antioqueño tienen un potencial de colapso entre 0,1% y 0,2%. También se realizó una evaluación de la colapsabilidad utilizando el criterio del peso unitario crítico. En Figura 5.1.7.39 se muestra que dentro de los 27 valores evaluados 23 se ubican en el límite o dentro de la zona roja, lo que sugiere un alto potencial de colapso (Figura 5.1.7.48).

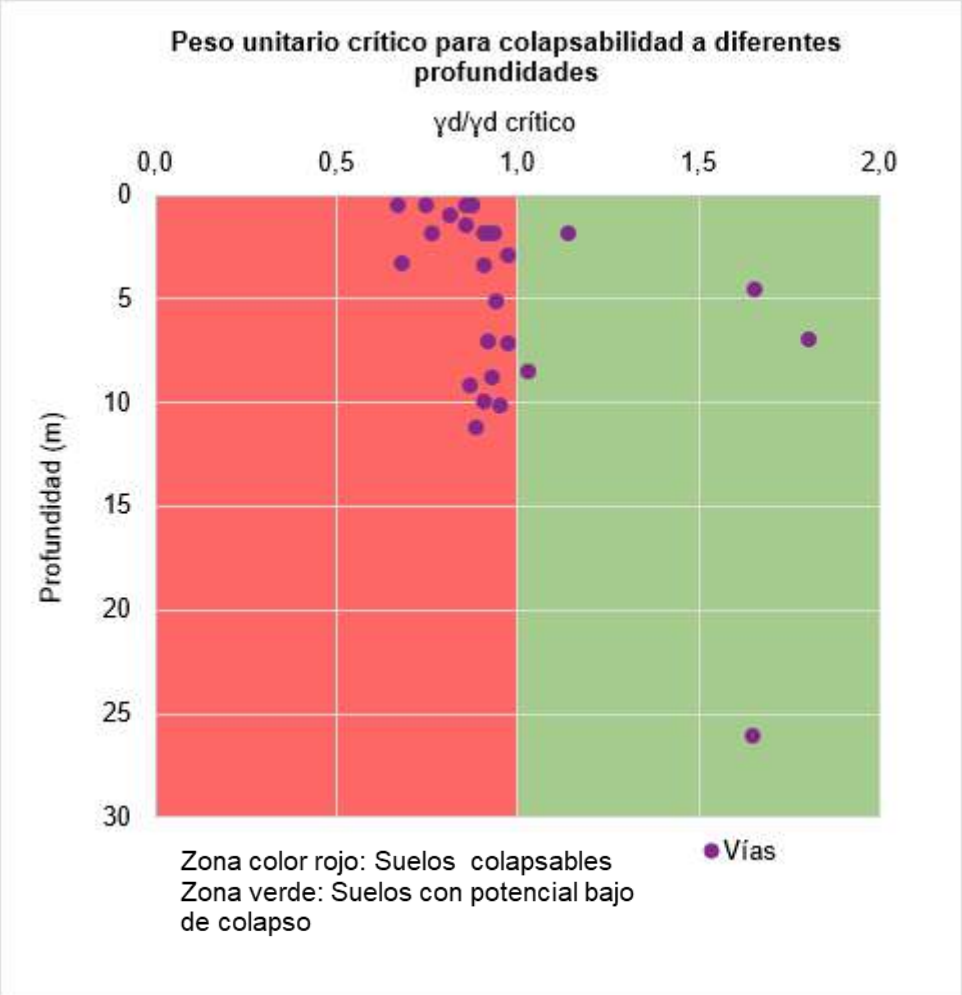


Figura 5.1.7.39 Resultados de colapsibilidad en la en los diferentes trazados viales.

Fuente: Integral S.A., 2025

Dado lo anterior, y considerando los resultados obtenidos, se concluye que existe un riesgo significativo de colapsabilidad. En caso de que durante la fase constructiva se presente la presencia de agua, dicho riesgo podrá ser mitigado mediante la implementación de obras de drenaje, tanto superficial como profundo, especialmente en zonas críticas como taludes y terraplenes. Estas medidas permitirán controlar de manera efectiva los flujos hidráulicos y reducir los efectos adversos asociados a este fenómeno.

5.1.7.5.3 Plataforma Principal

La localización en planta de la plataforma principal se muestra en la Figura 5.1.7.40. En ellas se incluye la plataforma de Planta, Trituración, Zona de Servicio, PTAR y PTAP. La zona de la plataforma principal incluye instalaciones como trituradora primaria, acopio, trituradora de guijarros, molinos, molino de remolienda, circuito de gravedad, tanques de lixiviación, tanques CIP, flotación, edificios de mantenimiento y espesador (referidos en este informe por los términos en inglés primary crusher, stockpile, pebble crusher, mills, re-grind mill, gravity circuit, leach tanks, CIP Tanks, Flotation, Maintenance Builings and Thickner). Se crearán dos terrazas en los niveles 875 y

855 m s.n.m. para construir dichas instalaciones, utilizando taludes de corte y rellenos compactados. Todas las plantas cubren un área mayor a 38 ha.

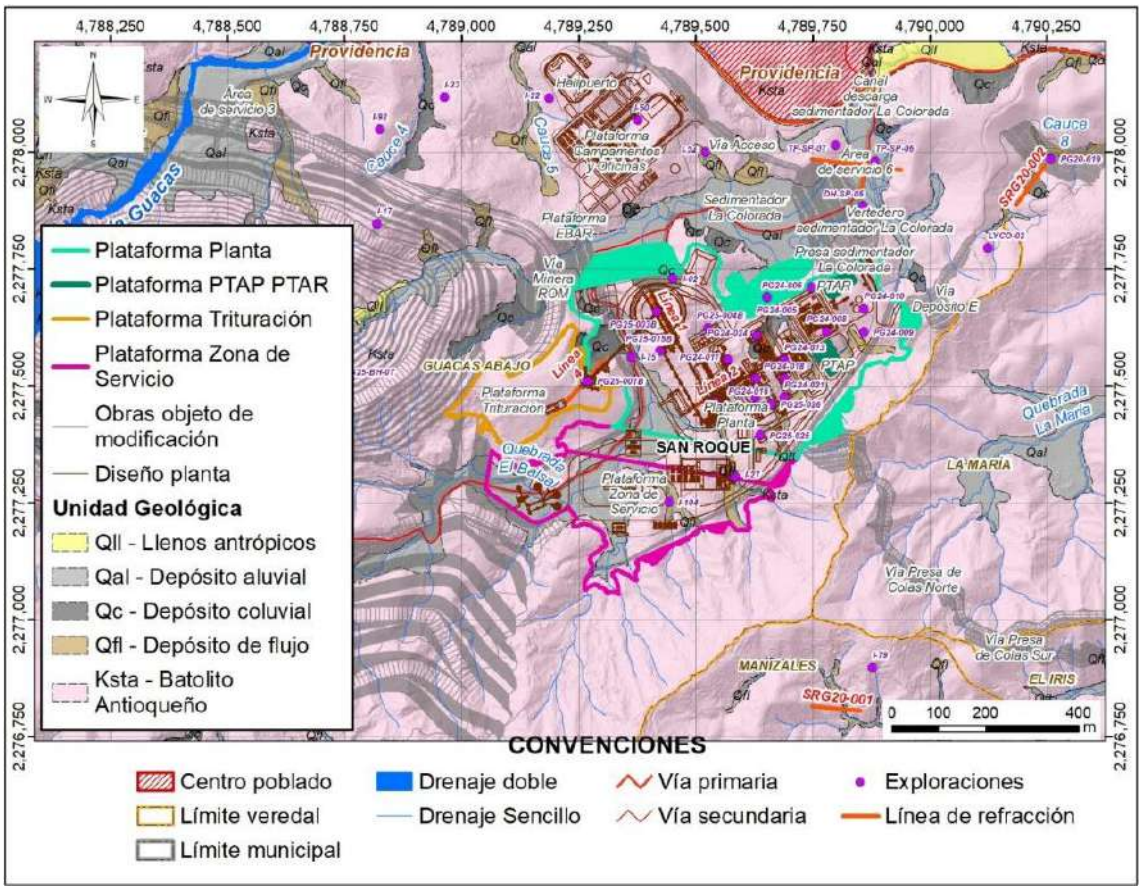


Figura 5.1.7.40 Localización en planta de la Plataforma Principal del proyecto Gramalote

Fuente: Integral S.A., 2025

A. Exploración Geológica - Geotécnica

Para la zona de Planta Principal se realizó una campaña específica de exploración geotécnica (ver planos I-P-0010719-PT-GG-PLA-010 a 030-R00). La campaña comprendió la ejecución de un total de 21 perforaciones y en la Tabla 5.1.7.51 resume los pozos perforados, los cuales tienen profundidades entre 10,80 m y 59,25 m.

Tabla 5.1.7.51 Perforaciones usadas para la caracterización del subsuelo en la zona de la Planta Principal, campaña realizada desde diciembre de 2024 a febrero 2025

ID	Coordenadas Origen Único Nacional (CTM12)		Coordenadas Equivalentes en Sistema UTM Z18N		Cota (m s.n.m.)	Profundidad (m)	Nivel freático (m)
	Este	Norte	Este	Norte			
PG24-024	4789632,02	2277607,60	510710,75	719450,84	853,49	33,45	15,70
PG24-005	4789653,45	2277689,71	510731,85	719533,02	827,21	18,00	0,50
PG24-006	4789748,54	2277710,06	510826,85	719553,75	862,22	44,15	15,80
PG24-010	4789860,08	2277665,12	510938,55	719509,25	872,58	30,70	12,62
PG24-009	4789859,88	2277615,11	510938,55	719459,25	846,38	10,80	1,80
PG24-008	4789780,36	2277616,68	510859,03	719460,51	864,41	35,60	20,68

ID	Coordenadas Origen Único Nacional (CTM12)		Coordenadas Equivalentes en Sistema UTM Z18N		Cota (m s.n.m.)	Profundidad (m)	Nivel freático (m)
	Este	Norte	Este	Norte			
PG24-018	4789689,47	2277515,77	510768,55	719359,25	863,84	39,17	12,30
PG24-013	4789689,62	2277555,77	510768,55	719399,25	866,61	59,25	18,15
PG24-016	4789569,45	2277516,24	510648,55	719359,25	885,31	45,11	0,00
PG24-011	4789569,61	2277556,25	510648,55	719399,25	894,97	45,80	0,00
PG25-019B	4789542,10	2277465,48	510621,41	719308,39	871,29	37,25	11,00
PG24-020	4789629,30	2277476,00	510708,55	719319,25	857,38	25,10	4,50
PG25-015B	4789424,63	2277574,15	510503,52	719416,57	864,64	33,08	ND
PG24-021	4789689,31	2277475,76	510768,55	719319,25	843,18	15,00	2,10
PG25-003B	4789418,14	2277659,21	510496,70	719501,60	865,79	25,90	ND
PG25-026	4789661,90	2277460,51	510741,21	719303,89	845,55	22,35	ND
PG25-001B	4789270,14	2277510,62	510349,31	719352,44	881,27	43,15	ND
PG25-025	4789637,93	2277394,52	510717,50	719237,82	870,46	34,00	ND
PG25-004B	4789527,86	2277623,69	510606,54	719466,52	858,82	20,02	ND
PG25-017	4789629,46	2277516,00	510708,55	719359,25	879,15	41,00	21,00
PG25-012	4789629,62	2277556,01	510708,55	719399,25	870,97	40,73	12,00

ND: No Detectado
Fuente: Integral S.A., 2025

De las exploraciones de campañas anteriores se complementó la caracterización con cinco perforaciones a percusión, las cuales se muestran en la Tabla 5.1.7.52.

Tabla 5.1.7.52 Perforaciones a percusión adicionales usadas para la caracterización del subsuelo en la zona de la Planta Principal, campañas realizadas entre los años 2020 a 2023

ID	Coordenadas Origen Único Nacional (CTM12)		Coordenadas Equivalentes en Sistema UTM Z18N		Cota (m s.n.m.)	Profundidad (m)	Nivel freático (m)
	Este	Norte	Este	Norte			
I-02	4789452,49	2277729,49	510530,77	719572,00	857,05	35,37	0,00
I-27	4789585,07	2277304,90	510665,00	719148,00	845,00	11,12	1,50
I-75	4789364,05	2277561,81	510443,00	719404,00	834,76	2,55	0,00
I-104	4789443,83	2277251,45	510524,00	719094,00	842,80	4,50	2,25
I-79	4789878,50	2276897,68	510960,00	718742,00	953,51	6,35	ND

ND: No Detectado
Fuente: Integral S.A., 2025

B. Ensayos in situ

a. Ensayos SPT

Para las 21 perforaciones realizadas en el área de la Planta Principal, se llevaron a cabo una totalidad de 240 pruebas SPT. En la Figura 5.1.7.41 se puede visualizar el análisis para las pruebas *in situ* SPT realizadas para los 21 sondajes en la zona de la Planta Principal en el 2025 y de los cinco sondeos de campañas anteriores que se usaron para complementar la caracterización.

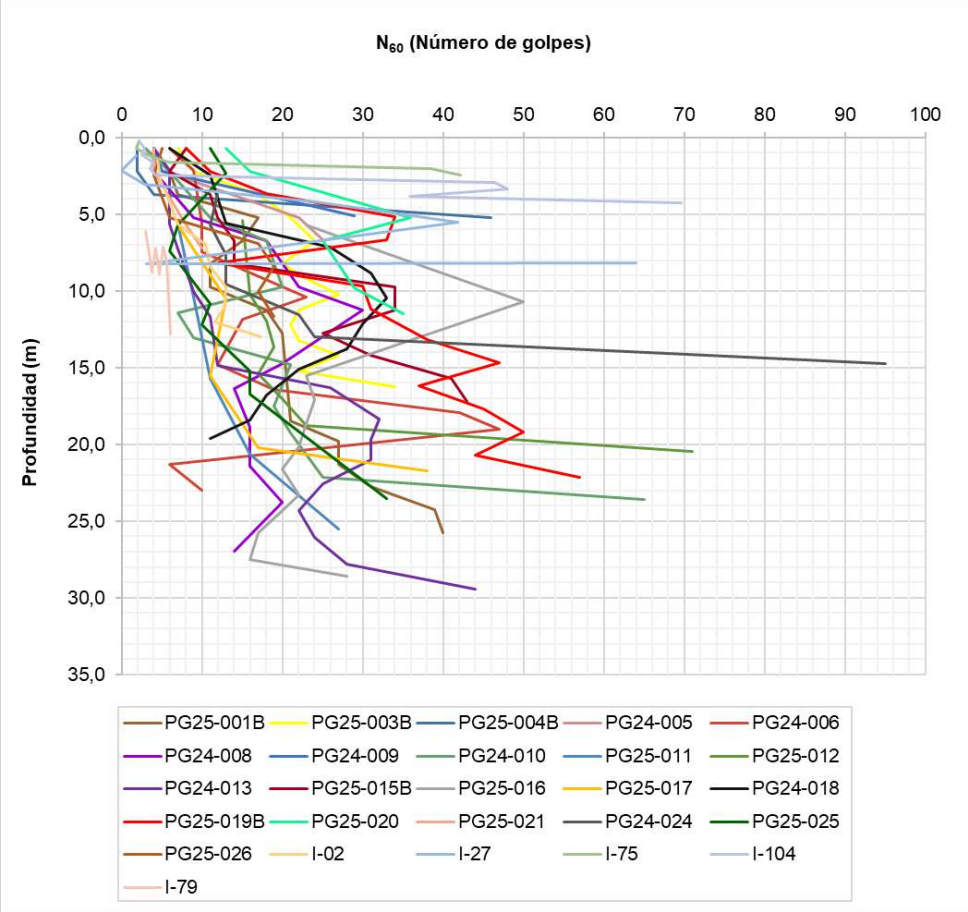


Figura 5.1.7.41 Análisis para las pruebas in situ SPT realizadas para los 26 sondajes en la zona de la Planta Principal.

Fuente: Integral S.A., 2025

b. Ensayos geofísicos

En la zona de la Planta Principal se ejecutaron cuatro líneas, cada una con una longitud de 115 m para una longitud total de 450 m. La información general de las líneas geofísicas se resume en la Tabla 5.1.7.53 (Coordenadas Origen Único Nacional - CTM12). De igual forma, en la Tabla 5.1.7.54 se presenta la información de las líneas de refracción con las coordenadas equivalentes en el sistema UTM-Z18N.

Tabla 5.1.7.53 Información general de las líneas geofísicas en la zona de la Planta Principal (Coordenadas Origen Único Nacional – CTM12)

Ensayo	Inicio Línea			Final Línea			Longitud (m)
	Este	**Norte**	**Cota (m s.n.m.)**	**Este**	**Norte**	**Cota (m s.n.m.)**	
Línea 1	4789402,58	2277694,68	865,00	4789462,18	2277590,43	884,00	115,00
Línea 2	4789600,90	2277515,87	880,00	4789496,65	2277456,27	857,00	115,00
Línea 3	4789640,27	2277606,73	881,00	4789699,86	2277502,47	852,00	115,00
Línea 4	4789223,64	2277465,35	848,00	4789305,01	2277555,05	858,00	115,00

Fuente: Tomado y modificado de Inteinsa S.A., (2025)

Tabla 5.1.7.54 Información general de las líneas geofísicas en la zona de la Planta Principal (Coordenadas equivalentes en el sistema UTM-Z18N)

Ensayo	Inicio Línea			Final Línea			Longitud (m)
	Este	Norte	Cota (m s.n.m.)	Este	Norte	Cota (m s.n.m.)	
Línea 1	510481,00	719537,00	865,00	510541,00	719433,00	884,00	115,00
Línea 2	510680,00	719359,00	880,00	510576,00	719299,00	857,00	115,00
Línea 3	510719,00	719450,00	881,00	510779,00	719346,00	852,00	115,00
Línea 4	510303,00	719307,00	848,00	510384,00	719397,00	858,00	115,00

Fuente: Tomado y modificado de Inteinsa S.A., (2025)

Ensayos de Refracción Sísmica

El consultor (Inteinsa S.A., 2025) interpretó los resultados de la refracción sísmica sugiriendo que existen como mínimo cuatro capas, las cuales caracterizan a continuación:

- Una capa superficial con velocidades de onda P entre 330 m/s y 1.000’ m/s con un espesor variable entre 2,50 m y 17,0 m aproximadamente (Horizonte VI).
- Una capa intermedia ubicada por debajo de la antes descrita, con una velocidad de onda P entre 1.000 m/s y 1.530 m/s, correspondiente a un horizonte de rigidez media (Horizonte V).
- Otra capa intermedia delgada ubicada por debajo de la antes descrita, con una velocidad de onda P entre 1.530 m/s y 1.620 m/s, correspondiente a un horizonte de roca con rigidez media a alta (Horizonte IV-III).
- Una capa más profunda con una velocidad de propagación de onda P de entre 1.520 m/s a 1.980 m/s, correspondiente a roca competente (Horizonte II y I).

Ensayos MASW

Con las velocidades de onda de corte obtenidas en el sitio de estudio por medio de los ensayos MASW, Inteinsa S.A. (2025) interpretó un perfil promedio según el Reglamento colombiano de construcción sismo resistente (NSR-10). De acuerdo con el Título A de dicho reglamento, se definen seis tipos de perfil de suelo. Así, en el informe Inteinsa S.A. (2025) se reportaron los valores de Vs 30 y el perfil para diseño sísmico según la norma NSR 10 que se muestran en la Tabla 5.1.7.55. En dicha tabla se indica para cada línea MASW, su correspondiente Vs30 promedio y de acuerdo con ello, la clasificación del perfil de suelo según la NSR 10. Como se ha observado en todo el proyecto, estos perfiles varían entre tipo D y C.

Tabla 5.1.7.55 Clasificación del perfil del suelo según NSR 10

Línea MASW	Vs30 (m/s)	Clasificación del perfil de suelo
MASW-1	468	C
MASW-2	321	D
MASW-3	504	C
MASW-4	304	D

Fuente: Inteinsa S.A., (2025)

C. Resultados de laboratorio

a. Ensayos sobre muestras de suelo

A continuación, de la Tabla 5.1.7.56 a la Tabla 5.1.7.62 se presentan los resultados de laboratorio ejecutados sobre muestras de suelo.

Tabla 5.1.7.56 Resumen de resultados de la humedad, límites y clasificación en los suelos de la zona de la Planta Principal

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Humedad Natural	Límites de Atterberg (%)			Granulometría (%)			Clasificación USCS	Horizonte
		Desde	Hasta	Wn (%)	LL (%)	LP (%)	IP	Finos (Ret No. 4)	Arenas (No. 4 a No. 200)	Gravas (Pasa No. 200)		
I-02	M14	6,1	6,55	26	37	34	3	0	53,9	46	SM	Depósito Coluvial
I-02	M17	7,5	7,95	27	39	32	7	0	63,1	37	SM	Horizonte V
I-02	M20	8,9	9,35	20	36	29	7	0	58,4	42	SM	Horizonte V
I-02	M23	10,3	10,61	19	35	28	7	0	61,8	38	SM	Horizonte V
I-104	M2	0,45	0,9	39	42	37	5	1	27,1	72	ML	Depósito de Flujo
I-104	M4	1,35	1,8	27	41	23	18	4	47,8	48	SC	Depósito de Flujo
I-104	M6	2,25	2,7	27	NL	NP	NP	2	79,5	18	SM-SC (NP)	Depósito de Flujo
I-104	M8	3,15	3,6	18	NL	NP	NP	0	74,4	26	SM-SC (NP)	Horizonte V
I-104	M10	4,05	4,5	17	NL	NP	NP	2	69	30	SM-SC (NP)	Horizonte V
I-27	3	0,95	1,4	28	38	31	7	0	60,1	40	SM	Depósito de flujo

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Humedad Natural	Límites de Atterberg (%)			Granulometría (%)			Clasificación USCS	Horizonte
		Desde	Hasta	Wn (%)	LL (%)	LP (%)	IP	Finos (Ret No. 4)	Arenas (No. 4 a No. 200)	Gravas (Pasa No. 200)		
I-27	5	1,95	2,35	37	37	34	3	0	41,2	58	ML	Depósito de flujo
I-27	10	4	4,45	15	26	24	2	0	78,3	22	SM	Depósito de flujo
I-27	12	4,95	5,3	17	25	19	6	0	71,7	28	SM-SC	Depósito de flujo
I-27	13	5,3	5,75	17	29	25	4	0	79,7	20	SM	Depósito de flujo
I-27	16	6,5	6,95	22	NL	NP	NP	0	90	10	SW-SM ó SW-SC (NP)	Depósito de flujo
I-27	19	8	8,38	16	NL	NP	NP	0	70,2	30	SM-SC (NP)	Horizonte V
I-75	M2	0,45	0,9	31	NL	NP	-	0	56,3	44	SM -SC (NP)	Depósito Aluvial
I-75	M4	1,35	1,8	25	NL	NP	NP	31	60,6	9	SP-SM ó SP-SC (NP)	Depósito Aluvial
I-75	M6	2,25	2,7	14	NL	NP	-	2	78,6	20	SM -SC (NP)	Horizonte V
PG25-001B	30	11	11,45	27	51	31	20	0	33	67	MH	Horizonte V
PG25-001B	46	19,55	20	31	46	31	15	0	31	69	ML	Horizonte V
PG25-003B	48	16,5	17	24	39	35	4	0	54	36	SM	Horizonte V
PG25-003B	33	11,5	12	25	34	25	9	0	49	52	ML	Horizonte V
PG24-005	4	1,95	2,4	37	38	33	5	0	43	58	ML	Depósito Aluvial

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Humedad Natural	Límites de Atterberg (%)			Granulometría (%)			Clasificación USCS	Horizonte
		Desde	Hasta	Wn (%)	LL (%)	LP (%)	IP	Finos (Ret No. 4)	Arenas (No. 4 a No. 200)	Gravas (Pasa No. 200)		
PG24-005	6	3,4	3,9	26	48	27	21	5	41	54	CL	Depósito aluvial
PG24-005	10	6,45	6,9	24	39	28	11	1	63	36	SM	Depósito Aluvial
PG24-006	10	7,25	7,7	23	42	35	7	-	-	-	-	Horizonte V
PG24-006	12	9,2	9,7	27	44	33	11	0	38	62	ML	Horizonte V
PG24-008	10	6,5	6,95	37	45	36	9	0	37	63	ML	Horizonte V
PG24-008	20	14,5	14,95	27	47	41	6	0	48	52	ML	Horizonte V
PG24-008	32	23,52	23,97	35	NL	NP	NP	0	58	42	SM	Horizonte V
PG24-009	2	0,5	0,95	31	56	27	29	5	34	61	CH	Horizonte VI
PG24-009	4	2	2,45	34	62	31	31	5	26	70	CH	Horizonte VI
PG24-009	8	4,9	5,35	28	36	30	6	0	63	37	SM	Horizonte V
PG24-010	21	14,55	15	28	46	33	13	0	33	67	ML	Horizonte VI
PG24-010	31	23,35	23,53	24	38	32	6	6	44	51	ML	Horizonte VI
PG24-013	12	8,2	8,2	28	41	33	8	2	28	71	ML	Horizonte V
PG24-013	25	18,15	18,6	29	45	34	11	0	40	60	ML	Horizonte V
PG24-013	36	25,85	26,3	31	41	32	9	0	37	63	ML	Horizonte V
PG24-015B	40	14,5	15	28	46	32	14	0	36	64	ML	Horizonte V
PG24-018	14	10,25	10,7	36	47	38	9	-	-	-	-	Horizonte V
PG24-018	24	18,2	18,65	32	41	39	2	0	60	40	SM	Horizonte V
PG24-020	12	8	8,5	27	51	35	16	0	53	47	ML	Horizonte V
PG24-020	10	6,5	6,95	38	47	37	10	0	58	42	SM	Horizonte V

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Humedad Natural	Límites de Atterberg (%)			Granulometría (%)			Clasificación USCS	Horizonte
		Desde	Hasta	Wn (%)	LL (%)	LP (%)	IP	Finos (Ret No. 4)	Arenas (No. 4 a No. 200)	Gravas (Pasa No. 200)		
PG24-020	14	9,55	10	30	43	31	12	0	53	48	SM	Horizonte V
PG24-021	6	3,5	4	47	67	31	36	1	39	61	CH	Depósito Aluvial
PG24-021	11	7	7,45	24	30	20	10	0	48	52	CL	Horizonte V
PG24-024	12	7,4	7,85	25	39	30	9	2	49	49	SM	Horizonte VI
PG24-024	20	12,75	13,2	20	35	29	6	2	51	47	SM	Horizonte V
PG25-025	18	13,5	13,9	31	48	42	9	1	39	60	ML	Horizonte V
PG25-025	16	12	12,45	30	51	32	19	4	38	58	MH	Horizonte V
PG24-026	6	3,5	4	41	50	36	14	0	64	36	SM	Horizonte V
PG24-026	16	11,45	11,9	18	30	20	10	0	66	34	SC	Horizonte V
PG24-026	14	9,8	10,25	30	36	28	8	0	59	41	SM	Horizonte V
PG25-001B	30	11	11,45	27	51	31	20	0	33	67	MH	Horizonte V
PG25-001B	46	19,55	20	31	46	31	15	0	31	69	ML	Horizonte V
PG25-004B	10	3,5	3,95	13	26	25	1	4	64,5	32	SM	Horizonte V
PG25-004B	14	5	5,45	12	33	31	2	16	61,7	22	SM	Horizonte V
PG25-004B	17	6	6,5	1	34	32	2	49	30	-	GM	Horizonte IV
PG25-011	15	15	15,45	32	51	37	14	0	44	56	MH	Horizonte V
PG25-011	21	20	20,4	26	41	33	8	0	49,8	50	ML	Horizonte V
PG25-011	27	25	25,3	26	46	35	11	0	43	57	ML	Horizonte V
PG25-012	10	10	10,45	25	38	30	8	0	45	55	ML	Horizonte V
PG25-012	17	15,6	15,9	28	36	31	5	0	53	47	SM	Horizonte V
PG25-012	28	20,25	20,53	29	36	32	4	0	57	44	SM	Horizonte V

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Humedad Natural	Límites de Atterberg (%)			Granulometría (%)			Clasificación USCS	Horizonte
		Desde	Hasta	Wn (%)	LL (%)	LP (%)	IP	Finos (Ret No. 4)	Arenas (No. 4 a No. 200)	Gravas (Pasa No. 200)		
PG25-016	8	5	5,5	27	44	35	9	0	37	63	ML	Horizonte V
PG25-016	24	15	15,3	31	40	33	7	0	45,6	54	ML	Horizonte V
PG25-016	43	28,35	28,8	24	33	29	4	0	56	44	SM	Horizonte V
PG25-017	6	5,5	5,95	23	31	26	5	0	44	56	ML	Horizonte V
PG25-017	15	15	15,3	27	35	30	5	0	49,9	50	ML	Horizonte V
PG25-017	29	24,1	24,9	-	41	32	9	-	-	-	-	Horizonte V
PG25-019B	45	16,45	16,95	27	38	31	7	0	50	50	ML	Horizonte V
PG25-019B	51	18,95	19,4	25	39	34	5	0	45	55	ML	Horizonte V
PG25-019B	57	20,95	21,95	24	40	31	9	0	51	50	SM	Horizonte V
PG25-019B	33	11,95	12,45	32	42	31	11	0	45	54	ML	Horizonte V
I-79	M2	0,45	0,9	33	45	32	13	9	27,7	64	ML	Horizonte VI
I-79	M4	1,35	1,8	31	43	33	10	4	27,6	69	ML	Horizonte VI
I-79	M6	2,25	2,75	31	42	34	8	0	7,2	93	ML	Horizonte VI
I-79	M8	3,2	3,65	28	44	40	4	0	42,4	57	ML	Horizonte V
I-79	M10	4,1	4,55	21	32	29	3	0	63	37	SM	Horizonte V
I-79	M12	5	5,45	22	38	30	8	0	62,2	38	SM	Horizonte V
I-79	M14	5,9	6,35	17	37	29	29	0	68	32	SM	Horizonte V

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.57 Resumen de resultados de peso unitario en los suelos de la zona de la Planta Principal

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Peso unitario para suelos		Clasificación SUCS	Horizonte
		Desde	Hasta	ɣd (kN/m^3) (Seco)	ɣh (kN/m^3) (Húmedo)		
PG24-006	12	9,20	9,70	15,2	19,3	ML	Horizonte V
PG24-008	18	12,75	13,00	12,8	16,1	ML	Horizonte V
PG24-010	12	8,00	8,00	13,1	16,5	ML	Horizonte VI
PG25-001B	20	7,00	7,50	14,6	18,7	0	Horizonte VI
PG25-001B	61	26,05	26,55	15,8	18,8	0	Horizonte V
PG25-011	21	20,00	20,40	12,8	16,2	ML	Horizonte V
PG25-012	17	15,60	15,90	12,8	16,6	SM	Horizonte V
PG25-016	24	15,00	15,30	12,9	17,0	ML	Horizonte V
PG25-017	15	15,00	15,30	12,2	15,2	ML	Horizonte V

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.58 Resumen de resultados cohesión y ángulo de fricción para la zona de la Planta Principal

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Cohesión y Ángulo de fricción**		Clasificación SUCS	Horizonte
		Desde	Hasta	ϕ (°)	c' (kPa)		
I-02	M17	7,50	7,95	29,20	41,90	SM	Horizonte V
I-02	M23	10,30	10,61	35,10	18,30	SM	Horizonte V
PG25-003B	48	16,50	17,00	17,30	62,90	SM	Horizonte V
PG24-005	6	3,40	3,90	25,40	0,20	CL	Depósito aluvial
PG24-006	18	12,80	13,30	28,70	5,60	-	Horizonte V
PG24-008	18	12,75	13,00	26,20	6,30	ML	Horizonte V
PG24-009	6	3,50	3,90	23,70	1,10	ML	Horizonte V
PG24-010	12	8,00	8,00	24,30	1,00	ML	Horizonte VI
PG24-013	12	8,20	8,20	19,00	6,00	ML	Horizonte V

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Cohesión y Ángulo de fricción**		Clasificación SUCS	Horizonte
		Desde	Hasta	ϕ (°)	c' (kPa)		
PG24-018	6	3,85	3,85	29,10	4,10	ML	Horizonte VI
PG24-020	12	8,00	8,50	20,70	34,40	ML	Horizonte V
PG24-021	6	3,50	4,00	25,30	4,10	CH	Depósito Aluvial
PG24-021	14	9,25	10,00	24,30	18,30	ML	Horizonte V
PG25-025	18	13,50	13,90	21,80	14,60	ML	Horizonte V
PG24-026	6	3,50	4,00	17,40	21,30	SM	Horizonte V
PG25-001B	20	7,00	7,50	23,00	4,60	0	Horizonte VI
PG25-001B	61	26,05	26,55	19,00	3,70	0	Horizonte V
PG25-011	21	20,00	20,40	27,70	2,50	ML	Horizonte V
PG25-012	17	15,60	15,90	26,40	13,80	SM	Horizonte V
PG25-016	24	15,00	15,30	13,70	47,90	ML	Horizonte V
PG25-017	15	15,00	15,30	28,60	7,60	ML	Horizonte V
PG25-019B	57	20,95	21,95	27,90	7,50	SM	Horizonte V
PG25-019B	59	21,95	22,40	28,80	12,70	ML	Horizonte V

** Los valores de cohesión y fricción no fueron reportados por el laboratorio. Integral calculó dichos parámetros a partir de las curvas esfuerzo-deformación suministradas. Las siguientes perforaciones no hicieron parte de las estadísticas procesadas hasta abril de 2025, fecha de inicio de los diseños para la modificación de licencia de Gramalote PG25-003B, PG24-006, PG24-020, PG24-021, PG25-025, PG24-026, PG25-001B, PG25-016, PG25-019B, sin embargo, con la información utilizada hasta dicha fecha, se cuenta con una base de datos robusto para la caracterización del proyecto.
Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.59 Resumen de resultados de consolidación unidimensional en suelos para la zona de la Planta Principal

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Prueba				Clasificación SUCS	Horizonte
		Desde	Hasta	Relación de compresión C'c	Índice de recompresión Cr	Carga preconsolidación (kPa)	Índice de vacíos inicial		
PG24-005	6	3,4	3,9	0,19	0,03	177,43	0,78	CL	Depósito aluvial
PG24-008	18	12,75	13	0,3	0,03	190,74	1,11	ML	Horizonte V
PG24-009	6	3,5	3,9	0,48	0,05	185,1	1,33	ML	Horizonte V
PG24-013	18	13,5	13,5	0,44	0,04	183,97	1,25	ML	Horizonte V
PG24-026	6	3,5	4	0,3	0,02	163,24	0	SM	Horizonte V
PG25-012	17	15,6	15,9	0,23	0,03	174,85	0,85	SM	Horizonte V
PG25-016	24	15	15,3	0,29	0,04	155,41	1,09	ML	Horizonte V

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.60 Resumen de resultados Resistencia máxima a la compresión para la zona de la Planta Principal

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Resultados			Clasificación SUCS	Horizonte
		Desde	Hasta	Resistencia máxima Qu suelo (kPa)	Deformación al instante de la falla suelo (%)	Resistencia al corte Su suelo (kPa)		
I-02	M14	6,10	6,55	45,00	8,40	22,60	SM	Depósito Coluvial
I-02	M20	8,90	9,35	49,00	4,60	24,40	SM	Horizonte V
I-27	12	4,95	5,30	71,00	4,20	35,40	SM-SC	Depósito de flujo
PG24-006	12	9,20	9,70	87,82	2,32	43,91	ML	Horizonte V
I-79	M8	3,20	3,65	115,00	5,10	57,60	ML	Horizonte V

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.61 Resumen de resultados Potencial de colapso en suelo

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Potencial de colapso (deformación % a 200 kPa)	Conclusión de laboratorio	Horizonte
		Desde	Hasta			
PG24-009	6	3,50	3,90	6,81	Colapso	Horizonte V
PG24-013	18	13,50	13,50	4,57	Colapso	Horizonte V

Fuente: Integral S.A. 2025

Tabla 5.1.7.62 Resumen de resultados gravedad específica para la zona de la Planta Principal

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Gravedad especifica en suelos	Clasificación SUCS	Horizonte
		Desde	Hasta			
PG25-003B	48	16,50	17,00	2,66	SM	Horizonte V
PG24-005	4	1,95	2,40	2,68	ML	Depósito Aluvial
PG24-005	6	3,40	3,90	2,68	CL	Depósito aluvial
PG24-005	10	6,45	6,90	2,68	SM	Depósito Aluvial
PG24-006	16	11,65	12,10	2,70	-	Horizonte V
PG24-006	18	12,80	13,30	2,62	-	Horizonte V
PG24-006	26	18,80	19,25	2,70	-	Horizonte V
PG24-008	18	12,75	13,00	2,68	ML	Horizonte V
PG24-009	6	3,50	3,90	2,72	ML	Horizonte V
PG24-013	18	13,50	13,50	2,68	ML	Horizonte V
PG24-013	36	25,85	26,30	2,70	ML	Horizonte V
PG24-018	22	16,55	17,00	2,67	-	Horizonte V
PG25-001B	20	7,00	7,50	2,69	0	Horizonte VI
PG25-001B	61	26,05	26,55	2,66	0	Horizonte V
PG25-011	15	15,00	15,45	2,70	MH	Horizonte V
PG25-012	10	10,00	10,45	2,76	ML	Horizonte V
PG25-012	17	15,60	15,90	2,66	SM	Horizonte V

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Gravedad especifica en suelos	Clasificación SUCS	Horizonte
		Desde	Hasta			
PG25-012	28	20,25	20,53	2,68	SM	Horizonte V
PG25-012	37	26,13	27,23	2,71	-	Horizonte V
PG25-012	42	31,75	33,20	2,71	-	Horizonte V
PG25-016	57	38,20	39,80	2,65	-	Horizonte IV
PG25-016	8	5,00	5,50	2,66	ML	Horizonte V
PG25-016	24	15,00	15,30	2,68	ML	Horizonte V
PG25-016	43	28,35	28,80	2,68	SM	Horizonte V
PG25-016	52	34,55	35,30	2,65	-	Horizonte V
PG25-017	6	5,50	5,95	2,64	ML	Horizonte V
PG25-017	15	15,00	15,30	2,70	ML	Horizonte V
PG25-017	29	24,10	24,90	2,71	0	Horizonte V

Fuente: Integral S.A., 2025

b. Ensayos sobre muestras de roca

A continuación, de la Tabla 5.1.7.63 a la Tabla 5.1.7.66 se presentan los resultados de laboratorio ejecutados sobre muestras tipo roca.

Tabla 5.1.7.63 Resumen de resultados de peso unitario en roca para la zona de la Planta Principal

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Peso Unitario		Horizonte
		Desde	Hasta	ɣh (kN/m³) Húmedo	ɣd (kN/m³) Seco	
PG25-001B	80	42,10	42,27	27,13	27,05	Horizonte II
PG25-003B	51	18,22	18,34	24,62	23,88	Horizonte III
PG25-003B	51	18,79	18,91	25,46	24,94	Horizonte III
PG24-005	19	14,60	15,00	26,07	25,97	Horizonte II
PG24-006	63	43,20	44,15	26,31	26,23	Horizonte II
PG24-008	45	35,01	35,61	26,89	26,81	Horizonte II
PG24-009	11	7,30	7,42	28,54	28,46	Horizonte II
PG24-009	13	10,42	10,54	27,45	27,32	Horizonte II
PG24-010	41	28,97	29,70	28,62	28,53	Horizonte II
PG24-013	77	54,59	55,71	27,47	27,14	Horizonte II
PG24-013	80	57,90	58,02	27,47	27,39	Horizonte II
PG24-015B	62	27,91	28,03	27,55	26,49	Horizonte II
PG24-018	48	38,03	38,15	28,94	28,83	Horizonte II
PG24-020	28	20,29	20,41	28,41	28,33	Horizonte III
PG24-020	32	24,80	24,92	29,34	29,29	Horizonte II
PG24-021	15	10,03	10,15	28,81	28,76	Horizonte II
PG24-021	17	13,01	13,13	28,95	28,89	Horizonte I
PG24-024	37	29,30	30,10	25,38	25,20	Horizonte II
PG24-026	27	21,72	21,84	29,29	29,23	Horizonte II
PG25-011	52	44,91	45,03	27,56	27,50	Horizonte II
PG25-012	48	40,37	40,49	27,52	27,41	Horizonte II
PG25-016	60	41,80	41,92	27,34	27,15	Horizonte III
PG25-017	47	39,95	40,07	27,96	27,85	Horizonte I
PG25-019B	64	24,58	24,69	26,16	25,55	Horizonte III
PG25-019B	79	33,96	34,08	27,68	27,57	Horizonte II
PG25-019B	84	36,84	36,96	27,61	27,53	Horizonte II

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.64 Resumen de resultados Resistencia a la compresión simple y módulos (elasticidad y Poisson) para la zona de la Planta Principal

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Compresión simple			Horizonte
		Desde	Hasta	Resistencia a la compresión simple (MPa)	Módulo Elástico (MPa)	Relación de Poisson	
PG25-001B	80	42,10	42,27	64,9	45,1	0,26	Horizonte II
PG25-003B	51	18,22	18,34	6,5	1,8	0,42	Horizonte III

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Compresión simple			Horizonte
		Desde	Hasta	Resistencia a la compresión simple (MPa)	Módulo Elástico (MPa)	Relación de Poisson	
PG25-003B	51	18,79	18,91	17,2	3,5	NA	Horizonte III
PG24-005	19	14,60	15,00	67,4	44,4	0,09	Horizonte II
PG24-006	63	43,20	44,15	128,3	42,8	0,13	Horizonte II
PG24-008	45	35,01	35,61	115,4	63,9	0,28	Horizonte II
PG24-009	11	7,30	7,42	91,1	72,4	0,34	Horizonte II
PG24-009	13	10,42	10,54	65,5	39,9	0,10	Horizonte II
PG24-010	41	28,97	29,70	128,6	79,9	0,10	Horizonte II
PG24-013	77	54,59	55,71	25,5	2,3	0,15	Horizonte II
PG24-013	80	57,90	58,02	67,8	NA	NA	Horizonte II
PG24-015B	62	27,91	28,03	86,9	29,7	0,10	Horizonte II
PG24-018	48	38,03	38,15	83,6	NA	NA	Horizonte II
PG24-020	28	20,29	20,41	89,6	37,2	0,17	Horizonte III
PG24-020	32	24,80	24,92	93,6	30,8	0,21	Horizonte II
PG24-021	15	10,03	10,15	121,2	74,3	0,19	Horizonte II
PG24-021	17	13,01	13,13	95,1	76,8	0,10	Horizonte I
PG25-025	27	32,56	32,68	106,6	35,9	0,28	Horizonte II
PG24-026	27	21,72	21,84	110,0	62,2	0,19	Horizonte II
PG25-004B	33-1	14,93	15,05	73,3	40,0	0,16	Horizonte III
PG25-011	52	44,91	45,03	64,3	73,6	0,21	Horizonte II
PG25-012	48	40,37	40,49	152,5	40,0	0,18	Horizonte II
PG25-016	60	41,80	41,92	83,8	23,8	0,07	Horizonte III
PG25-017	47	39,95	40,07	138,9	87,7	0,26	Horizonte I
PG25-019B	64	24,58	24,69	17,7	1,7	0,40	Horizonte III
PG25-019B	79	33,96	34,08	116,8	38,7	0,13	Horizonte II
PG25-019B	84	36,84	36,96	138,9	42,4	0,23	Horizonte II

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.65 Resultados de ensayo triaxial en roca

Perforación	Muestra	Profundidad inicial (m)	Profundidad final (m)	Roca	Horizonte	Peso Unitario Seco (kN/m3)	Peso Unitario Húmedo (kN/m3)	Sigma 1 (MPa)	Sigma 3 (MPa)	Módulo E confinado (MPa)	Poisson (v)
PG25−003B	58,00	24,90	25,00	Granodiorita	Horizonte I	27,20	27,40	189,70	5,00	56400,00	0,24
PG25−003B	58,00	25,00	25,10	Granodiorita	Horizonte I	27,30	27,40	147,20	10,00	109100,00	0,05
PG25−003B	58,00	25,10	23,20	Granodiorita	Horizonte I	27,20	27,30	214,90	20,00	126600,00	0,14
PG25-004B	33,00	15,17	15,28	Granodiorita	Horizonte III	26,54	-	78,80	5,00	28600,00	0,12
PG25-004B	33,00	15,29	15,39	Granodiorita	Horizonte III	26,62	-	83,50	10,00	82200,00	0,20
PG25-004B	33,00	15,40	15,51	Granodiorita	Horizonte III	26,66	-	125,50	20,00	83000,00	0,23

En la perforación PG25-004B se observó falla controlada por discontinuidades. En el sondeo PG25-003B se observó comportamiento anómalo de los círculos de Mohr obtenidos, por tanto, el cálculo del mi se basará en ensayos realizados en toda la historia de diseño de Gramalote como se presenta en el capítulo de análisis de la base de datos, así como en datos de literatura.
Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.66 Resultados de ensayo de carga puntual

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Índice Carga Puntual Is 50 (MPa) Corregido-Axial	Horizonte
		Desde	Hasta		
PG24-005	15	11,50	12,05	2,53	Horizonte III
PG24-005	19	14,60	15,00	4,98	Horizonte II
PG24-006	59	39,20	40,50	0,17	Horizonte III
PG24-008	41	31,72	31,77	5,14	Horizonte II
PG24-010	43	30,10	30,70	2,43	Horizonte II
PG24-013	73	51,21	51,31	0,98	Horizonte III
PG24-013	75	52,69	52,82	0,56	Horizonte III
PG24-018	39	31,46	31,55	0,57	Horizonte III
PG24-024	37	29,30	30,10	2,70	Horizonte II
PG25-011	50	43,22	43,30	4,18	Horizonte II
PG25-012	47	38,22	38,33	1,98	Horizonte II
PG25-016	59	41,10	41,19	0,56	Horizonte III
PG25-017	44	37,60	37,66	3,14	Horizonte II

Fuente: Integral S.A., 2025

D. Resultados de las correlaciones con el ensayo SPT

En este numeral se presenta el resumen del análisis de correlaciones con el ensayo SPT desde la Figura 5.1.7.42 a la Figura 5.1.7.46, las cuales fueron realizadas siguiendo la metodología indicada en los criterios de diseño de geotecnia (Integral S.A., 2025) documento que se puede consultar en ANEXOS_CARACTERIZACION_GEOTECNIA_PROYECTO_GENERAL_AXO_B.

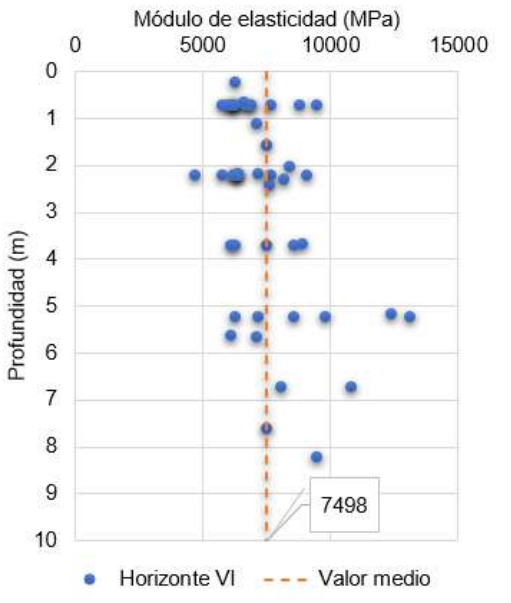


Figura 5.1.7.42 Horizonte VI: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad

Fuente: Integral S.A., 2025

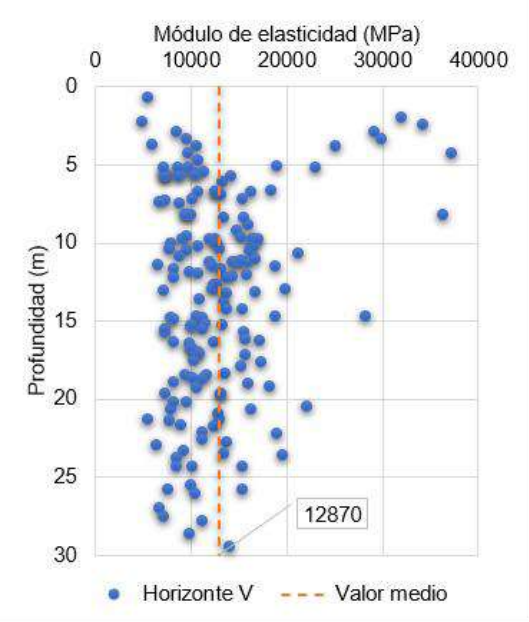


Figura 5.1.7.43 Horizonte V: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad

Fuente: Integral S.A., 2025

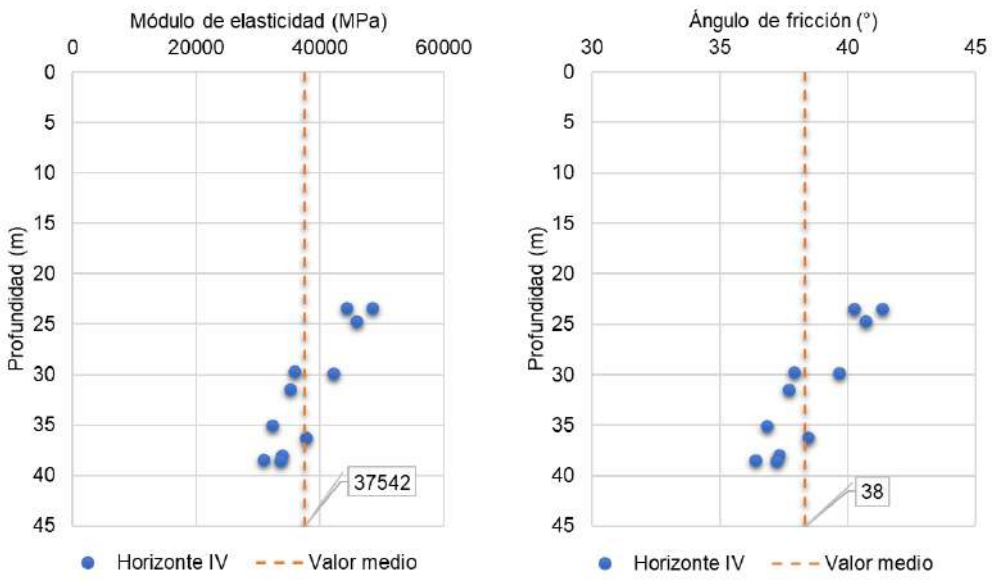


Figura 5.1.7.44 Horizonte IV: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); el SPT y el ángulo de fricción (derecha)

Fuente: Integral S.A., 2025

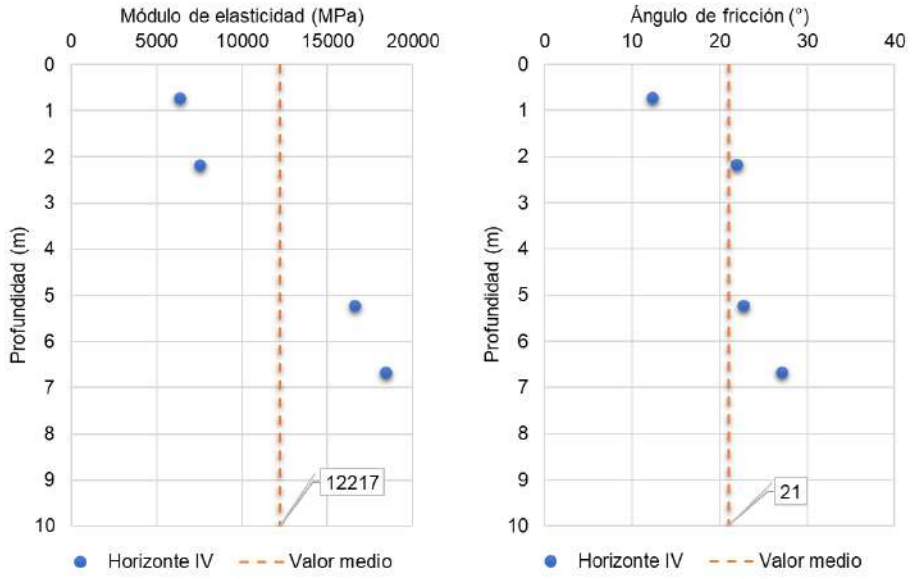


Figura 5.1.7.45 Depósito Aluvial: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); el SPT y el ángulo de fricción (derecha)

Fuente: Integral S.A., 2025

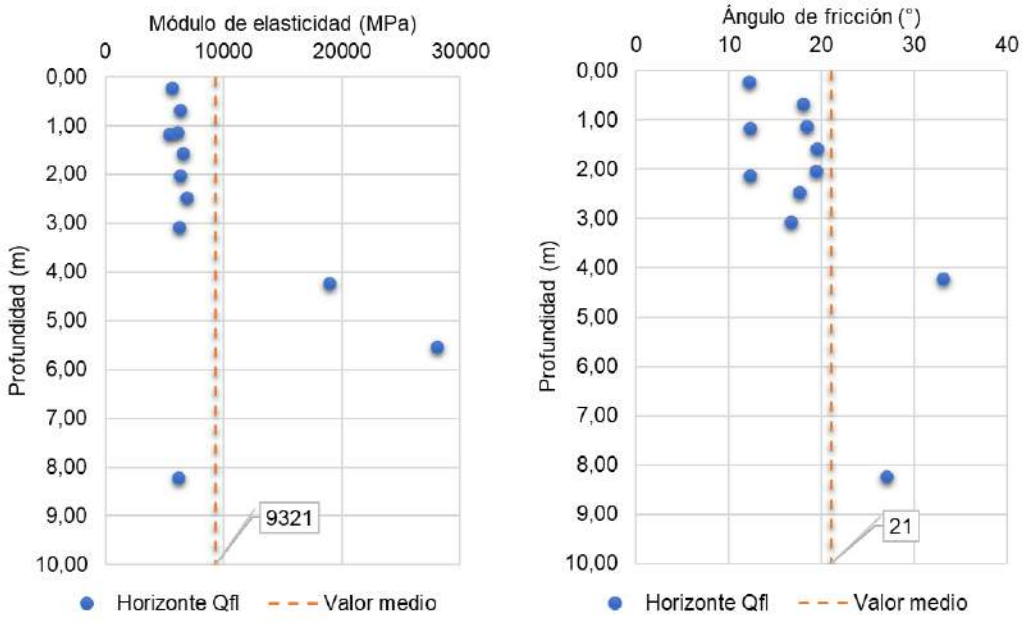


Figura 5.1.7.46 Depósito de flujo: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); el SPT y el ángulo de fricción (derecha)

Fuente: Integral S.A., 2025

E. Suelos especiales

a. Valoración de suelos expansivos

En la Figura 5.1.7.47 se observa que los resultados obtenidos para los límites de contracción (LC), se ubican en la zona verde con potencial bajo de expansión. Sin embargo, se debe hacer control del agua superficial aledaña a las estructuras en caso de detectar presencia de esta durante la construcción, con el fin de controlar este tipo de fenómenos.

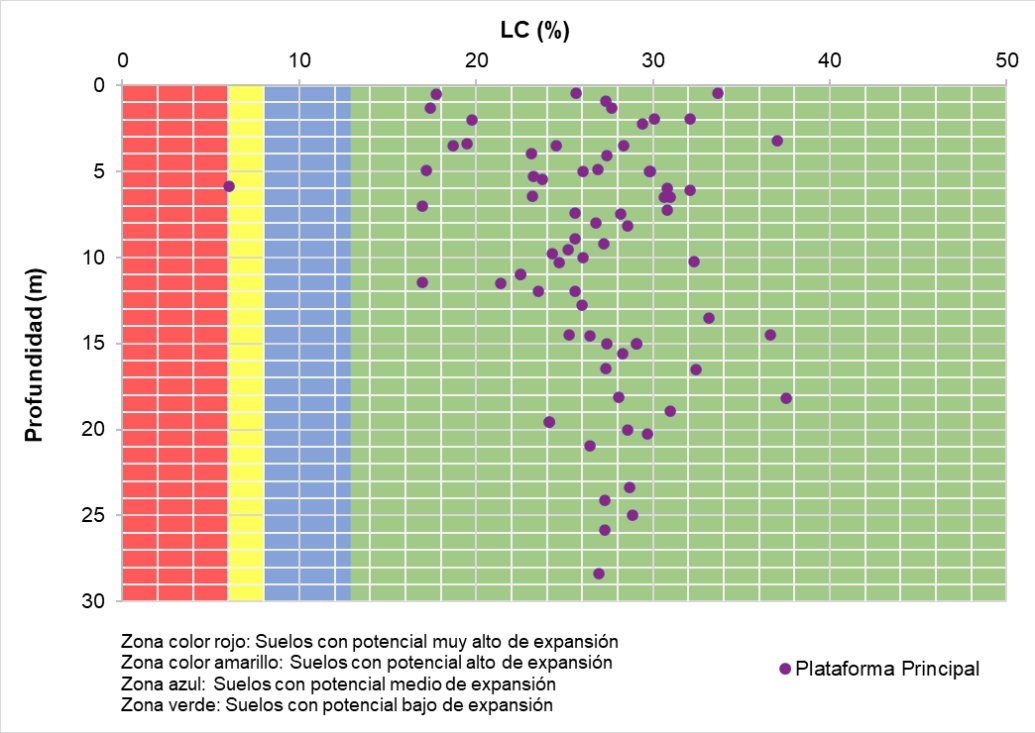


Figura 5.1.7.47 Resultados límites de contracción en la Plataforma Principal

Fuente: Integral S.A., 2025

b. Potencial de colapso

En la Figura 5.1.7.48, se puede observar que la relación entre el peso unitario seco del suelo (γ_d) y el peso unitario crítico ($\gamma_{d,crítco}$) para cuatro de los siete resultados de peso obtenidos en el 2024-2025 se encuentran al límite de la zona roja sugiriendo también potencial de colapso. En consecuencia, si durante la fase constructiva se llegara a presentar presencia de agua, el riesgo asociado podrá ser mitigado mediante la implementación de obras de drenaje superficial y profundo, especialmente en sectores de taludes y terraplenes, con el fin de controlar de manera efectiva los flujos hidráulicos.

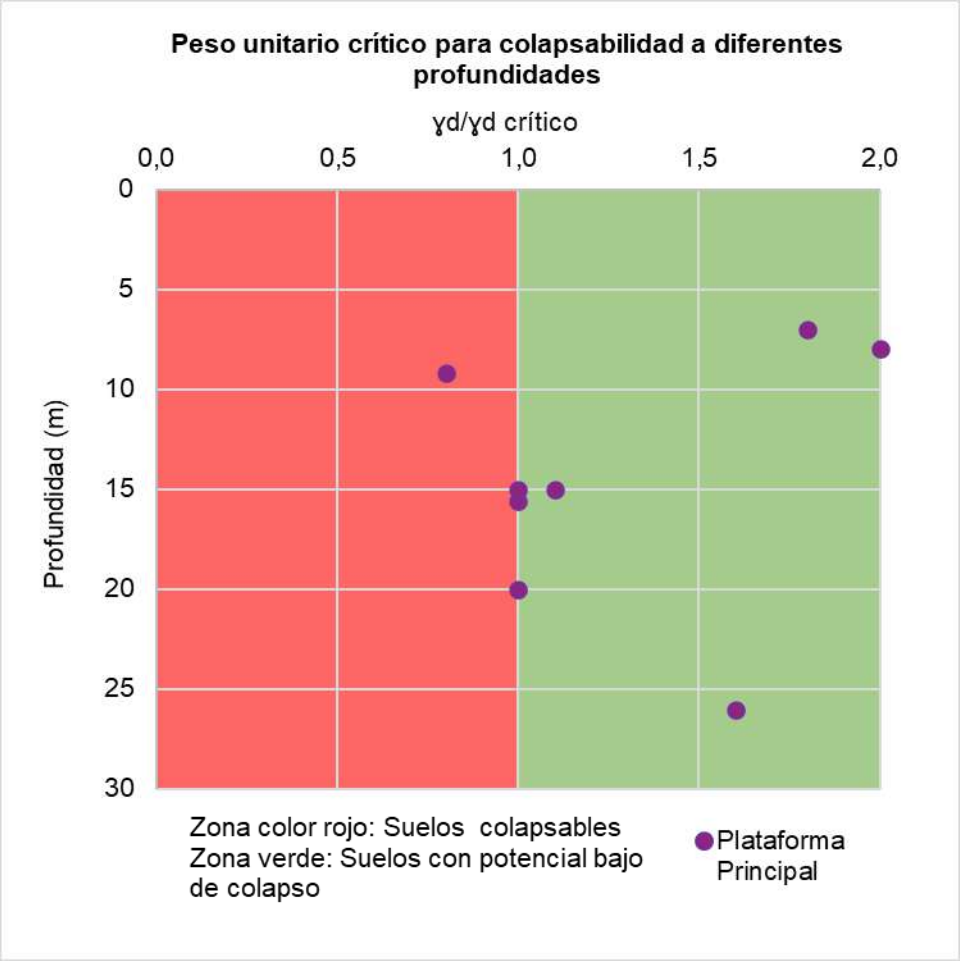


Figura 5.1.7.48 Resultados de colapsibilidad en la Plataforma Principal

Fuente: Integral S.A., 2025

5.1.7.5.4 Plataformas menores

El proyecto Gramalote propone la implantación las Plataformas citadas en el Capítulo 3_DESCRIPCION de Descripción del Proyecto. Para la caracterización geológico-geotécnica de las obras objeto de modificación de licencia, se denominaron las siguientes como plataformas menores: 1) Plataforma La Mayoría, 2) Plataforma La Mayoría Construcción, 3) Plataforma Campamento y Oficinas (esta se unió en planos con la EBAR), 4) Plataforma Polvorín, 5) EBAR, 6) Estación Terminal, 7) Plataforma Estación de Regulación y 8) Plataforma Ciclones. Para la conformación de las terrazas, se incorporarán taludes de corte y llenos compactados. El área correspondiente a cada una de las plataformas se presenta a continuación en la Tabla 5.1.7.67.

Tabla 5.1.7.67 Área superficial de las plataformas analizadas

PLATAFORMA	ÁREA (m²)
Plataforma La Mayoría	17.550
Plataforma La Mayoría Construcción	6.810
Plataforma Campamento y Oficinas (se unió en planos con la Plataforma EBAR)	79.490
Plataforma Polvorín	1.820
Plataforma EBAR	480
Plataforma Estación Terminal	2.510
Plataforma Estación de Regulación	3.120
Plataforma Ciclones	75.360

Fuente: Integral S.A., 2025.

La localización general de las plataformas mencionadas se presenta en la Figura 5.1.7.49.

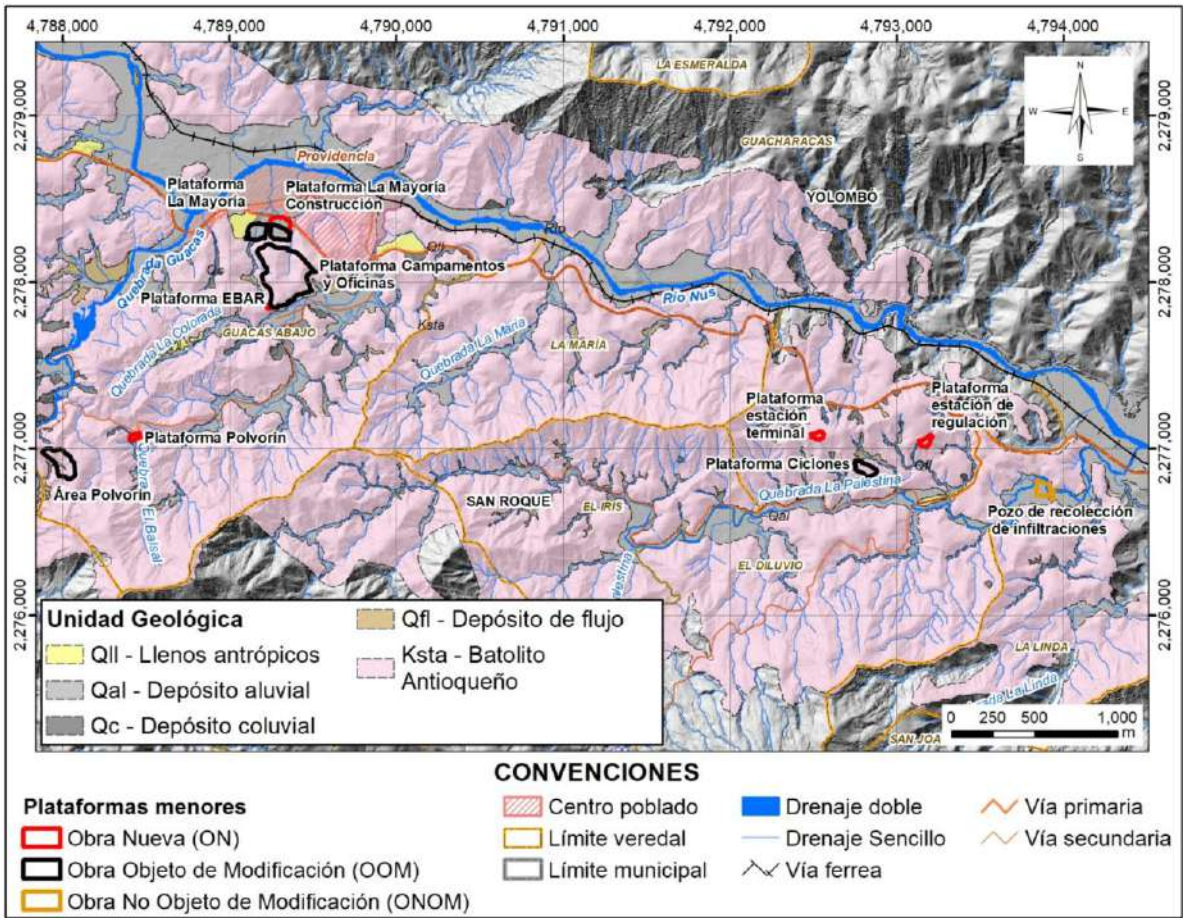


Figura 5.1.7.49 Localización en planta de las plataformas menores del proyecto Gramalote

Fuente: Integral S.A., 2025

A. Exploración Geológica - Geotécnica

Para el análisis específico del subsuelo en las áreas correspondientes a las plataformas menores, se consideró la información proveniente de un total de 13 sondeos de perforación, distribuidos de la siguiente manera: un (1) sondeo correspondiente a la campaña desarrollada por Golder Associates en 2020; once (11) sondeos ejecutados por Integral S.A. en los años 2021 y 2025, así como un (1) sondeo correspondiente a los sondeos ejecutados por Tierra Group International en 2025. A continuación, en la Tabla 5.1.7.68, Tabla 5.1.7.69 y Tabla 5.1.7.70 se presenta la localización y características de los sondeos realizados.

Tabla 5.1.7.68 Exploraciones efectuadas por Golder Associates

ID	Coordenadas Origen Único Nacional (CTM12)		Coordenadas Equivalentes en Sistema UTM Z18N		Cota (m s.n.m.)	Profundidad (m)	Nivel freático (m)
	Este	Norte	Este	Norte			
PG20-033	4789100,90	2278292,97	510177,00	720134,00	836,00	20,00	2,00

Fuente: Integral S.A (2020)

Tabla 5.1.7.69 Exploraciones efectuadas campaña 2021

ID	Coordenadas Origen Único Nacional (CTM12)		Coordenadas Equivalentes en Sistema UTM Z18N		Cota (m s.n.m.)	Profundidad (m)	Nivel freático (m)
	Este	Norte	Este	Norte			
I-02	4789452,49	2277729,49	510530,77	719572,00	857,05	35,37	ND
I-04	4788496,77	2277274,20	509577,00	719113,00	935,00	20,40	6,40
I-22	4789187,21	2278115,60	510264,00	719957,00	835,00	15,00	ND
I-24	4789521,80	2277999,26	510599,00	719842,00	826,00	15,46	0,60
I-50	4789377,05	2278067,84	510454,00	719910,00	835,89	6,30	ND
I-72	4793327,55	2277037,06	514408,00	718895,00	838,07	6,30	ND
DH-SD-08	4793199,04	2276913,55	514280,00	718771,00	834,91	30,00	7,50
DH-SD-09	4792961,62	2277067,51	514042,00	718924,00	870,00	30,00	12,78
I-23	4788963,56	2278117,49	510040,38	719958,00	847,26	16,16	9,53

ND: No Detectado
Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.70 Exploraciones efectuadas campaña 2025

ID	Coordenadas Origen Único Nacional (CTM12)		Coordenadas Equivalentes en Sistema UTM Z18N		Cota (m s.n.m.)	Profundidad (m)	Nivel freático (m)
	Este	Norte	Este	Norte			
PG25-003B	4789418,14	2277659,21	510496,70	719501,60	865,79	25,90	3,70
TG25-BH-07	4788748,15	2277502,54	509827,43	719342,30	916,09	23,90	10,42
PG24-006	4789748,54	2277710,06	510826,85	719553,75	862,22	44,15	15,80

Fuente: Integral S.A., 2025

B. Ensayos in situ

a. Ensayos SPT

De las 21 perforaciones consideradas en el análisis específico para la caracterización de los depósitos, se dispone de 18 perforaciones en las que se realizaron ensayos SPT. En la Figura 5.1.7.50 se puede visualizar el análisis para las pruebas in situ SPT realizadas para los 18 sondajes en la zona de las plataformas menores.

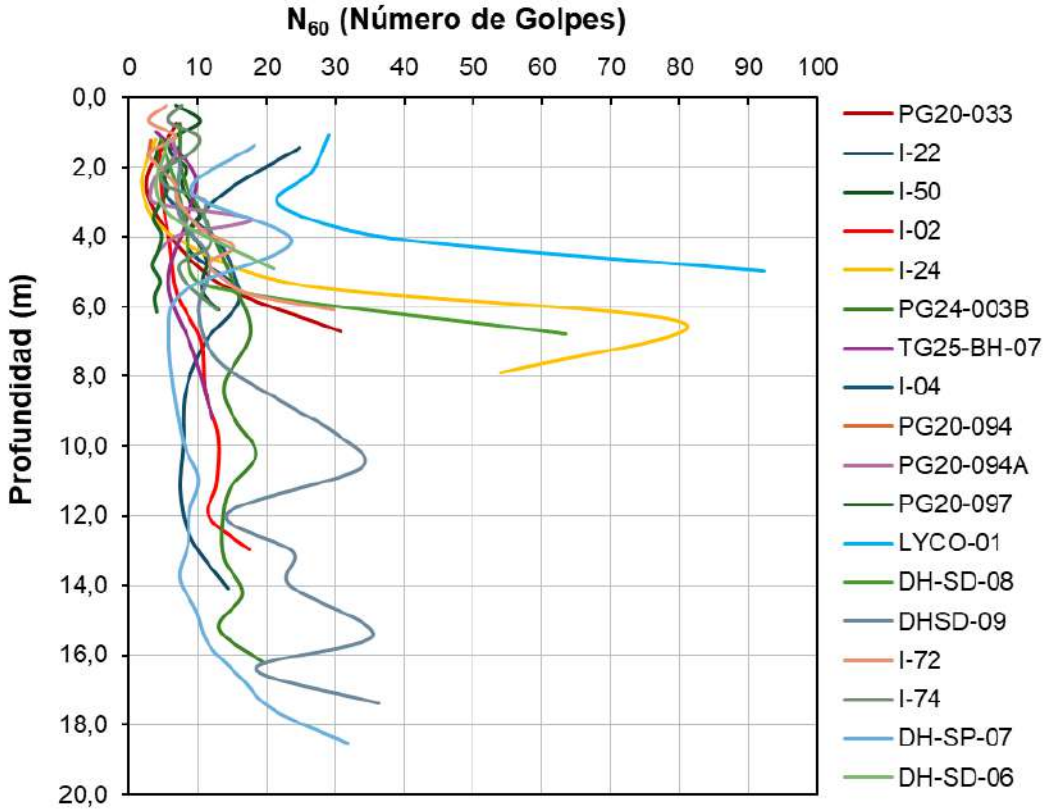


Figura 5.1.7.50 Análisis para las pruebas in situ SPT realizadas para los 18 sondajes en la zona de las plataformas menores

Fuente: Integral S.A., 2025

b. Ensayos geofísicos

En el área de las plataformas se identificó una línea sísmica, cuya localización en planta se presenta en el ANEXOS_CARACTERIZACION_GEOTECNIA_PLATA_MENORES_AXO_C, con longitud de 100 m. La información general de esta se resume en la Tabla 5.1.7.71 (Coordenadas Origen Único Nacional - CTM12). De igual forma, en la Tabla 5.1.7.72 se presenta la información de la línea de refracción con las coordenadas equivalentes en el sistema UTM-Z18N.

Tabla 5.1.7.71 Información general de las líneas geofísicas en la zona de plataformas menores (Coordenadas Origen Único Nacional - CTM12)

Ensayo	Inicio Línea			Final Línea			Longitud (m)
	Este	Norte	Cota (m s.n.m.)	Este	Norte	Cota (m s.n.m.)	
SRG20-007	4792613,71	2277103,89	951,00	4792713,75	2277108,49	932,00	100,00

Fuente: Modificado de Inteinsa S.A., (2020)

Tabla 5.1.7.72 Información general de las líneas geofísicas en la zona de plataformas menores (Coordenadas equivalentes en el sistema UTM-Z18N)

Ensayo	Inicio Línea			Final Línea			Longitud (m)
	Este	Norte	Cota (m s.n.m.)	Este	Norte	Cota (m s.n.m.)	
SRG20-007	513694,00	718959,00	951,00	513794,00	718964,00	932,00	100,00

Fuente: Modificado de Inteinsa S.A., (2020)

1. Ensayos de Refracción Sísmica

El consultor (Inteinsa S.A., 2020) interpretó los resultados de la refracción sísmica sugiriendo que existen como mínimo cuatro capas, las cuales caracterizan a continuación:

Una capa superficial con velocidades de onda P del orden de 410 m/s, y un espesor variable entre 1,0 m y 12,0 m aproximadamente (Horizonte VI y depósitos aluviales).

Una segunda capa subyaciendo la descrita inicialmente, con una velocidad de onda P del orden de 690 m/s y espesor variable entre 1,0 m y 20,0 m aproximadamente, correspondiente a un horizonte de rigidez media (Horizonte V).

Una capa más profunda con una velocidad de propagación de onda P del orden de 3.150 m/s, correspondiente a roca competente (Horizonte II y I).

2. Ensayos MASW

Una vez analizados los resultados de las velocidades de onda S (V_s), se puede concluir que estas varían entre 100 m/s y 1100 m/s. Los valores de V_s para los suelos, donde se incluyen los depósitos aluviales, el suelo residual y saprolito, pueden alcanzar velocidades de hasta 500 m/s; considerando que en conjunto el espesor de estos materiales puede alcanzar los 20,0 m.

Los resultados de las velocidades de onda S (V_s) en la roca, donde se incluye la zona de transición suelo - roca y la roca sana, presentan valores entre 500 m/s y 1.100 m/s. En algunas zonas de los perfiles, el macizo rocoso alcanza un espesor de 20 m; sin embargo, la profundidad de la roca no se verifica en todas las áreas, ya que la estratigrafía no es constante.

A partir de los valores de velocidad de onda S se calculó el valor de V_s 30 y se definió el perfil de suelo según el Reglamento Colombiano de Construcción sismo resistente (NSR-10).

Así, finalmente Integral S.A (2020) reportó los siguientes valores de V_s 30 y el perfil para diseño sísmico según la norma NSR 10. En la Tabla 5.1.7.73 se indica para cada línea MASW, su correspondiente V_s 30 promedio y de acuerdo con ello, la clasificación del perfil de suelo según la NSR 10. Como se ha observado en todo el proyecto, estos perfiles varían entre tipo D y C.

Tabla 5.1.7.73 Clasificación del perfil del suelo según NSR 10

Línea MASW	V_s30 (m/s)	Clasificación del perfil de suelo
SRG20-007	313	D

Fuente: elaboración propia a partir de Inteinsa S.A., (2020)

C. Resultados de laboratorio

a. Ensayos sobre muestras de suelo

A continuación, de la Tabla 5.1.7.74 a la Tabla 5.1.7.79 se presentan los resultados de laboratorio ejecutados sobre muestras de suelo.

Tabla 5.1.7.74 Resumen de resultados de la humedad, límites y clasificación en los suelos de la zona de las Plataformas Menores

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Humedad Natural	Límites de Atterberg			Granulometría			Clasificación SUCS	Horizonte
								Gravas	Arena	Finos		
		Desde	Hasta	Wn (%)	LL (%)	LP (%)	IP	(Ret. No. 4)	(No 4 a No 200)	(Pasa No. 200)		
DH-SD-08	M2	0,50	0,95	30	52	32	20	0	27,0	73	MH	Horizonte VI
DH-SD-08	M8	3,30	3,75	25	33	24	9	0	45,5	55	ML	Horizonte VI
DH-SD-09	M14	6,60	7,05	18	39	28	11	0	53,3	47	SM	Horizonte V
DH-SD-09	M20	9,20	9,65	16	32	20	12	0	69,6	30	SC	Horizonte V
DH-SD-09	M31	14,95	15,40	17	31	20	11	0	67,8	32	SC	Horizonte V
DH-SD-09	M35	16,85	17,30	16	NL	NP	NP	0	70,4	30	SM-SC	Horizonte V
DH-SD-09	M5	2,10	2,85	25	44	32	12	0	41,6	58	ML	Horizonte VI
I-02	M14	6,10	6,55	26	37	34	3	0	53,9	46	SM	Depósito Coluvial
I-02	M17	7,50	7,95	27	39	32	7	0	63,1	37	SM	Horizonte V
I-02	M20	8,90	9,35	20	36	29	7	0	58,4	42	SM	Horizonte V
I-02	M23	10,30	10,61	19	35	28	7	0	61,8	38	SM	Horizonte V
I-04	M5	1,90	2,35	19	34	27	6	0	49,4	51	ML	Horizonte V
I-04	M8	3,30	3,73	15	32	25	7	0	64,0	36	SM	Horizonte V
I-04	M11	4,68	5,11	21	35	31	4	0	66,1	34	SM	Horizonte V
I-04	M14	6,06	6,36	17	34	28	6	0	68,1	32	SM	Horizonte V
I-22	M5	1,90	2,35	33	40	36	4	0	41,9	58	ML	Horizonte V
I-22	M8	3,30	3,75	30	37	30	7	0	44,9	55	ML	Horizonte V
I-22	M15	6,60	7,05	29	43	32	11	0	29,2	71	ML	Horizonte V
I-22	M20	9,00	9,45	32	42	32	10	0	39,1	61	ML	Horizonte V
I-22	M-26	11,80	12,25	24	29	24	5	1	56,5	43	SM	Horizonte V
I-22	M-30	13,65	14,10	26	37	28	9	5	34,2	61	ML	Horizonte V

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Humedad Natural	Límites de Atterberg			Granulometría			Clasificación SUCS	Horizonte
								Gravas	Arena	Finos		
		Desde	Hasta	Wn (%)	LL (%)	LP (%)	IP	(Ret. No. 4)	(No 4 a No 200)	(Pasa No. 200)		
I-24	M5	1,90	2,35	45	45	31	14	0	53,2	47	SM	Depósito Aluvial
I-24	M8	3,30	3,75	48	46	30	16	0	54,1	46	SM	Depósito Aluvial
I-24	M11	4,70	5,15	46	40	27	13	1	55,4	44	SM	Horizonte V
I-24	M14	6,10	6,23	24	NL	NP	NP	0	66,9	33	SM-SC	Horizonte V
I-50	M2	0,45	0,90	35	76	36	40	0	32,7	67	MH	Depósito Coluvial
I-50	M4	1,35	1,80	38	94	38	56	1	29,5	70	CH	Depósito Coluvial
I-50	M6	2,25	2,70	34	81	36	45	0	31,1	69	CH	Depósito Coluvial
I-50	M8	3,15	3,60	34	85	37	48	0	28,8	71	CH	Depósito Coluvial
I-50	M10	4,05	4,50	34	79	33	46	2	33,4	65	CH	Depósito Coluvial
I-50	M12	4,95	5,40	35	71	35	36	1	39,8	60	MH	Depósito Coluvial
I-72	M2	0,40	0,90	28	57	31	26	1	36,7	63	MH	Horizonte VI
I-72	M4	1,35	1,80	25	42	31	11	0	53,1	47	SM	Horizonte VI
I-72	M6	2,25	2,70	23	39	30	9	0	48,4	55	ML	Horizonte V
I-72	M8	3,15	3,60	18	38	29	9	0	58,6	41	SM	Horizonte V
I-72	M10	4,05	4,50	17	35	28	7	0	58,4	42	SM	Horizonte V
I-72	M13	5,40	5,85	13	33	26	7	1	69,1	30	SM	Horizonte V
PG20-033	M2	2,50	2,95	31	62	30	32	0	47,0	53	CH	Depósito Aluvial

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Humedad Natural	Límites de Atterberg			Granulometría			Clasificación SUCS	Horizonte
								Gravas	Arena	Finos		
		Desde	Hasta	Wn (%)	LL (%)	LP (%)	IP	(Ret. No. 4)	(No 4 a No 200)	(Pasa No. 200)		
PG20-033	M5	6,50	6,95	16	29	26	3	0	80,0	20	SM	Depósito Aluvial
PG20-033	M7	9,25	9,70	11	NL	NP	NP	0	78,0	22	SM	Depósito Aluvial
PG25-003B	48	16,50	17,00	24	39	35	4	0	54,0	36	SM	Horizonte V
PG25-003B	33	11,50	12,00	25	34	25	9	0	49,0	52	ML	Horizonte V
PG24-006	10	7,25	7,70	23	42	35	7	0	0,0	0	0	Horizonte V
PG24-006	12	9,20	9,70	27	44	33	11	0	38,0	62	ML	Horizonte V
TG25-BH-07	M2	0,75	0,75	41	50	38	12	1	34,6	64	ML	Horizonte VI
TG25-BH-07	M4	1,95	1,95	34	50	37	13	1	35,8	63	ML	Horizonte VI
TG25-BH-07	M7	3,15	3,15	31	42	34	8	0	34,1	46	SM	Horizonte V
TG25-BH-07	M9	5,10	5,10	25	39	37	2	0	59,7	40	SM	Horizonte V
TG25-BH-07	M13	7,05	7,05	17	36	35	1	0	45,6	54	ML	Horizonte V
TG25-BH-07	M15	9,00	9,00	22	40	36	4	10	55,4	35	SM	Horizonte V
I-23	M-08	3,30	3,75	24	36	27	9	0	51,7	48	SM	Horizonte V
I-23	M-14	6,10	6,55	20	32	28	4	0	56,4	44	SM	Horizonte V
I-23	M-20	8,90	9,35	25	36	28	8	0	47,2	53	ML	Horizonte V
I-23	M-24	10,75	11,20	25	36	29	7	0	34,3	66	ML	Horizonte V
I-23	M-29	13,06	13,35	23	29	27	2	0	74,5	26	SM	Horizonte V
I-23	M-36	15,71	16,16	20	28	25	3	0	47,3	53	ML	Horizonte V

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.75 Resumen de resultados de peso unitario en los suelos de la zona de las Plataformas Menores

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Peso unitario para suelos		Clasificación SUCS	Horizonte
		Desde	Hasta	ɣd (kN/m^3) (Seco)	ɣh (kN/m^3) (Húmedo)		
DH-SD-08	M2	0,50	0,95	14,2	18,6	MH	Horizonte VI
DH-SD-08	M5	1,90	2,35	13,8	17,7	-	Horizonte VI
DH-SD-08	M8	3,30	3,75	15,0	18,7	ML	Horizonte VI
DH-SD-08	M11	4,70	5,15	13,4	17,1	-	Horizonte V
DH-SD-08	M14	6,10	6,55	14,2	17,8	-	Horizonte V
DH-SD-09	M14	6,60	7,05	15,5	19,6	SM	Horizonte V
PG24-006	12	9,20	9,70	15,2	19,3	ML	Horizonte V

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.76 Resumen de resultados cohesión y ángulo de fricción para la zona de las Plataformas Menores

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Cohesión y Ángulo de fricción**		Clasificación SUCS	Horizonte
		Desde	Hasta	ϕ (°)	c' (kPa)		
Ensayo de Corte Directo CD							
I-02	M17	7,50	7,95	29,20	41,90	SM	Horizonte V
I-02	M23	10,30	10,61	35,10	18,30	SM	Horizonte V
I-04	M5	1,90	2,35	26,80	43,80	ML	Horizonte V
I-04	M8	3,30	3,73	38,70	22,80	SM	Horizonte V
I-04	M11	4,68	5,11	30,80	31,40	SM	Horizonte V
I-04	M14	6,06	6,36	38,60	39,90	SM	Horizonte V
I-22	M5	1,90	2,35	27,00	16,60	ML	Horizonte V
I-22	M-26	11,80	12,25	37,10	6,00	SM	Horizonte V
PG25-003B	48	16,50	17,00	17,30	62,90	SM	Horizonte V
PG24-006	18	12,80	13,30	28,70	5,60	-	Horizonte V

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Cohesión y Ángulo de fricción**		Clasificación SUCS	Horizonte
		Desde	Hasta	ϕ (°)	c' (kPa)		
I-23	M-08	3,30	3,75	33,50	10,50	SM	Horizonte V
I-23	M-29	13,06	13,35	38,00	33,70	SM	Horizonte V
Ensayo Triaxial CD							
I-22	M14	6,10	6,55	20,11	30,52	-	Horizonte V
I-23	M-23	10,30	10,75	27,67	29,82	-	Horizonte V

** Los valores de cohesión y fricción no fueron reportados por el laboratorio. Integral calculó dichos parámetros a partir de las curvas esfuerzo-deformación suministradas. Las siguientes perforaciones no hicieron parte de las estadísticas procesadas hasta abril de 2025, fecha de inicio de los diseños para la modificación de licencia de Gramalote PG25-003B, PG24-006, PG24-020, PG24-021, PG25-025, PG24-026, PG25-001B, PG25-016, PG25-019B, sin embargo, con la información utilizada hasta dicha fecha, se cuenta con una base de datos robusto para la caracterización del proyecto
Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.77 Resumen de resultados de consolidación unidimensional en suelos para la zona de la Plataformas Menores

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Relación de Compresión C'c	Índice de Recompresión Cr	Carga pre-Consolidación(kPa)	Índice de Vacíos inicial	Clasificación SUCS	Horizonte
		Desde	Hasta						
DH-SD-08	M-05	1,90	2,35	0,13	0,031	83	0,93	-	Horizonte VI
DH-SD-08	M-11	4,70	5,15	0,13	0,014	263	1,00	-	Horizonte V
DH-SD-08	M-14	6,10	6,55	0,11	0,019	124	0,85	-	Horizonte V

**Algunos valores del índice de recompresión Cr no fueron reportados por el laboratorio. En algunos casos, Integral calculó dichos parámetros, considerando que Cc/Cr es máximo 10, aproximadamente.
Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.78 Resumen de resultados Resistencia máxima a la compresión para la zona de las Plataformas Menores

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Resultados			Clasificación SUCS	Horizonte
		Desde	Hasta	Resistencia máxima Qu suelo (kPa)	Deformación al instante de la falla suelo (%)	Resistencia al corte Su suelo (kPa)		
I-02	M14	6,10	6,55	45,00	8,40	22,60	SM	Depósito Coluvial
I-02	M20	8,90	9,35	49,00	4,60	24,40	SM	Horizonte V
I-22	M8	3,30	3,75	70,00	4,00	35,00	ML	Horizonte V
I-22	M20	9,00	9,45	88,00	6,60	43,80	ML	Horizonte V
PG24-006	12	9,20	9,70	87,82	2,32	43,91	ML	Horizonte V
I-23	M-14	6,10	6,55	23,00	6,80	11,50	SM	Horizonte V
I-23	M-20	8,90	9,35	105,00	5,00	52,70	ML	Horizonte V

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.79 Resumen de resultados Gravedad específica para la zona de las Plataformas Menores

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Gravedad especifica en suelos	Clasificación SUCS	Horizonte
		Desde	Hasta			
PG25-003B	48	16,50	17,00	2,66	SM	Horizonte V
PG24-006	16	11,65	12,10	2,70	-	Horizonte V
PG24-006	18	12,80	13,30	2,62	-	Horizonte V
PG24-006	26	18,80	19,25	2,70	-	Horizonte V

Fuente: Integral S.A., 2025

b. Ensayos sobre muestras de roca

A continuación, de la Tabla 5.1.7.80 a la Tabla 5.1.7.82 se presentan los resultados de laboratorio ejecutados sobre muestras tipo roca.

Tabla 5.1.7.80 Resumen de resultados de peso unitario en roca para la zona de las Plataformas Menores

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Peso Unitario		Horizonte
		Desde	Hasta	γh (kN/m^3) (Húmedo)	γd (kN/m^3) (Seco)	
DH-SD-08	M30-3	19,35	19,45	27,17	27,15	Horizonte III
PG25-003B	51	18,22	18,34	24,62	23,88	Horizonte III
PG25-003B	51	18,79	18,91	25,46	24,94	Horizonte III
PG24-006	63	43,20	44,15	26,31	26,23	Horizonte II

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.81 Resumen de resultados Resistencia a la compresión simple y módulos (elasticidad y Poisson) para la zona de las Plataformas Menores.

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Compresión simple			Horizonte
		Desde	Hasta	Resistencia a la compresión simple (MPa)	Módulo Elástico (MPa)	Relación de Poisson	
DH-SD-08	M30-1	18,60	18,90	62,1	14,7	-	Horizonte III
PG25-003B	51	18,22	18,34	6,5	1,8	0,42	Horizonte III
PG25-003B	51	18,79	18,91	17,2	3,5	NA	Horizonte III
PG24-006	63	43,20	44,15	128,3	42,8	0,13	Horizonte II
TG25-BH-07	M31-2	23,45	23,56	133,4	44,7	0,20	Horizonte II

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.82 Resumen de resultados de carga puntual en la zona de las plataformas menores

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Carga Puntual Is 50 (MPa)	Horizonte
		Desde	Hasta		
DH-SD-08	M30-2	19,10	19,35	6,23	6,68
PG24-006	59	39,20	40,50	0,17	0,00

Fuente: Integral S.A., 2025

D. Resultados de las correlaciones con el ensayo SPT

En este numeral se presenta el resumen del análisis de correlaciones con el ensayo SPT desde la Figura 5.1.7.51 a la Figura 5.1.7.54, las cuales fueron realizadas siguiendo la

metodología indicada en los criterios de diseño de geotecnia (Integral S.A., 2025) documento que se puede consultar en ANEXOS_CARACTERIZACION_GEOTECNIA_PROYECTO_GENERAL_AXO_B.

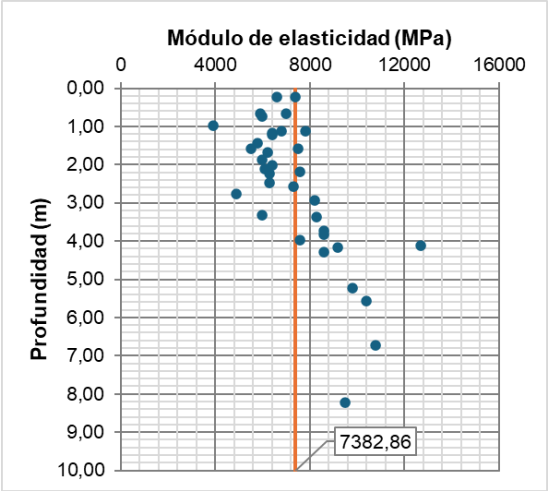


Figura 5.1.7.51 Horizonte VI: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad

Fuente: Integral S.A., 2025.

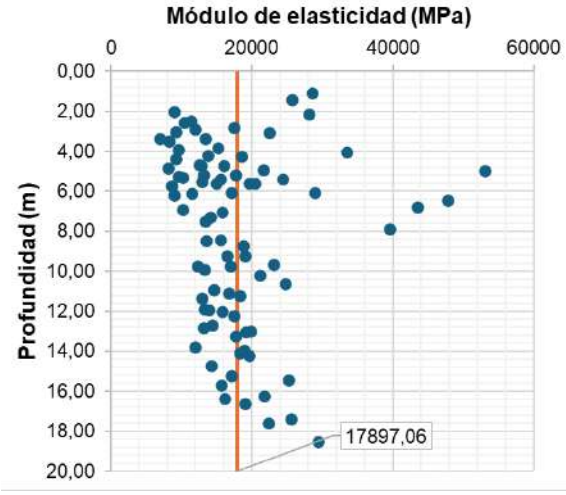


Figura 5.1.7.52 Horizonte V: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad

Fuente: Integral S.A., 2025.

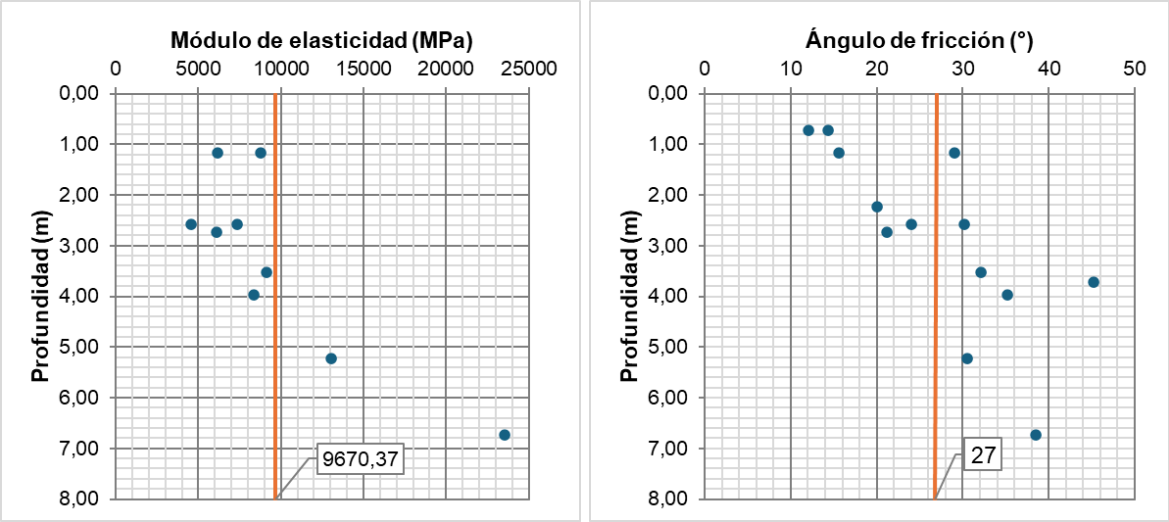


Figura 5.1.7.53 Depósito aluvial: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); el SPT y el ángulo de fricción (derecha)

Fuente: Integral S.A., 2025.

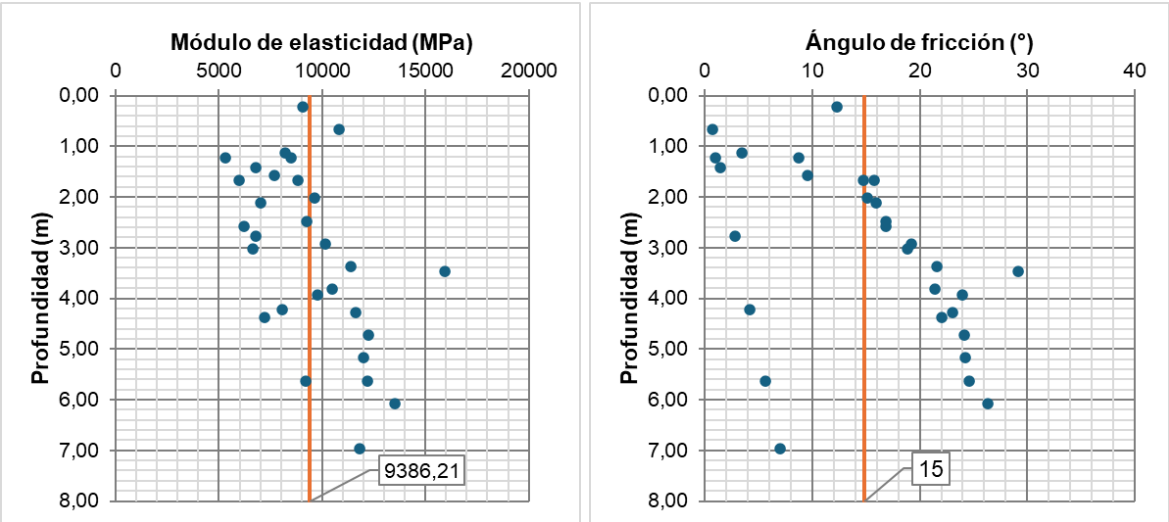


Figura 5.1.7.54 Depósito coluvial: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); el SPT y el ángulo de fricción (derecha)

Fuente: Integral S.A., 2025.

E. Suelos especiales

a. Valoración de suelos expansivos

En la Figura 5.1.7.55 se observa que la mayoría de los resultados obtenidos para los límites de contracción (LC) se ubican en la zona verde, lo que indica un bajo potencial de expansión. No obstante, algunos valores presentan un potencial de expansión que varía entre medio y muy alto. Por ello, se recomienda implementar medidas de control del agua superficial cercana a las estructuras, en caso de detectarse su presencia durante la construcción, con el fin de mitigar posibles efectos asociados a este fenómeno.

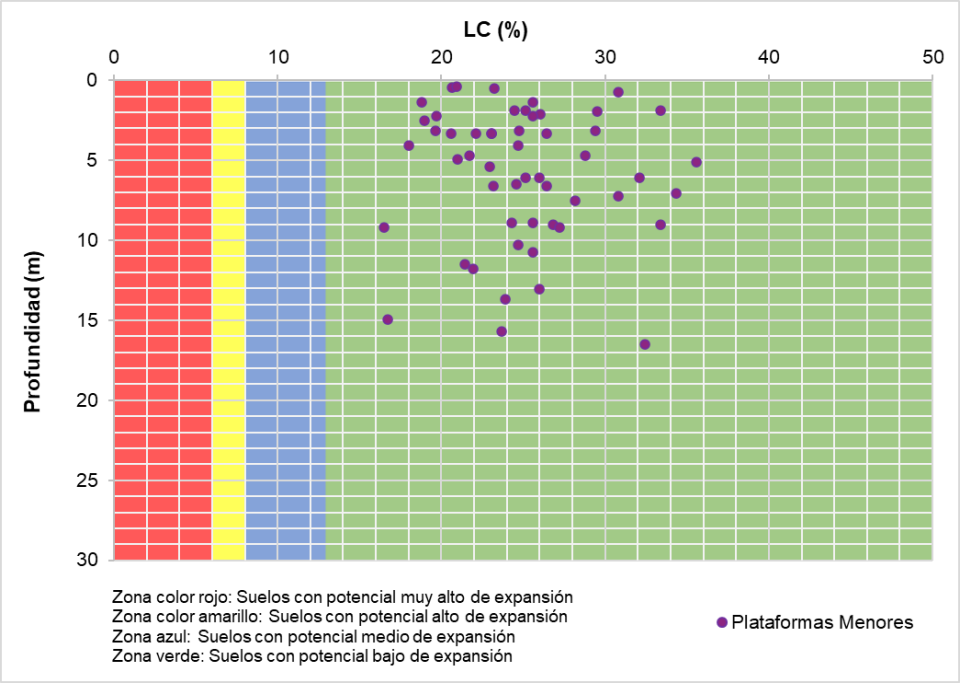


Figura 5.1.7.55 Resultados límites de contracción en las plataformas menores

Fuente: Integral S.A., 2025.

b. Potencial de colapso

En la Figura 5.1.7.56 se observa que la relación entre el peso unitario seco del suelo (ɣd) y el peso unitario crítico (ɣd,crítico) muestra que cuatro de los siete valores obtenidos se ubican en el límite o dentro de la zona roja, lo que sugiere un alto potencial de colapso.

Dado lo anterior, y considerando los resultados obtenidos, se concluye que existe un riesgo significativo de colapsabilidad. En caso de que durante la fase constructiva se presente la presencia de agua, dicho riesgo podrá ser mitigado mediante la implementación de obras de drenaje, tanto superficial como profundo, especialmente en zonas críticas como taludes y terraplenes. Estas medidas permitirán controlar de manera efectiva los flujos hidráulicos y reducir los efectos adversos asociados a este fenómeno.

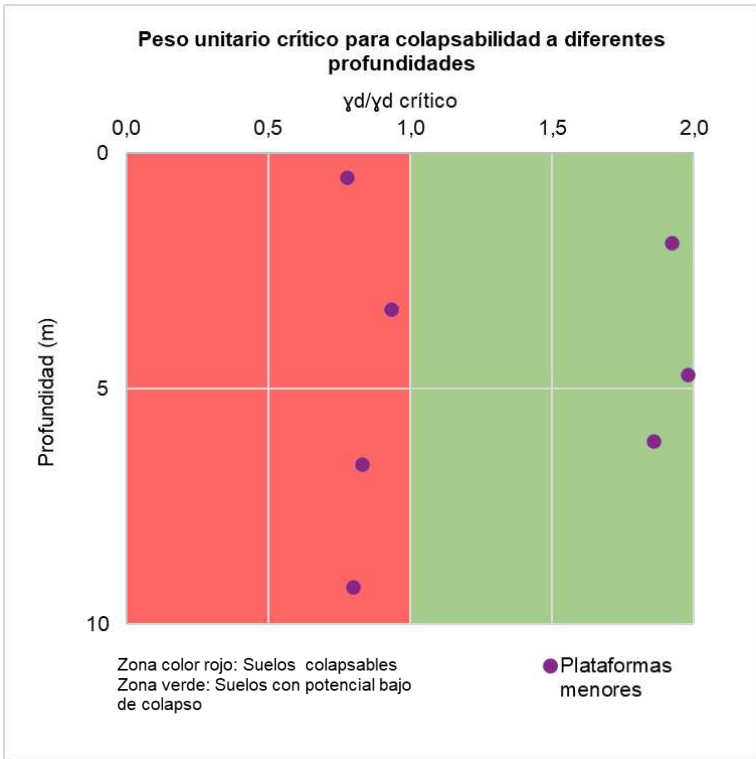


Figura 5.1.7.56 Resultados de colapsibilidad en las plataformas menores

Fuente: Integral S.A., 2025.

5.1.7.5.5 Depósitos de materiales sobrantes ZODME

El proyecto Gramalote propone la implantación de diez depósitos, distribuidos estratégicamente en diferentes localizaciones, diseñados para albergar un volumen total de 6.360.840 m^3. Su geometría en planta es variable y presenta llenos caracterizados por bancos escalonados con inclinación de 2H:1V, lo que implica una pendiente del 50%. La altura máxima de cada banco alcanza los 10 metros. Además, se incluyen bermas intermedias de 3 metros de ancho, las cuales sirven para mejorar la estabilidad de los taludes, facilitando el drenaje superficial y reduciendo el riesgo de deslizamientos. En la Tabla 5.1.7.83, se relacionan los depósitos con sus características particulares.

Tabla 5.1.7.83 Volumen y área de intervención para cada depósito

No	Nombre	Capacidad volumétrica (m^3)	Área total de intervención sin obras de drenaje (m2)	Cota mínima (m)	Altura total (m)
1	Depósito E	434.510	36.360	829,0	40,0
2	Depósito G	348.955	44.920	825,0	54,8
3	Depósito K	2.426.860	100.030	943,4	66,6
4	Depósito L	1.137.400	58.250	874,0	51,0

No	Nombre	Capacidad volumétrica (m^3)	Área total de intervención sin obras de drenaje (m2)	Cota mínima (m)	Altura total (m)
5	Depósito M	530.920	33.360	830,3	45,7
6	Depósito O	320.500	19.860	826,5	43,5
7	Depósito R	470.385	26.850	852,8	27,2
8	Depósito W	129.220	16.690	823,0	21,0
9	Depósito Guacas WRF	225.440	18.000	823,0	32,0
10	Depósito El Torito	456.650	34.900	819,2	35,8

Fuente: Integral S.A., 2025.

La localización y distribución general en planta de cada depósito, puede observarse a continuación en la Figura 5.1.7.57.

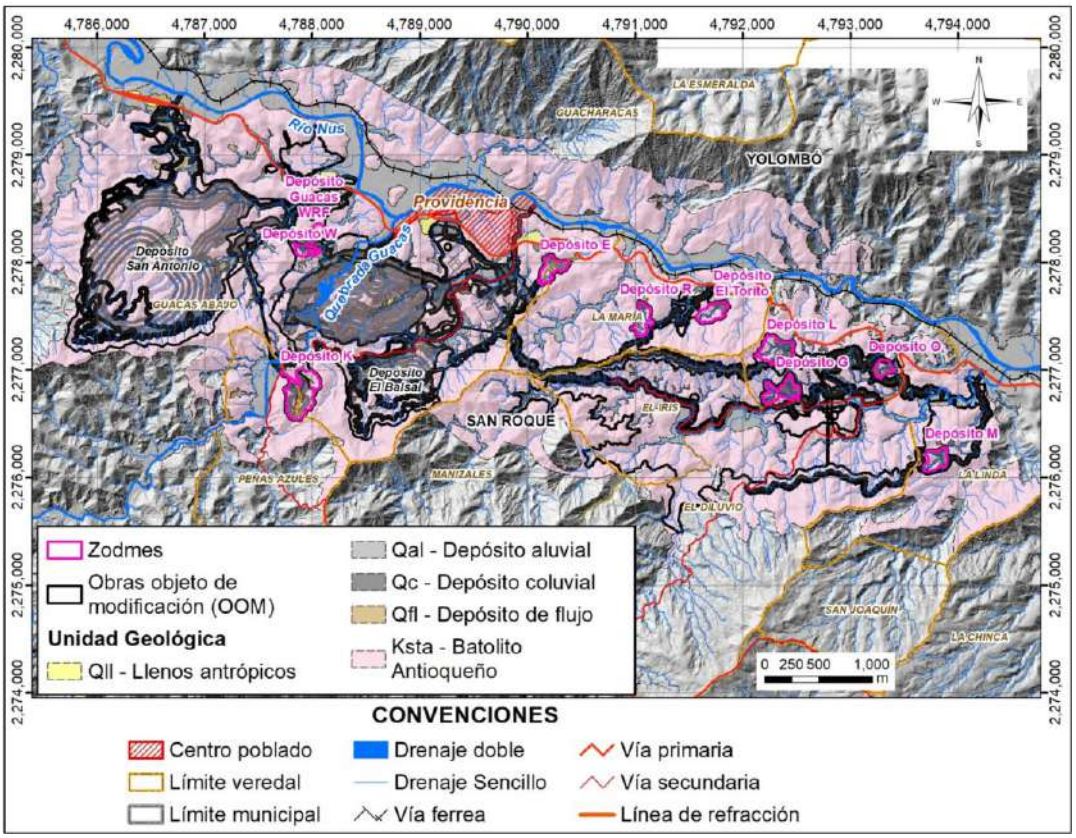


Figura 5.1.7.57 Localización en planta de los depósitos del proyecto Gramalote

Fuente: Integral S.A., 2025

A. Exploración Geológica - Geotécnica

Para el análisis específico del subsuelo en las áreas correspondientes a los depósitos, se consideró la información un total de 37 sondeos de perforación, distribuidos de la siguiente

manera: cuatro (4) sondeos ejecutados durante la campaña realizada por Knight Piésold y Andina Perforaciones en 2013; nueve (11) sondeos correspondientes a la campaña desarrollada por Golder Associates en 2020; y veinticuatro (22) sondeos ejecutados por Integral S.A. en el año 2021. A continuación, en la Tabla 5.1.7.84, Tabla 5.1.7.85 y Tabla 5.1.7.86 se presenta la localización y características de los sondeos realizados.

Tabla 5.1.7.84 Exploraciones efectuadas campaña 2013

ID	Coordenadas Origen Único Nacional (CTM12)		Coordenadas Equivalentes en Sistema UTM Z18N		Cota (m s.n.m.)	Profundidad (m)	Nivel freático (m)
	Este	Norte	Este	Norte			
GG-PP-01	4787808,99	2277103,89	508890,00	718940,00	963,00	29,50	NE
GG-PP-02	4787782,15	2277146,00	508863,00	718982,00	943,94	30,00	NE
GG-AP-01	4787821,93	2277089,84	508903,00	718926,00	975,00	2,00	NE
GG-AP-02	4787793,24	2277168,96	508874,00	719005,00	976,00	2,00	NE

ND, NE: No Detectado, No encontrado
Fuente: (Integral S.A., 2020)

Tabla 5.1.7.85 Exploraciones efectuadas campaña 2020

ID	Coordenadas Origen Único Nacional (CTM12)		Coordenadas Equivalentes en Sistema UTM Z18N		Cota (m s.n.m.)	Profundidad (m)	Nivel freático (m)
	Este	Norte	Este	Norte			
PG20-019	4790259,86	2277985,33	511337,00	719831,00	843,67	6,40	NE*
PG20-053	4787876,64	2276761,57	508959,00	718598,00	948,95	6,40	NE*
PG20-068	4787951,92	2277081,32	509033,00	718918,00	979,09	20,00	NE*
PG20-094	4792443,04	2277193,58	513523,00	719048,00	903,00	2,25	NE*
PG20-094A	4792450,14	2277216,55	513530,00	719071,00	893,00	4,95	NE*
PG20-097	4792668,71	2277101,67	513749,00	718957,00	957,00	6,40	ND
PG20-100	4791623,92	2277695,89	512702,00	719547,00	834,13	20,00	NE*
PG20-107	4788150,08	2278377,75	509226,00	720215,00	859,31	20,00	NE*
PG20-055	4793904,57	2276265,67	514988,00	718126,00	831,44	6,30	ND
TP-20-13	4997235,03	2070872,61	719102,00	513334,00	900,65	3,00	ND
TP-20-14	4997131,10	2070863,92	718998,00	513325,00	898,61	3,00	ND

ND NE: No Detectado, No encontrado
Fuente: (Integral S.A., 2020)

Tabla 5.1.7.86 Exploraciones efectuadas campaña 2021

ID	Coordenadas Origen Único Nacional (CTM12)		Coordenadas Equivalentes en Sistema UTM Z18N		Cota (m s.n.m.)	Profundidad (m)	Nivel freático (m)
	Este	Norte	Este	Norte			
I-03	4787650,23	2276918,49	508732,00	718754,00	932,24	11,70	0,3
I-06	4787974,25	2278427,45	509050,00	720264,00	828,00	6,05	NE

ID	Coordenadas Origen Único Nacional (CTM12)		Coordenadas Equivalentes en Sistema UTM Z18N		Cota (m s.n.m.)	Profundidad (m)	Nivel freático (m)
	Este	Norte	Este	Norte			
I-07	4787651,68	2277033,50	508733,00	718869,00	931,01	10,15	NE
I-52	4788111,46	2278220,88	509188,00	720058,00	833,32	6,30	NE
I-72	4793327,55	2277037,06	514408,00	718895,00	838,07	6,30	NE
I-74	4793475,93	2276876,45	514557,00	718735,00	828,08	6,30	NE
I-84	4791271,62	2277382,24	512351,00	719232,00	884,20	6,30	NE
I-96	4787854,40	2278216,89	508931,00	720053,00	863,88	6,30	NE
I-102	4791038,30	2277308,15	512118,00	719157,00	887,15	4,80	NE
I-103	4791064,71	2276905,99	512146,00	718755,00	863,16	6,30	NE
I-106	4787937,61	2278014,53	509015,00	719851,00	840,44	3,60	NE
I-118	4788150,63	2278515,77	509226,00	720353,00	843,05	38,73	NE
LYCO-02	4790126,09	2277794,83	511204,00	719640,00	874,25	34,00	NE
DH-SD-08	4793199,04	2276913,55	514280,00	718771,00	834,91	30,00	7,5
DH-SP-06	4791506,54	2277605,34	512585,00	719456,00	830,00	17,00	0,13
DH-DS-02	4791427,78	2277415,62	512507,00	719266,00	843,59	14,00	10,45
DH-DS-02A	4791441,80	2277419,57	512521,00	719270,00	844,50	58,10	7,00
DH-DS-03	4792961,62	2277067,51	514042,00	718924,00	854,84	30,11	6,41
TP-SP-08	4791519,04	2277731,31	508410,00	719922,00	817,47	1,70	1,50
TP-SP-09	4791556,76	2277658,15	512635,00	719509,00	857,00	1,50	ND
I-57	4793641,83	2276086,69	514726,00	717946,00	903,43	6,30	NE
I-59	4794085,87	2276333,97	515169,00	718195,00	822,43	4,95	1,8

ND, NE: No Detectado, No Encontrado
Fuente: Integral S.A., 2025

B. Ensayos in situ

a. Ensayos SPT

De las 24 perforaciones consideradas en el análisis específico para la caracterización de los depósitos, se dispone de 22 perforaciones en las que se realizaron ensayos SPT. Para los depósitos aluviales (Qal) que se tienen en el área de análisis, el número de golpes mínimo es 5, el número de golpes máximo es 57 y el número de golpes promedio es 36. En la Figura 5.1.7.58 se puede visualizar el análisis para las pruebas *in situ* SPT ejecutadas para 22 sondajes realizados en la zona de los depósitos.

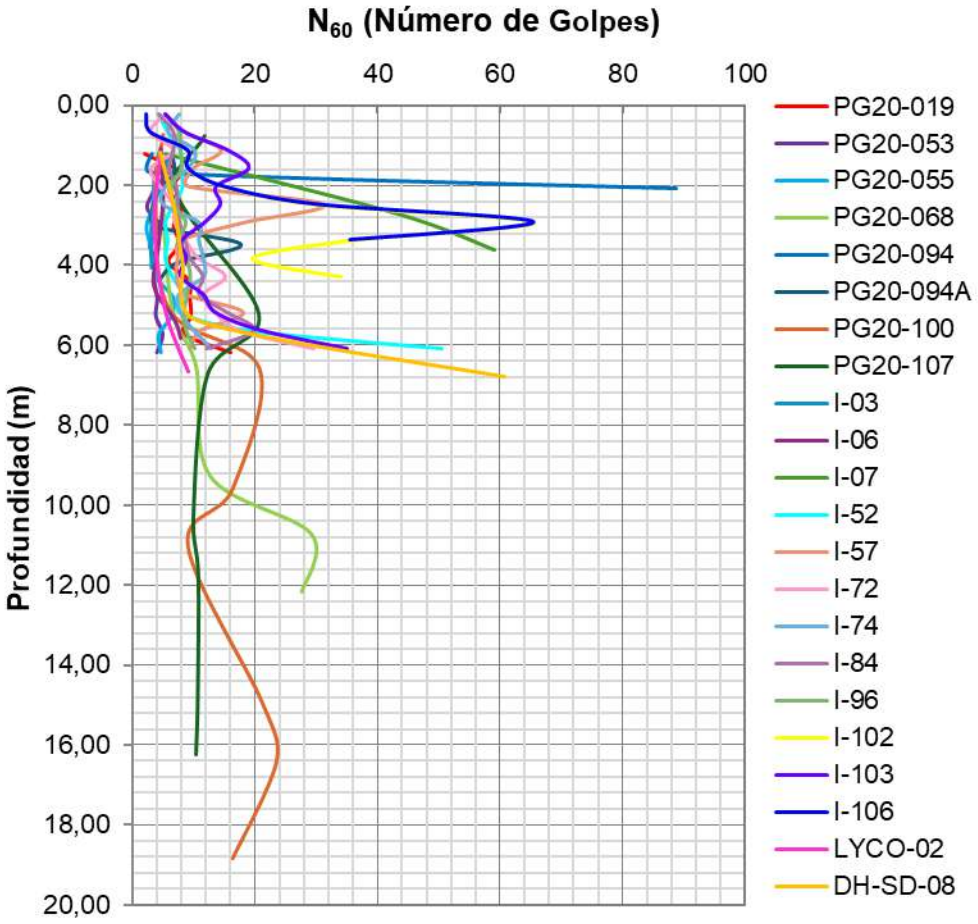


Figura 5.1.7.58 Análisis para las pruebas in situ SPT realizadas en las zonas de los depósitos

Fuente: Integral S.A., 2025.

b. Ensayos geofísicos

Dentro de las treinta y siete (37) líneas ejecutadas en la campaña 2020, se encontraron dos (2) líneas sísmicas realizadas cerca de las áreas donde se emplazarán dos depósitos. La línea SRG20-002 para el Depósito E y la línea SRG20-003 para el Depósito M, cuya localización en planta se presenta en el plano I-P-0010719-ZM-GG-DME-010-R00 y I-P-0010719-ZM-GG-DMM-010-R00. Los resultados del estudio geofísico sugieren una homogeneidad de materiales en el sector donde se desarrolla el proyecto minero. La información general de estas dos (2) líneas geofísicas se resume en la Tabla 5.1.7.87 (Coordenadas Origen Único Nacional - CTM12). De igual forma, en la Tabla 5.1.7.88 se presenta la información de las líneas de refracción con las coordenadas equivalentes en el sistema UTM-Z18N.

Tabla 5.1.7.87 Información general de las dos líneas geofísicas en los depósitos (Coordenadas Origen Único Nacional - CTM12)

ID Línea	Inicio Línea			Final Línea			Longitud (m)
	Este	Norte	Cota (m s.n.m.)	Este	Norte	Cota (m s.n.m.)	
SRG20-002	4790246,81	2277972,38	847,00	4790185,46	2277887,61	854,00	105,00
SRG20-003	4794033,44	2276227,16	843,00	4793930,57	2276264,57	831,00	110,00

Fuente: Inteinsa S.A., (2020)

Tabla 5.1.7.88 Información general de las dos líneas geofísicas en los depósitos (coordenadas equivalentes en el sistema UTM-Z18N)

ID Línea	Inicio Línea			Final Línea			Longitud (m)
	Este	Norte	Cota (m s.n.m.)	Este	Norte	Cota (m s.n.m.)	
SRG20-002	511324,00	719818,00	847,00	511263,00	719733,00	854,00	105,00
SRG20-003	515117,00	718088,00	843,00	515014,00	718125,00	831,00	110,00

Fuente: Inteinsa S.A., (2020)

LEVANTAMIENTO LÍNEA SRG20-002

Ensayos MASW

El consultor (Inteinsa S.A., 2020) interpretó los resultados de la refracción sísmica indicando que existen cuatro capas de suelo, las cuales se describen a continuación:

- Una capa superficial con una velocidad promedio de onda P de 525 m/s y un espesor variable entre 1,0 m y 5,0 m aproximadamente (Horizonte VI).
- Una segunda capa, con una velocidad promedio de onda P 930 m/s y una rigidez media (Horizonte V).
- Una capa intermedia con una velocidad promedio de onda P entre 1.790 m/s y una rigidez de media a alta (Horizonte IV-III).
- Una capa más profunda con una velocidad promedio de propagación de ondas P de 2.770 m/s, correspondiente a roca competente (Horizonte II y I).

LEVANTAMIENTO SRG20-003

Ensayos MASW

El consultor (Inteinsa S.A., 2020) interpretó los resultados de la refracción sísmica sugiriendo que existen como mínimo cuatro capas, las cuales caracterizan a continuación:

- Una capa superficial con una velocidad promedio de onda P de 580 m/s y un espesor variable entre 1,0 m y 2,0 m aproximadamente (Horizonte VI).

- Una segunda capa, con una velocidad promedio de onda P 790 m/s y una rigidez media (Horizonte V).
- Una capa intermedia con una velocidad promedio de onda P entre 1.890 m/s y una rigidez de media a alta (Horizonte IV-III).
- Una capa más profunda con una velocidad promedio de propagación de ondas P de 3.220 m/s, correspondiente a roca competente (Horizonte II y I).

Así, finalmente se reportaron los siguientes valores de V_s 30 y el perfil para diseño sísmico según la norma NSR 10. En la Tabla 5.1.7.89 se indica para cada línea MASW, su correspondiente V_s 30 promedio y de acuerdo con ello, la clasificación del perfil de suelo según la NSR 10. Como se ha observado de manera general en el proyecto, estos perfiles en particular clasifican el terreno como tipo C.

Tabla 5.1.7.89 Clasificación del perfil del suelo según NSR 10

Línea MASW	V_s30 (m/s)	Clasificación del perfil de suelo
SRG20-002	435	C
SRG20-003	553	C

Fuente: Integral S.A., 2025

C. Resultados de laboratorio

a. Ensayos sobre muestras de suelo

A continuación, de la Tabla 5.1.7.90 a la Tabla 5.1.7.95 se presentan los resultados de laboratorio ejecutados sobre muestras de suelo.

Tabla 5.1.7.90 Resumen de resultados de la humedad, límites y clasificación en los suelos de las zonas de depósitos

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Humedad Natural	Límites de Atterberg			Granulometría			Clasificación SUCS	Horizonte
								Gravas	Arena	Finos		
		Desde	Hasta	Wn (%)	LL (%)	LP (%)	IP	(Ret. No. 4)	(No 4 a No 200)	(Pasa No. 200)		
DH-DS-03	M2	0,45	0,70	13	NL	NP	NP	0	71,6	28,4	SM-SC	Horizonte V
DH-DS-03	M3	0,70	1,15	-	26	20	6	3,1	60,2	36,7	SM-SC	Horizonte V
DH-DS-03	M5	1,65	1,83	9	NL	NP	NP	0	81,2	18,8	SM-SC	Horizonte V
DH-DS-03	M6	1,83	2,28	-	NL	NP	NP	0	70,4	29,6	SM-SC	Horizonte V
DH-DS-03	M8	2,78	2,98	15	NL	NP	NP	0,1	69,6	30,3	SM-SC	Horizonte V
DH-DS-03	M9	2,98	3,43	-	23	22	1	0	58,5	41,5	SM	Horizonte V
DH-DS-03	M11	4,43	4,70	-	NL	NP	NP	0,4	73,1	26,5	SM-SC	Horizonte V
DH-SD-08	M2	0,50	0,95	30	52	32	20	0,1	27	72,9	MH	Horizonte VI
DH-SD-08	M8	3,30	3,75	25	33	24	9	0	45,5	54,5	ML	Horizonte VI
DH-SP-06	M3	0,95	1,40	33	45	23	22	0	52,9	47,1	SC	Depósito Aluvial
DH-SP-06	M5	1,90	2,35	36	42	20	22	0,9	50,5	48,6	SC	Depósito Aluvial
DH-SP-06	M6	2,35	2,80	19	42	20	22	25,6	43,1	31,3	SC	Horizonte V
DH-SP-06	M9	3,55	4,00	15	25	20	5	9,5	51,3	39,2	SM-SC	Horizonte V
DH-SP-06	M11	5,00	5,45	18	NL	NP	NP	2,4	55,1	42,5	SM-SC	Horizonte V
DH-SP-06	M13	5,95	6,40	15	23	19	4	0	53,8	46,2	SM-SC	Horizonte V
DH-SP-06	M15	6,90	6,90	15	26	22	4	0	41,5	58,5	ML	Horizonte V
DH-SP-06	M19	8,83	8,94	22	30	24	6	0	58,4	41,6	SM	Horizonte IV
DH-SP-06	M20-1	8,94	9,39	20	27	20	7	0,3	41,2	58,5	ML-CL	Horizonte IV
DH-SP-06	M2	0,50	0,95	37	42	24	18	0	36,7	63,3	CL	Depósito Aluvial

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Humedad Natural	Límites de Atterberg			Granulometría			Clasificación SUCS	Horizonte
								Gravas	Arena	Finos		
		Desde	Hasta	Wn (%)	LL (%)	LP (%)	IP	(Ret. No. 4)	(No 4 a No 200)	(Pasa No. 200)		
GG-AP-01	M1	0,20	1,00	24,45	39	33	6	0	39,11	60,89	ML	Horizonte IV
GG-AP-01	M2	1,00	2,00	25,38	39	33	6	0	42,59	57,41	ML	Horizonte IV
GG-AP-02	M1	0,20	2,00	27,92	48	34	14	0	33,56	66,44	ML	Horizonte VI
GG-PP-01	M1	2,95	3,50	16,56	30	27	3	0,68	51,22	48,1	SM	Horizonte V
GG-PP-02	M2	0,65	1,25	23,98	NL	NP	NP	0	63,23	36,777	SM	Horizonte VI
GG-PP-02	M4	1,70	2,30	23,62	67	35	32	0	44,66	55,34	MH	Horizonte VI
GG-PP-02	M6	3,00	3,36	18,37	NL	NP	NP	0	63,77	36,23	SM	Horizonte V
GG-PP-02	M9	5,50	5,75	21,94	46	33	12	0	55,91	44,09	SM	Horizonte V
I-03	M2	0,60	1,05	42	54	36	18	1,1	23,3	75,6	MH	Depósito aluvial
I-03	M5	2,00	2,45	59	52	35	17	1,7	10,8	87,5	MH	Depósito aluvial
I-03	M8	3,40	3,85	49	57	38	19	1,3	29,8	68,9	MH	Depósito Aluvial
I-03	M9	3,82	4,30	41	52	34	18	5,8	24	70,2	MH	Depósito Aluvial
I-06	M5	1,70	2,15	22	51	30	21	0	43,4	56,6	MH	Horizonte VI
I-06	M9	3,45	3,90	24	49	31	18	0	41,1	58,9	ML	Horizonte VI
I-06	M14	5,60	6,05	22	30	20	10	0,1	71,2	28,7	SC	Horizonte V
I-07	M3	0,95	1,40	34	25	19	6	0	52,3	47,7	SM-SC	Depósito Aluvial
I-07	M6	2,50	2,95	9	NL	NP	NP	51,1	37,7	11,2	GP-GM o GP-GC	Depósito Aluvial

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Humedad Natural	Límites de Atterberg			Granulometría			Clasificación SUCS	Horizonte
								Gravas	Arena	Finos		
		Desde	Hasta	Wn (%)	LL (%)	LP (%)	IP	(Ret. No. 4)	(No 4 a No 200)	(Pasa No. 200)		
I-07	M8	3,45	3,85	11	NL	NP	NP	30,2	58,8	11	SP-SM o SP-SC	Depósito Aluvial
I-102	M2	1,35	1,80	25	37	32	5	0	48,8	51,2	ML	Horizonte VI
I-102	M6	2,25	2,70	17	29	26	3	2,7	23,4	73,9	ML	Horizonte V
I-102	M8	3,15	3,60	11	26	23	3	1,2	36,4	62,4	ML	Horizonte V
I-102	M10	4,05	4,50	8	25	24	1	0	38,8	61,2	ML	Horizonte V
I-103	M2	0,00	0,00	23	47	25	22	14,4	43,3	42,3	SC	Horizonte VI
I-103	M4	1,35	1,80	26	64	30	34	16,3	41,1	42,6	SC	Horizonte VI
I-103	M6	2,25	2,70	30	58	27	31	3,2	44,8	52	CH	Horizonte VI
I-103	M8	3,15	3,60	38	41	33	8	2,6	35,2	62,2	ML	Horizonte V
I-103	M10	4,05	4,50	41	46	37	9	0	43,4	56,6	ML	Horizonte V
I-103	M13	5,40	5,85	27	36	29	7	3,9	52,5	43,6	SM	Horizonte V
I-106	M2	0,45	0,90	16	33	26	7	18,3	50,5	31,2	SM	Horizonte V
I-106	M4	1,35	1,80	20	29	28	1	1,6	52,1	46,3	SM	Horizonte V
I-106	M6	2,25	2,70	15	32	28	4	3,7	60,9	35,4	SM	Horizonte V
I-106	M8	3,15	3,60	17	28	27	1	0	63,7	36,3	SM	Horizonte V
I-118	M7	4,55	5,00	26	36	32	4	0,6	53,3	46,1	SM	Horizonte V
I-118	M14	9,05	9,50	23	38	33	5	0	48,1	51,9	ML	Horizonte V
I-118	M19	12,55	13,00	26	37	29	8	1,3	50,2	48,5	SM	Horizonte V
I-52	M4	1,35	1,80	28	50	36	14	0	46,4	53,6	MH	Horizonte VI
I-52	M6	2,25	2,70	26	45	32	13	0,1	47,6	52,3	ML	Horizonte VI
I-52	M8	3,15	3,60	28	41	31	10	1,1	54,3	44,6	SM	Horizonte V
I-52	M10	4,05	4,50	31	43	31	12	0,1	58,1	41,8	SM	Horizonte V

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Humedad Natural	Límites de Atterberg			Granulometría			Clasificación SUCS	Horizonte
								Gravas	Arena	Finos		
		Desde	Hasta	Wn (%)	LL (%)	LP (%)	IP	(Ret. No. 4)	(No 4 a No 200)	(Pasa No. 200)		
I-52	M12	4,95	5,40	30	32	30	2	0,4	66	33,6	SM	Horizonte V
I-52	M14	5,85	6,30	30	32	30	2	0	60,8	39,2	SM	Horizonte V
I-59	M2	0,45	0,90	26	52	29	23	1,7	74,3	24	SM	Depósito de flujo
I-59	M4	1,35	1,80	26	32	25	7	10,4	80,5	9,1	SW-SM	Depósito de flujo
I-59	M6	2,25	2,70	25	32	25	7	6,9	73	20,1	SM	Depósito de flujo
I-59	M8	3,15	3,60	24	32	27	5	2,2	67,7	30,1	SM	Depósito de flujo
I-59	M10	4,05	4,50	20	33	25	8	1,1	67,3	31,6	SM	Depósito de flujo
I-59	M12	4,50	4,95	22	34	26	8	1,3	66,4	32,3	SM	Depósito de flujo
I-57	M2	0,45	0,90	38	93	39	54	0	27,4	72,6	CH	Depósito de flujo
I-57	M4	1,35	1,80	39	81	42	39	0,1	27,1	72,8	MH	Depósito de flujo
I-57	M6	2,25	2,70	12	NL	NP	NP	19,8	66,2	14	SM-SC (NP)	Horizonte V
I-57	M8	3,15	3,60	26	53	41	12	0,3	64,3	35,4	SM	Horizonte V
I-57	M10	4,05	4,50	26	56	43	13	2,1	62,2	35,7	SM	Horizonte V
I-57	12	4,95	5,40	9	NL	NP	NP	12,4	76,1	11,5	SW-SM ó SW-SC (NP)	Horizonte V
I-72	M2	0,40	0,90	28	57	31	26	0,7	36,7	62,6	MH	Horizonte VI

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Humedad Natural	Límites de Atterberg			Granulometría			Clasificación SUCS	Horizonte
								Gravas	Arena	Finos		
		Desde	Hasta	Wn (%)	LL (%)	LP (%)	IP	(Ret. No. 4)	(No 4 a No 200)	(Pasa No. 200)		
I-72	M4	1,35	1,80	25	42	31	11	0	53,1	46,9	SM	Horizonte VI
I-72	M6	2,25	2,70	23	39	30	9	0	48,4	54,6	ML	Horizonte V
I-72	M8	3,15	3,60	18	38	29	9	0	58,6	41,4	SM	Horizonte V
I-72	M10	4,05	4,50	17	35	28	7	0	58,4	41,6	SM	Horizonte V
I-72	M13	5,40	5,85	13	33	26	7	1	69,1	29,9	SM	Horizonte V
I-74	M2	0,45	0,90	25	58	38	20	0	32,2	67,8	MH	Horizonte VI
I-74	M4	1,35	1,80	26	55	38	17	0	31,6	68,4	MH	Horizonte VI
I-74	M6	2,25	2,70	26	59	37	22	0	30,1	26.9	MH	Horizonte VI
I-74	M8	3,15	3,60	30	69	35	34	0	26,9	73,1	MH	Horizonte VI
I-74	M10	4,05	4,50	18	43	34	9	2,4	52,6	45	SM	Horizonte VI
I-74	M12	4,95	5,40	25	448	36	12	0	48,8	51,2	ML	Horizonte V
I-84	M2	0,45	0,90	33	63	27	36	0	37,1	62,9	CH	Horizonte VI
I-84	M4	1,35	1,80	31	53	27	26	0	40,9	59,1	CH	Horizonte VI
I-84	M6	2,25	2,70	26	39	26	13	0	50,3	49,7	SM	Horizonte V
I-84	M8	3,15	3,60	23	41	29	12	0	49,4	50,6	ML	Horizonte V
I-84	M10	4,05	4,50	21	40	29	11	0	52,6	47,4	SM	Horizonte V
I-84	M12	4,95	5,40	17	36	29	7	0	52	48	SM	Horizonte V
I-96	M2	0,45	0,90	25	42	38	4	0,6	32,8	66,6	ML	Horizonte VI
I-96	M4	1,35	1,80	22	44	40	4	3,3	41,4	55,3	ML	Horizonte VI
I-96	M6	2,25	2,70	22	43	38	5	2,3	40	57,7	ML	Horizonte VI
I-96	M8	3,15	3,60	22	44	40	4	5,5	39,8	54,7	ML	Horizonte VI
I-96	M10	4,05	4,50	25	41	35	6	0	39,4	60,6	ML	Horizonte V
I-96	M12	4,95	5,40	28	42	37	5	0	34,9	65,1	ML	Horizonte V

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Humedad Natural	Límites de Atterberg			Granulometría			Clasificación SUCS	Horizonte
								Gravas	Arena	Finos		
		Desde	Hasta	Wn (%)	LL (%)	LP (%)	IP	(Ret. No. 4)	(No 4 a No 200)	(Pasa No. 200)		
I-96	M14	5,85	6,30	21	43	39	4	0	41,7	58,3	ML	Horizonte V
LYCO-02	M5	1,90	2,35	36	49	43	6	0	24,1	75,9	ML	Horizonte VI
LYCO-02	M8	3,30	3,75	32	51	45	6	0	38,5	61,5	MH	Horizonte V
LYCO-02	M15	6,29	6,75	21	34	25	9	0	28,8	71,2	ML	Horizonte V
PG20-019	M4	2,35	2,80	31,5	51	36	15	0	42	58	MH	Horizonte V
PG20-019	M9	4,60	5,05	25,4	43	31	12	0	41	59	ML	Horizonte V
PG20-053	M-4	2,35	2,80	23,9	45	36	9	3	43	54	ML	Horizonte VI
PG20-053	M-9	4,60	5,05	25,1	42	34	8	0	46	54	ML	Horizonte V
PG20-068	M2	1,95	2,40	21	31	29	2	0	59	41	SM	Horizonte V
PG20-068	M4	4,95	5,30	33,3	40	33	7	0	43	57	ML	Horizonte V
PG20-068	M7	9,05	9,50	17,7	25	23	2	0	60	40	SM	Horizonte V
PG20-068	M9	11,95	12,40	20,2	NL	NP	NP	0	75	25	SM	Horizonte V
PG20-068	M6	7,75	8,05	15,9	33	21	12	0	58	42	SC	Horizonte V
PG20-094A	M-4	2,35	2,80	35,7	63	42	21	0	39	61	MH	Horizonte V
PG20-094A	M-8	4,15	4,60	31,4	54	40	14	0	40	60	MH	Horizonte V
PG20-097	1	1,00	1,45	29,6	59	31	28	0	26	74	MH	Horizonte VI
PG20-097	7	3,70	4,15	23,6	58	32	26	0	51	49	SM	Horizonte V
PG20-097	12	5,50	5,95	19,1	46	32	14	0	50	50	ML	Horizonte V
PG20-100	M2	1,95	2,40	30,5	51	32	19	3	24	73	MH	Horizonte VI
PG20-100	M4	4,90	5,35	35,8	46	33	13	0	44	56	ML	Horizonte VI
PG20-100	M8	10,80	11,25	24,7	38	29	9	0	57	43	SM	Horizonte V
PG20-100	M10	14,70	15,15	27,6	40	27	13	0	43	57	ML	Horizonte V
PG20-100	M12	18,60	19,05	24,6	50	26	24	0	40	60	CH	Horizonte V

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Humedad Natural	Límites de Atterberg			Granulometría			Clasificación SUCS	Horizonte
								Gravas	Arena	Finos		
		Desde	Hasta	Wn (%)	LL (%)	LP (%)	IP	(Ret. No. 4)	(No 4 a No 200)	(Pasa No. 200)		
PG20-107	M2	2,00	2,45	23,9	46	33	13	1	43	56	ML	Horizonte VI
PG20-107	M10	14,50	14,95	25,2	44	31	13	0	37	63	ML	Horizonte IV
PG20-107	M4	5,00	5,45	25,1	42	32	10	0	45	55	ML	Horizonte VI
PG20-107	M6	8,00	8,50	24,7	36	25	11	0	45	55	ML	Horizonte V
PG20-107	M8	11,50	11,95	29,2	43	33	10	0	38	62	ML	Horizonte V
TP-SP-08	M1	1,50	1,60	44	57	40	17	0	11,2	88,8	MH	Horizonte V
TP-SP-09	M1	1,50	1,61	40	58	43	15	0	21	79	MH	Horizonte V
TP-SP-09	M2	1,50	1,90	37	39	31	8	0	26,1	73,9	ML	Horizonte V
TP-20-13	M-01	0,60	0,90	39,9	76	31	45	0	22	78	CH	Depósito Coluvial
TP-20-13	M-02	2,00	3,00	23,5	52	36	16	0	32	68	MH	Depósito Coluvial
TP-20-13	M-04	1,50	2,00	27,2	57	34	23	0	26	74	MH	Depósito Coluvial
TP-20-14	M-01	0,60	0,90	43,5	79	39	40	0	26	74	MH	Depósito Coluvial
TP-20-14	M-02	2,00	3,00	34,1	69	37	32	0	24	76	MH	Depósito Coluvial
TP-20-14	M-04	1,50	2,00	35,8	63	33	30	0	32	68	MH	Depósito Coluvial
PG20-055	M-04	2,35	2,80	33,1	65	36	29	0	33	67	MH	Horizonte VI
PG20-055	M-10	5,05	5,50	28,5	52	34	18	0	52	48	SM	Horizonte V

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.91 Resumen de resultados de peso unitario en los suelos en las zonas de depósitos

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Peso unitario para suelos		Clasificación SUCS	Horizonte
		Desde	Hasta	ɣh (kN/m^3) (Seco)	ɣd (kN/m^3) (Húmedo)		
DH-SD-08	M2	0,50	0,95	14,2	18,6	MH	Horizonte VI
DH-SD-08	M5	1,90	2,35	13,8	17,7	0	Horizonte VI
DH-SD-08	M8	3,30	3,75	15,0	18,7	ML	Horizonte VI
DH-SD-08	M11	4,70	5,15	13,4	17,1	0	Horizonte V
DH-SD-08	M14	6,10	6,55	14,2	17,8	0	Horizonte V
DH-SP-06	M5	1,90	2,35	13,3	18,1	SC	Depósito Aluvial
DH-SP-06	M19	8,83	8,94	15,7	19,1	SM	Horizonte IV
DH-SP-06	M2	0,50	0,95	14,1	18,9	CL	Depósito Aluvial
GG-AP-01	M2	1,00	2,00	13,9	17,7	ML	Horizonte IV
GG-PP-02	M2	0,65	1,25	14,3	17,3	SM	Horizonte VI
I-03	M8	3,40	3,85	11,2	16,2	MH	Depósito Aluvial
I-118	M6	4,10	4,55	18,4	17,5	0	Horizonte V
I-118	M13	8,60	9,05	14,4	17,8	0	Horizonte V
I-118	M18	12,10	12,55	15,4	18,2	0	Horizonte V
LYCO-02	M8	3,30	3,75	13,2	17,3	MH	Horizonte V
PG20-068	M3	3,40	3,85	13,5	15,8	0	Horizonte V
PG20-068	M6	7,75	8,05	14,2	16,5	SC	Horizonte V
PG20-107	M9	12,45	12,95	13,2	16,8	0	Horizonte IV
PG20-107	M6	8,00	8,50	14,3	17,4	ML	Horizonte V
TP-SP-08	M1	1,50	1,60	12,2	17,4	MH	Horizonte V

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.92 Resumen de resultados de cohesión y ángulo de fricción en las zonas de depósitos

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Cohesión y Ángulo de fricción**		Clasificación SUCS	Horizonte
		Desde	Hasta	ϕ (°)	c' (kPa)		
DH-SP-06	M5	1,9	2,35	20,8	24,4	SC	Depósito Aluvial
DH-SP-06	M19	8,83	8,94	43	6,7	SM	Horizonte IV
GG-PP-02	M9	5,5	5,75	37,4	21	SM	Horizonte V
I-03	M8	3,4	3,85	30,4	6,5	MH	Depósito Aluvial
I-118	M6	4,1	4,55	33,5	18,8	-	Horizonte V
I-118	M13	8,6	9,05	26,9	39,8	-	Horizonte V
I-118	M18	12,1	12,55	32,7	18,5	-	Horizonte V
LYCO-02	M8	3,3	3,75	35	23,5	MH	Horizonte V
PG20-068	M3	3,4	3,85	31,3	32,1	-	Horizonte V
PG20-068	M6	7,75	8,05	30	42,1	SC	Horizonte V
PG20-100	M3	3,4	3,85	31,9	30,4	-	Horizonte VI
PG20-100	M9	13,25	13,7	27,6	22,2	-	Horizonte V
PG20-100	M6	8	8,5	29,1	38,3	-	Horizonte V
PG20-107	M9	12,45	12,95	27,5	33,1	-	Horizonte IV
PG20-107	M3	3,5	4	29	24,9	-	Horizonte VI
PG20-107	M6	8	8,5	39,8	11,9	ML	Horizonte V
TP-20-13	M-04	1,5	2	32,7	14,1	MH	Depósito Coluvial
TP-20-14	M-04	1,5	2	28,5	24,7	MH	Depósito Coluvial

** Los valores de cohesión y fricción no fueron reportados por el laboratorio. Integral calculó dichos parámetros a partir de las curvas esfuerzo-deformación suministradas. Las siguientes perforaciones no hicieron parte de las estadísticas procesadas hasta abril de 2025, fecha de inicio de los diseños para la modificación de licencia de Gramalote PG25-003B, PG24-006, PG24-020, PG24-021, PG25-025, PG24-026, PG25-001B, PG25-016, PG25-019B, sin embargo, con la información utilizada hasta dicha fecha, se cuenta con una base de datos robusto para la caracterización del proyecto

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.93 Resumen de resultados de consolidación unidimensional en suelos en las zonas de depósitos

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Prueba				Clasificación SUCS	Horizonte
		Desde	Hasta	Relación de compresión C'c	Índice de recompresión Cr	Carga preconsolidación (kPa)	Índice de vacíos inicial		
DH-SD-08	M5	1,90	2,35	0,13	0,00	83,00	0,93	0,00	Horizonte VI
DH-SD-08	M11	4,70	5,15	0,13	0,00	263,00	1,00	0,00	Horizonte V
DH-SD-08	M14	6,10	6,55	0,11	0,00	124,00	0,85	0,00	Horizonte V
LYCO-02	M5	1,90	2,35	0,14	0,00	239,00	1,13	ML	Horizonte VI

** Los valores del índice de recompresión Cr no fueron reportados por el laboratorio. Integral calculó dichos parámetros, a partir de las curvas presión-relación de vacíos suministradas.
Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.94 Resumen de resultados de compresión inconfinada en suelos en las zonas de depósitos

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Resultados			Clasificación SUCS	Horizonte
		Desde	Hasta	Resistencia máxima Qu suelo (kPa)	Deformación al instante de la falla suelo (%)	Resistencia al corte Su suelo (kPa)		
GG-PP-02	M4	1,70	2,30	343,90	9,00	171,95	MH	Horizonte VI
I-03	M2	0,60	1,05	91,00	10,80	45,40	MH	Depósito aluvial
I-03	M5	2,00	2,45	31,00	18,00	15,70	MH	Depósito aluvial
LYCO-02	M14	6,10	6,45	68,00	4,40	34,10	0	Horizonte V

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.95 Resumen de resultados Gravedad específica para la zona de los depósitos

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Gravedad especifica en suelos	Clasificación SUCS	Horizonte
		Desde	Hasta			
DH-DS-03	M5	1,65	1,83	2,78	SM-SC	Horizonte V
DH-DS-03	M8	2,78	2,98	2,83	SM-SC	Horizonte V
DH-SP-06	M5	1,90	2,35	2,73	SC	Depósito Aluvial
DH-SP-06	M19	8,83	8,94	2,69	SM	Horizonte IV
DH-SP-06	M2	0,50	0,95	2,67	CL	Depósito Aluvial
GG-PP-02	M9	5,50	5,75	2,65	SM	Horizonte V
I-03	M8	3,40	3,85	2,56	MH	Depósito Aluvial
TP-SP-08	M1	1,50	1,60	2,68	MH	Horizonte V

Fuente: Integral S.A., 2025

b. Ensayos sobre muestras de roca

A continuación, de la Tabla 5.1.7.96 a la Tabla 5.1.7.98 se presentan los resultados de laboratorio ejecutados sobre muestras tipo roca.

Tabla 5.1.7.96 Resumen de resultados de peso unitario en roca en las zonas de depósitos

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Peso Unitario		Horizonte
		Desde	Hasta	ɣh (kN/m³) (Húmedo)	ɣd (kN/m³) (Seco)	
DH-DS-03	M23-1	14,20	15,55	27,80	27,78	Horizonte III
DH-SD-08	M30-3	19,35	19,45	27,17	27,15	Horizonte III
DH-SP-06	M21-2	9,80	10,20	27,75	27,74	Horizonte IV
DH-SP-06	M20-1	8,94	9,39	27,71	27,69	Horizonte IV

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.97 Resumen de resultados de compresión inconfinada en roca en las zonas de depósitos

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Compresión simple			Horizonte
		Desde	Hasta	UCS (MPa)	Módulo Elástico (MPa)	Relación de Poisson	
DH-DS-03	M23-2	14,20	15,55	69,7	13,2	-	Horizonte III
DH-SD-08	M30-1	18,60	18,90	62,1	14,7	-	Horizonte III
DH-SP-06	M20-2	9,20	10,80	83,5	17,2	-	Horizonte IV
GG-PP-01	10139905	19,12	19,39	117,0	5,0	-	Horizonte II
GG-PP-01	10139907	20,11	20,26	88,0	5,0	-	Horizonte II
GG-PP-01	10139908	20,26	20,41	77,0	7,0	-	Horizonte II
GG-PP-02	10139909	16,80	16,95	99,0	3,0	-	Horizonte IV
GG-PP-02	10139910	16,95	17,10	81,0	6,0	-	Horizonte IV
GG-PP-02	10139911	17,10	17,40	102,0	9,0	-	Horizonte IV
GG-PP-02	10139912	22,79	22,95	80,0	5,0	-	Horizonte IV
GG-PP-02	10139913	22,95	23,35	105,0	4,0	-	Horizonte IV

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.98 Resumen de resultados de carga puntual en las zonas de depósitos

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Carga Puntual Is 50 (MPa)	Horizonte
		Desde	Hasta		
DH-DS-03	M23-2	14,20	15,55	5,21	6,17
DH-SD-08	M30-2	19,10	19,35	6,23	6,68
DH-SP-06	M21-1	9,50	9,60	1,78	4,75
DH-SP-06	M20-2	9,20	10,80	1,78	4,75

Fuente: Integral S.A., 2025

D. Resultados de las correlaciones con el ensayo SPT

En este numeral se presenta el resumen del análisis de correlaciones con el ensayo SPT desde la Figura 5.1.7.59 a Figura 5.1.7.63, las cuales fueron realizadas siguiendo la metodología indicada en los criterios de diseño de geotecnia (Integral S.A., 2025) documento que se puede consultar en ANEXOS_CARACTERIZACION_GEOTECNIA_PROYECTO_GENERAL_AXO_B.

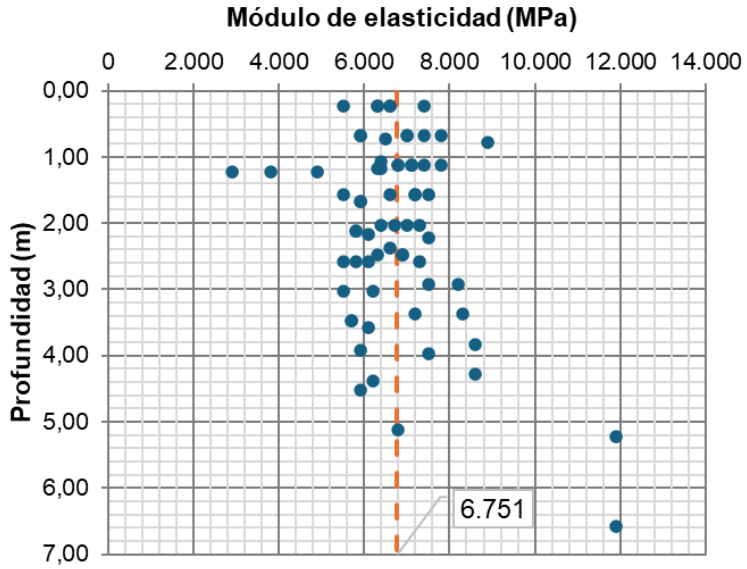


Figura 5.1.7.59 Horizonte VI: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad

Fuente: Integral S.A., 2025

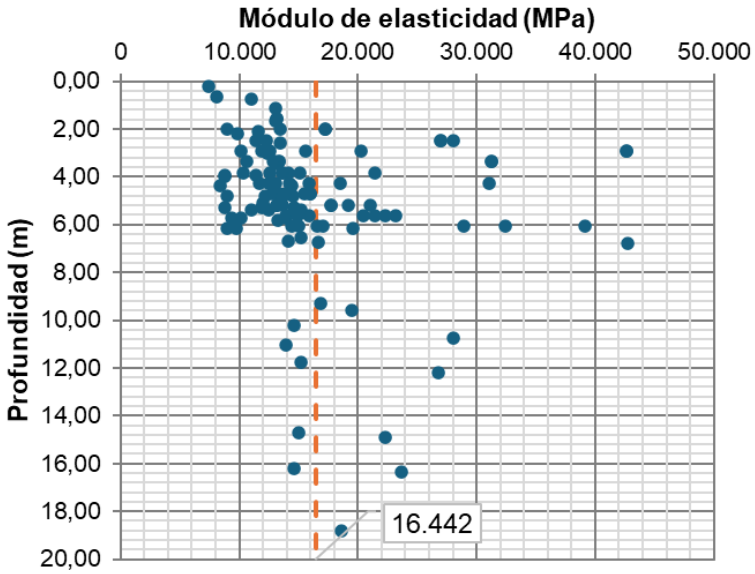


Figura 5.1.7.60 Horizonte V: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad

Fuente: Integral S.A., 2025

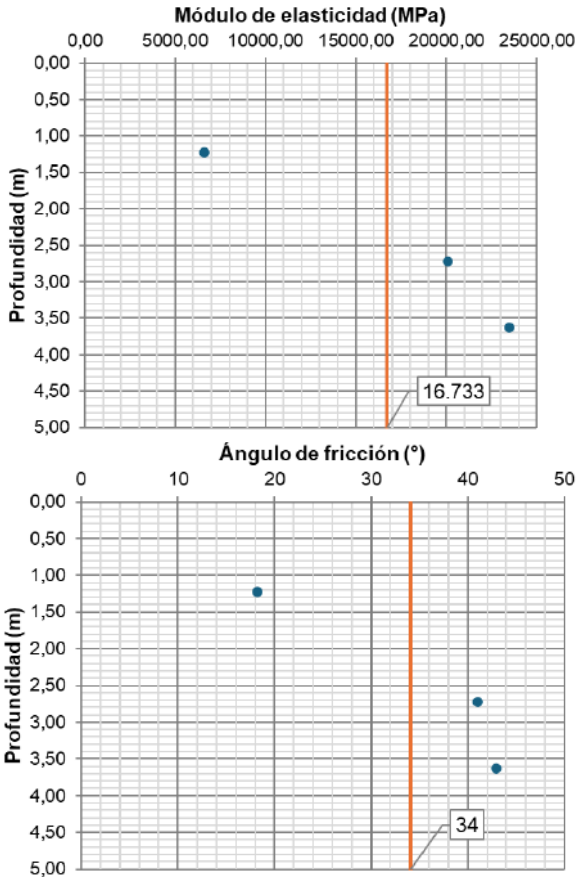


Figura 5.1.7.61 Depósito Aluvial: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); el SPT y el ángulo de fricción (derecha)

Fuente: Integral S.A., 2025

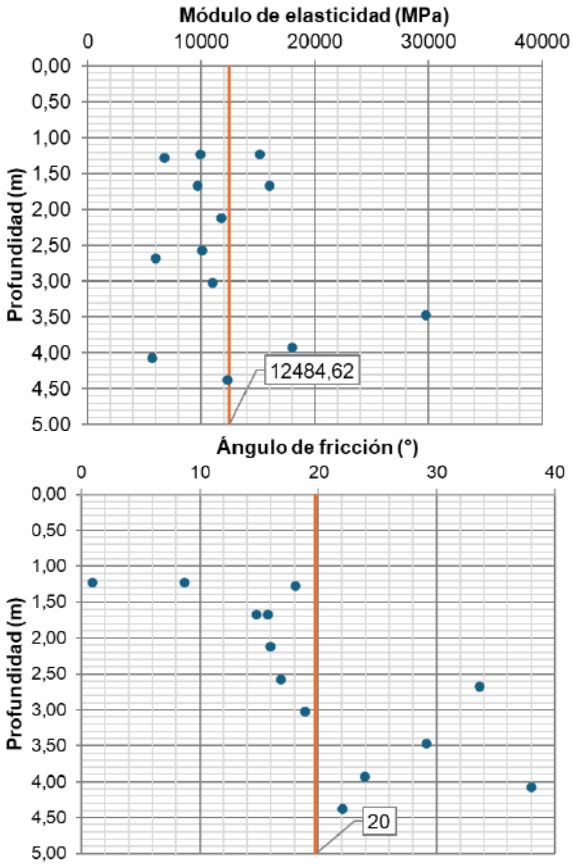


Figura 5.1.7.62 Depósito Coluvial: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); el SPT y el ángulo de fricción (derecha)

Fuente: Integral S.A., 2025

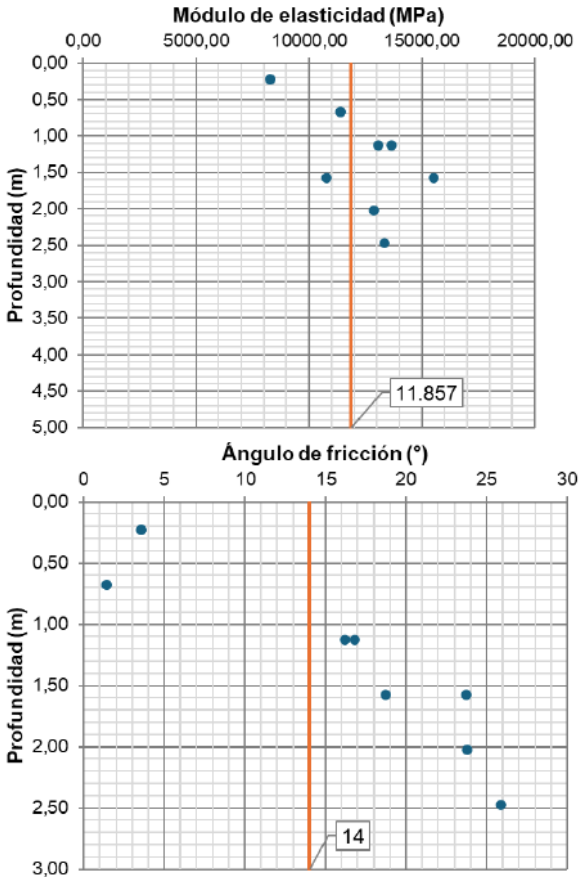


Figura 5.1.7.63 Depósito de Flujo: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); el SPT y el ángulo de fricción (derecha)

Fuente: Integral S.A., 2025

E. Suelos especiales

a. Valoración de suelos expansivos

Se observa en la Figura 5.1.7.64 que la mayoría de los resultados obtenidos para los límites de contracción (LC) se ubican en la zona verde. A pesar de lo anterior, se recomienda implementar medidas de control del agua superficial cercana a las estructuras, en caso de detectarse su presencia durante la construcción, con el fin de mitigar posibles efectos asociados a este fenómeno.

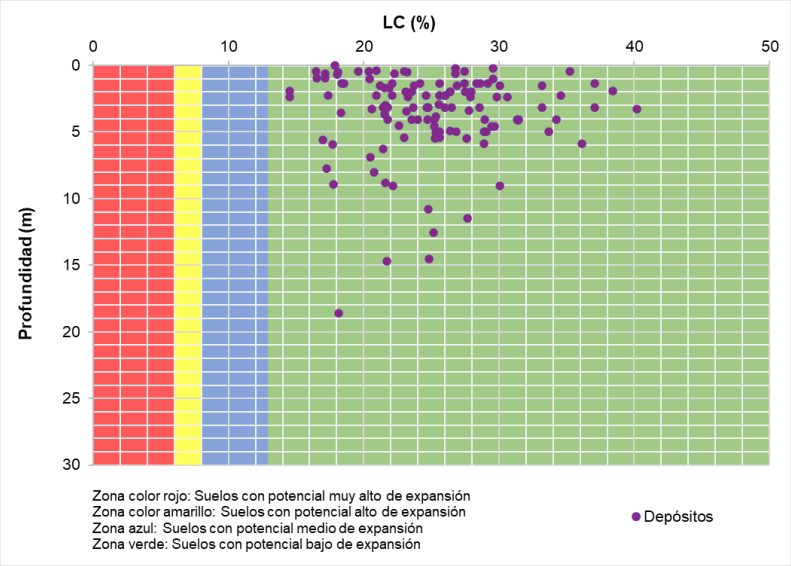


Figura 5.1.7.64 Resultados límites de contracción en los depósitos

Fuente: Integral S.A., 2025

b. Potencial de colapso

En la Figura 5.1.7.65 se muestra que los valores obtenidos se ubican dentro de la zona roja, lo que sugiere un alto potencial de colapso. Dado lo anterior, y considerando los resultados obtenidos, se concluye que existe un riesgo significativo de colapsabilidad. En caso de que durante la fase constructiva se presente la presencia de agua, dicho riesgo podrá ser mitigado mediante la implementación de obras de drenaje, tanto superficial como profundo, especialmente en zonas críticas como taludes y terraplenes. Estas medidas permitirán controlar de manera efectiva los flujos hidráulicos y reducir los efectos adversos asociados a este fenómeno.

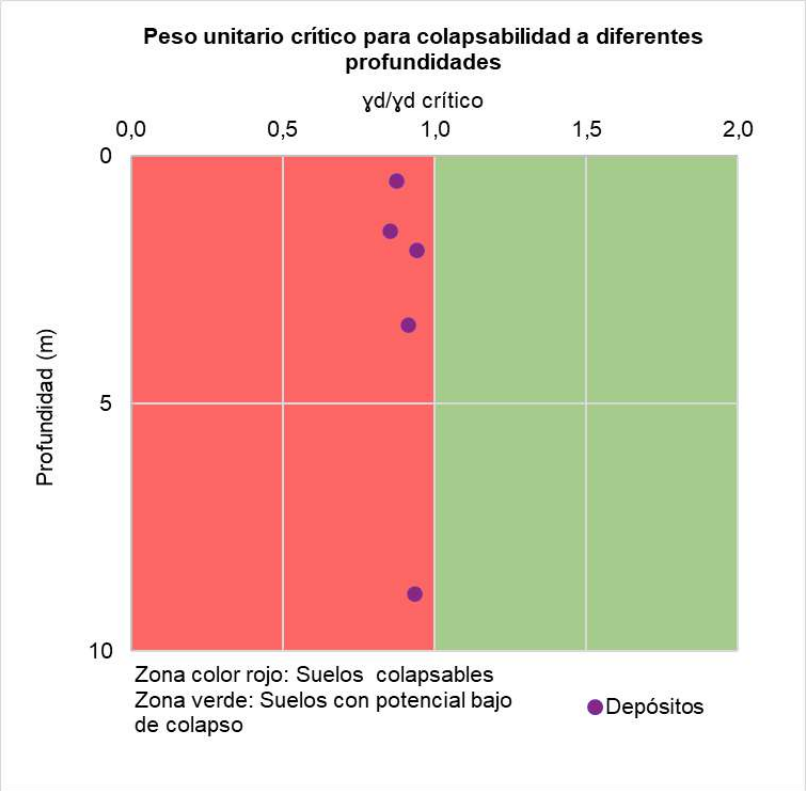


Figura 5.1.7.65 Resultados de colapsibilidad en los depósitos

Fuente: Integral S.A., 2025

c. Potencial de licuación

En la Figura 5.1.7.30 se presenta los datos de laboratorios procesados para los depósitos o ZODME's. En la gráfica se muestra la relación entre el índice de plasticidad IP y la división entre la humedad del suelo (contenido de humedad wc o w) y su límite de plasticidad w/LL, según la metodología de (Bray & Sancio, 2006). En ella se observó:

- Número de muestras susceptibles a la licuación (suelos sueltos con IP <12, y w/LL>0,85= 6
- Número de muestras con mayor resistencia a la licuación (suelos sueltos con 12<IP<18 y w/LL<0,85) = 2
- Número de muestras no susceptibles a la licuación (suelos con IP>18) = 112

Las ocho muestras susceptibles a moderadamente susceptibles corresponden predominante a suelos clasificados como SM de origen aluvial (encontrados a profundidades menores a 2,0 m) o muestras puntuales encontradas hasta 6,0 m del horizonte V. Con una población total de datos de 120, se observa que más del 93% de las muestras no son susceptibles a licuación según este método. Por tanto, la preparación de la fundación de los depósitos incluye la remoción de materiales poco competentes definidos en campo según la inspección geológica geotécnica de las condiciones reales.

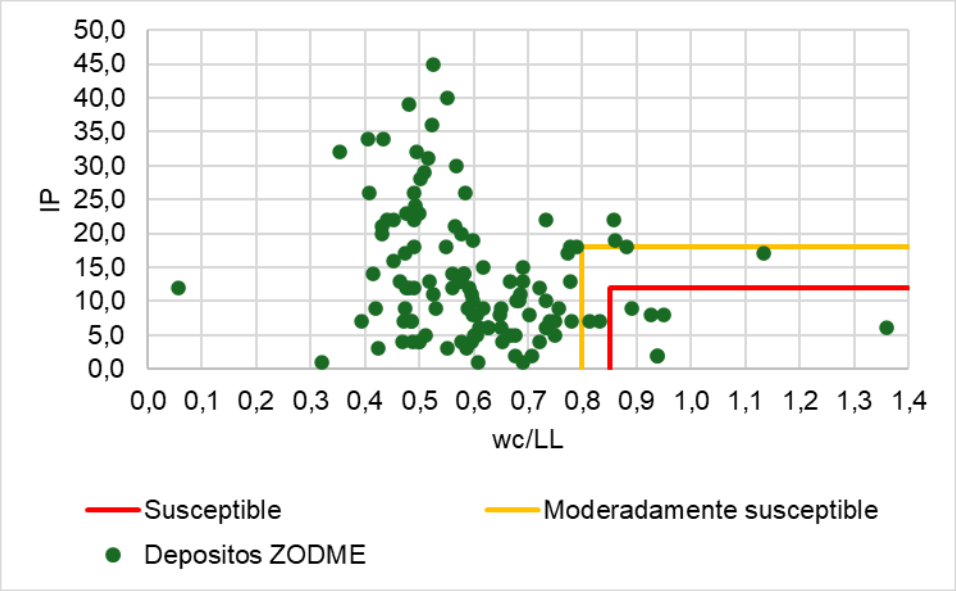


Figura 5.1.7.66 Análisis de licuación o licuefacción de muestras de suelo – Depósitos ZODME's. Método de Bray y Sancio (2006)

Fuente: Integral S.A., 2025

Por otro lado, en la Figura 5.1.7.31 se presenta la relación entre la razón de esfuerzo cíclico (CSR) y los valores corregidos del ensayo SPT por contenido de finos, $(N_1)_{60}cs$, para el sismo de diseño. Este sismo fue definido a partir del estudio de amenaza sísmica, considerando una aceleración máxima en superficie de 0,24 g, correspondiente al PGA para un periodo de retorno de 475 años, según el estudio de (Golder Associates USA Inc, 2022), y a la cual es posible asignarle una magnitud probable de 8,2 aproximadamente. En el gráfico se observa que aproximadamente el 30-40 % de las muestras analizadas podrían ser susceptibles a la licuación, correspondiendo igualmente a materiales más superficiales. En la mayor parte de los sondeos no se registró nivel freático (condiciones secas), por lo cual este se asumió igual a la profundidad final de la perforación. No se observa una susceptibilidad continua, por lo que no se espera que todos los estratos de la fundación se licuen durante el evento sísmico de diseño. Sin embargo, se mantiene la recomendación de realizar una inspección geológica-geotécnica continua en campo durante los trabajos de preparación de la fundación, con el fin de identificar y remover los materiales poco competentes.

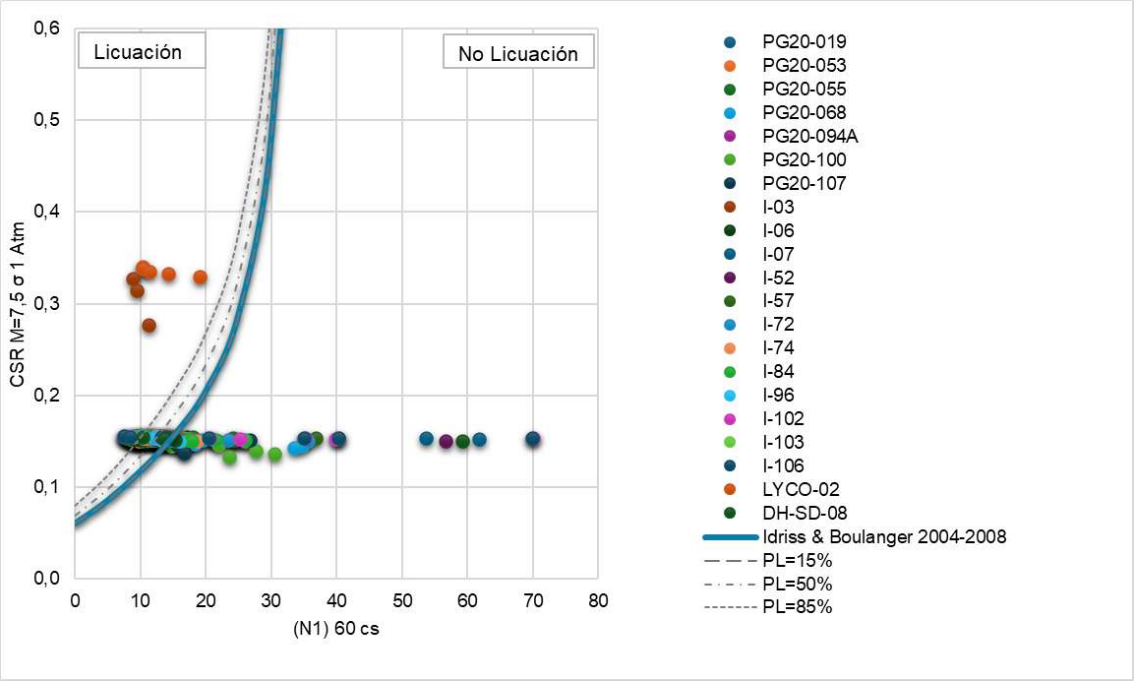


Figura 5.1.7.67 Análisis de licuación o licuefacción de muestras de suelo - Depósitos ZODME's. Método de Idriss y Boulanger (2010-2012) basado en el ensayo SPT

Fuente: Integral S.A., 2025

Finalmente, de acuerdo con los resultados presentados en el numeral de ensayos in situ y ensayos geofísicos, los perfiles de suelo determinados a partir de la velocidad de onda de corte (Vs) corresponden a tipos de suelo C, es decir, suelos densos, con valores de Vs_{30} superiores a 360 m/s.

Es importante anotar que los métodos empleados, tanto el de (Bray & Sancio, 2006) como el de (Boulanger & Idriss, SPT Based Liquefaction Triggering Procedures, 2010), presentan limitaciones asociadas al tipo de suelo para el cual fueron desarrollados, y no permiten evaluar de manera integral el comportamiento de la masa total de la fundación. No obstante, al integrar los resultados de estos métodos con los ensayos geofísicos, los cuales aportan información representativa de la consistencia y rigidez de los suelos in situ, se concluye que el potencial de licuación en la fundación de los depósitos ZODME's es mínimo y localizado, requiriendo de inspección de campo durante la preparación y construcción de la fundación.

En consecuencia, las medidas de mitigación recomendadas consisten en la inspección geológica-geotécnica detallada durante la etapa constructiva, con el objetivo de definir la profundidad efectiva de remoción de los materiales poco competentes. Las recomendaciones de reemplazo en cada depósito han sido detalladas en el Numeral 5.1.7.6.8.

5.1.7.5.6 Depósitos de Estériles y sedimentadores asociados

Para este frente, en el año 2025 se desarrolló una investigación geotécnica en el sector conocido como el Valle El Balsal divida en dos fases. La primera fase consistió en la perforación de sondeos con ensayos in-situ y toma de muestras alteradas y no alteradas (tubos Shelby). En esta fase también se realizó el levantamiento geofísico y geológico para la identificación preliminar de riesgos geológicos. Ambas actividades fueron

realizadas por Inteinsa. La segunda fase consistió en la excavación de calicatas, ensayos de densidad in-situ, toma de muestras alteradas y no alteradas (bloques). En forma general, se realizaron los siguientes trabajos:

- Perforación de sondeos (Por Geodrill)
- Excavación de calicatas (Por Gramalote)
- Levantamiento geofísico (Inteinsa)
- Levamiento geológico (Inteinsa).

En adición a estas actividades, se realizó tres sondeos complementarios en el Valle La Palestina, en el área donde se proyecta construir la presa de arranque para el depósito de colas. Todas las actividades de perforación y excavación de calicatas fueron supervisadas por un representante de Tierra Group y se resumen a continuación.

Para el resto de las obras que componen este frente, es decir, el sector del depósito San Antonio, sedimentador El Banco y San Antonio, Tierra Group también se basó en estudios anteriores tales como para definir la caracterización:

- Knight Piesold, 2012. Gramalote Project Pre-feasibility and Front-End Engineering Design Interim. Geotechnical Investigation Report.
- Golder, 2014. Gramalote FEED Program - Fase 2, Reporte de Análisis de la Pila de Estériles y Pila de Material Sub-marginal;
- Golder, 2017. Gramalote Prefeasibility Design – Waste Rock Facility and Stockpiles Pre-Feasibility Design.
- Golder, 2020. Feasibility Factual Report. Supervision of the Geotechnical Exploration Program of the Gramalote Project - Feasibility Phase.
- Golder, 2021a. Gramalote Feasibility Study – Waste Rock Facility and Stockpiles Geotechnical Design.
- Golder, 2021b. Gramalote Feasibility Study – TMF Geotechnical Design Report.
- Integral, 2021. Informe Final del Estudio Geotécnico del Proyecto Minero Gramalote.

A. Exploración Geológica - Geotécnica

La perforación de sondeos fue realizada por la empresa Geodrill y supervisada por Tierra Group. Geodrill usó un equipo de perforación a rotación (core drilling), permitiendo obtener muestras continuas de núcleos o coronas. Los trabajos de perforación en el Valle El Balsal se realizaron entre el 21 de febrero y 13 de marzo del 2025. En total se realizaron siete (7) sondeos tipo perforació, que se resumen en la Tabla 5.1.7.99. Se ejecutaron también 10 calicatas cuyos datos principales se resumen en la Tabla 5.1.7.100.

Tabla 5.1.7.99 Exploraciones efectuadas en la zona del Valle El Balsal-perforaciones

ID	Coordenadas Origen Único Nacional (CTM12)		Coordenadas Equivalentes en Sistema UTM Z18N		Cota (msnm)	Profundidad (m)	Nivel freático (m)
	Este	Norte	Este	Norte			
TG25-BH-01	4.788.905,03	2.277.197,27	509985,50	719037,70	852,50	15,05	2,50
TG25-BH-02	4.788.811,38	2.277.086,22	509892,30	718926,30	856,90	25,00	3,60
TG25-BH-03	4.788.747,33	2.277.052,37	509828,40	718892,20	858,20	14,20	2,20
TG25-BH-04	4.788.987,03	2.277.015,22	510068,20	718856,00	876,80	13,45	6,15
TG25-BH-05	4.788.662,68	2.276.891,08	509744,40	718730,60	887,40	10,40	ND
TG25-BH-06	4.788.860,42	2.276.866,80	509942,20	718707,10	930,00	21,05	19,00
TG25-BH-07	4.789.121,70	2.277.181,11	510202,20	719022,40	856,30	23,90	10,42

ND: No Detectado
Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.100 Exploraciones efectuadas en la zona del Valle El Balsal-calicatas

ID	Coordenadas Origen Único Nacional (CTM12)		Coordenadas Equivalentes en Sistema UTM Z18N		Cota (msnm)	Profundidad (m)	Nivel freático (m)
	Este	Norte	Este	Norte			
TG25-TP-01	4.788.740,99	2.277.168,62	509821,6	719008,4	-	1,2	ND
TG25-TP-02	4.788.846,93	2.277.172,90	509927,5	719013,1	-	1,5	ND
TG25-TP-05	4.788.672,66	2.277.086,27	509753,6	718925,8	-	1,2	ND
TG25-TP-06	4.789.056,67	2.277.100,26	510137,5	718941,3	-	1,2	ND
TG25-TP-07	4.788.492,61	2.276.853,65	509574,5	718692,5	-	1,2	ND
TG25-TP-08	4.788.393,80	2.276.956,16	509475,3	718794,6	-	1,2	ND
TG25-TP-09	4.788.825,65	2.276.952,75	509907,1	718792,9	-	1,5	ND
TG25-TP-11	4.788.416,38	2.276.749,13	509498,7	718587,7	-	1,6	ND
TG25-TP-12	4.788.592,41	2.276.722,83	509674,8	718562,1	-	1,2	ND
TG25-TP-13	4.788.789,29	2.276.684,95	509871,8	718525	-	1,2	ND

Fuente: Integral S.A., 2025

B. Ensayos in situ

a. Ensayos SPT

Los SPT se realizaron siguiendo las recomendaciones de la Sociedad Americana de Ensayos y Materiales (ASTM D1586). Principalmente se realizaron ensayos en los estratos de suelos superficiales o depósitos cuaternarios, suelo residual y saprolito y a diferentes profundidades. Las muestras de SPT recolectadas se etiquetaron con la identificación del sondeo, la profundidad y la fecha de muestreo.

En la Figura 5.1.7.68 se puede visualizar el análisis para las pruebas *in situ* SPT realizadas para siete (7) sondajes en el sitio denominado como El Balsal.

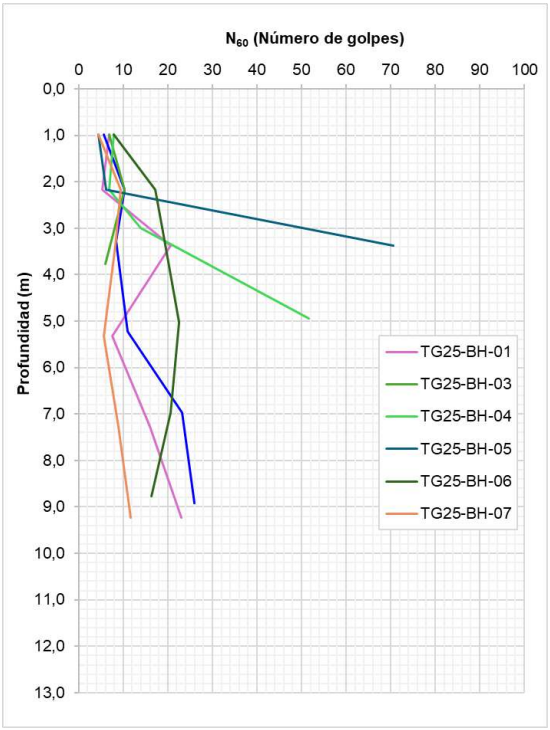


Figura 5.1.7.68 Análisis para las pruebas in situ SPT realizadas para El Balsal.

Fuente: Integral S.A., 2025

b. Ensayos geofísicos

El estudio para el Valle El Balsal consistió en siete (7) ensayos geofísicos tipo Tomografía Eléctrica de Resistividades (TER), doce (12) ensayos de refracción sísmica (RS) y ocho (8) ensayos del tipo análisis multicanal de ondas superficiales (MASW). Se distribuyeron un total de siete líneas geoeléctricas con longitudes que varían entre 125,0 y 210,0 m, diseñadas estratégicamente para cubrir de manera eficiente el área de estudio. Cada línea fue instrumentada con un espaciamiento constante de 5 metros entre electrodos, lo que permitió obtener una resolución adecuada para la caracterización del subsuelo.

La información de geofísica fue utilizada para tener mejor imagen de las potencias y profundidades de los materiales subyacentes en el sitio. La información de geofísica también fue utilizada, junto con los datos de SPT, para realizar una evaluación preliminar del potencial de licuefacción de los suelos que cubren el sitio.

Para el Valle La Palestina, Inteinsa realizó levantamiento geofísico complementario, esto cercano a la zona propuesta para el dique o presa ataguía. Inteinsa ejecuto tres ensayos geofísicos tipo TER, tres ensayos de RS y tres ensayos del tipo MASW. Inteinsa elaboró tres secciones de interpretación.

En general, las longitudes de las líneas fueron definidas en función de la accesibilidad y disposición física del terreno. En este informe se presentan las longitudes realmente ejecutadas.

No para todas las líneas indicadas se efectuaron tanto ensayos de refracción sísmica como ensayos MASW. Por esta razón, se habla del ensayo Línea 2 a Línea 3, y Línea 5 a Línea 6 consistente en la toma de datos para refracción sísmica y ensayo MASW; mientras que para las Líneas 1, Línea 4 y Línea 7, se llevaron a cabo toma de datos solo para ensayos de refracción sísmica. La información general de las líneas geofísicas ejecutadas, se resumen en la Tabla 5.1.7.101(Coordenadas Origen Único Nacional - CTM12) y Tabla 5.1.7.102 (Coordenadas equivalentes en el sistema UTM-Z18N).

Tabla 5.1.7.101 Información general de las líneas geofísicas en la zona del Valle El Balsal (Coordenadas Origen Único Nacional – CTM12)

Ensayo	Inicio Línea			Final Línea			Longitud (m)
	Este	Norte	Cota (m s.n.m.)	Este	Norte	Cota (m s.n.m.)	
Línea 1	4788750,63	2277228,19	897,00	4788844,98	2277058,79	856,00	115
Línea 2-3	4788497,11	2276853,13	961,00	4788798,22	2277122,98	855,00	420
Línea 4	4788799,08	2277085,97	854,00	4788845,62	2276969,77	908,00	115
Línea 5-6	4788860,19	2276858,70	931,00	4789161,48	2277172,55	845,00	420
Línea 7	4788863,50	2277189,73	871,00	4789044,13	2277342,04	848,00	230

Fuente: Modificado de Tierra Group International, Ltd., 2025

Tabla 5.1.7.102 Información general de las líneas geofísicas en la zona del Valle el Balsal (Coordenadas equivalentes en el sistema UTM-Z18N)

Ensayo	Inicio Línea			Final Línea			Longitud (m)
	Este	Norte	Cota (m s.n.m.)	Este	Norte	Cota (m s.n.m.)	
Línea 1	509831,00	719068,00	897,00	509926,00	718899,00	856,00	115
Línea 2-3	509579,00	718692,00	961,00	509879,00	718963,00	855,00	420
Línea 4	509880,00	718926,00	854,00	509927,00	718810,00	908,00	115
Línea 5-6	509942,00	718699,00	931,00	510242,00	719014,00	845,00	420
Línea 7	509944,00	719030,00	871,00	510124,00	719183,00	848,00	230

Fuente: Modificado de Tierra Group International, Ltd., 2025

En términos generales, en los ensayos se logran identificar materiales de mayor saturación con variación en profundidad de acuerdo con cada línea específica, para efectos generales y de acuerdo con los datos de las siete tomografías de resistividades eléctricas, los valores de saturación en los materiales se estiman entre 100,0 Ωm y 75,0 Ωm. Por debajo de estos niveles de menor resistencia, los ensayos permiten identificar zonas de mediana resistividad, las cuales son asociadas a los materiales “in- situ” existentes en la zona oscilando entre 80,0 Ωm y 152,0 Ωm sugiriendo la existencia de materiales parcialmente saturados; hacia la parte más profunda de cada una de las TER,

se puede inferir un aumento considerable debido a los valores encontrados de resistividad eléctrica, los cuales variaron entre 200,0 Ωm y 630,0 Ωm. Finalmente las resistividades asociadas a valores mayores a 900 Ωm , se definen como materiales de mayor densidad propios de la geología de la zona.

La profundidad de exploración alcanzada estuvo condicionada por la disponibilidad del espacio para la disposición de las líneas y las características de los materiales, obteniendo información efectiva entre 25,0 y 42,0 m de profundidad.

Ensayos de Refracción Sísmica

El consultor (Inteinsa S.A., 2020) interpretó los resultados de la refracción sísmica, lo cual se presenta a continuación:

- LRS-1: Los resultados indican que se tiene una distribución de cuatro estratos principales, con velocidades promedio de propagación de ondas P de 330 m/s, 631 m/s, 961 m/s, y 1498 m/s.
- LRS-2 y 3: Las líneas de refracción sísmica 2 y 3 fueron unificadas en un solo trazo prolongado con el fin de optimizar la adquisición de datos y mejorar la continuidad geofísica del perfil. La nueva línea resultante cuenta con una longitud total de 420 metros, permitiendo así una cobertura más amplia y homogénea del subsuelo en el área de estudio. Para alcanzar la longitud final de la nueva línea, se realizaron cuatro tendidos sucesivos de 110 metros cada uno, utilizando en cada caso 24 geófonos espaciados a intervalos equidistantes de 5 metros. Los resultados indican que se tiene una distribución de cuatro estratos principales, con velocidades promedio de propagación de ondas P de 285 m/s, 738 m/s, 1183 m/s, y 1902 m/s,

Ensayos MASW

Se reportaron los siguientes valores de V_s 30 y el perfil para diseño sísmico según la norma NSR 10. En la Tabla 5.1.7.103 se indica para cada línea MASW, su correspondiente V_s 30 promedio y de acuerdo con ello, la clasificación del perfil de suelo según la NSR 10, donde se evidencia que estos perfiles se clasifican como tipo B.

Tabla 5.1.7.103 Clasificación del perfil del suelo según NSR 10

Línea MASW	V_s30 (m/s)	Clasificación del perfil de suelo
MASW 2-3	609	B
MASW 5-6	645	B

Fuente: Modificado de Tierra Group International, Ltd., 2025

C. Resultados de laboratorio

a. Ensayos sobre muestras de suelo

A continuación, de la Tabla 5.1.7.104 a la Tabla 5.1.7.107 se presentan los resultados de laboratorio ejecutados sobre muestras de suelo.

Tabla 5.1.7.104 Resumen de resultados de la humedad, límites y clasificación en los suelos de la zona del Valle El Balsal

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Humedad Natural	Límites de Atterberg (%)			Granulometría (%)			Clasificación USCS	Horizonte
								Gravas	Arenas	Finos		
		Desde	Hasta	Wn (%)	LL	LP	IP	(Ret. No. 4)	(No. 4 a No. 200)	(Pasa No. 200)		
TG25-BH-07	M2	0,75	0,75	41	50	38	12	1	34,6	64	ML	Horizonte VI
TG25-BH-07	M4	1,95	1,95	34	50	37	13	1	35,8	63	ML	Horizonte VI
TG25-BH-07	M7	3,15	3,15	31	42	34	8	0	34,1	46	SM	Horizonte V
TG25-BH-07	M9	5,10	5,10	25	39	37	2	0	59,7	40	SM	Horizonte V
TG25-BH-07	M13	7,05	7,05	17	36	35	1	0	45,6	54	ML	Horizonte V
TG25-BH-07	M15	9,00	9,00	22	40	36	4	10	55,4	35	SM	Horizonte V
TG25-BH-01	M2	0,75	1,20	37	44	34	10	0	43,3	56	ML	Depósito Aluvial
TG25-BH-01	-	2,65	3,15	16	28	25	3	4	72,6	24	SM	Horizonte VI
TG25-BH-01	-	5,95	0,00	18	25	22	3	0	69,4	31	SM	Horizonte VI
TG25-BH-01	M19	9,00	9,50	25	27	23	4	0	87,6	12	SM	Horizonte IV
TG25-BH-02	M2	0,75	1,20	33	45	31	14	1	39,5	59	ML	Horizonte V
TG25-BH-02	M4	1,95	2,40	28	32	25	7	2	59,7	39	SM	Horizonte V
TG25-BH-02	M7	3,05	3,50	16	28	25	3	4	72,6	24	SM	Horizonte V
TG25-BH-02	M10	5,00	5,45	20	37	34	3	0	75,6	24	SM	Horizonte V
TG25-BH-02	M14	6,75	7,20	19	25	22	3	0	69,4	31	SM	Horizonte V

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Humedad Natural	Límites de Atterberg (%)			Granulometría (%)			Clasificación USCS	Horizonte
		Desde	Hasta	Wn (%)	LL	LP	IP	Gravas (Ret. No. 4)	Arenas (No. 4 a No. 200)	Finos (Pasa No. 200)		
TG25-BH-03	M2	0,75	1,20	24	33	31	2	28	66,1	6	SP-SM o SP-SC	Horizonte VI
TG25-BH-03	M4	1,95	2,40	22	23	21	2	16	62,0	22	SM	Horizonte VI
TG25-BH-05	M2	0,75	1,20	29	36	24	12	1	42,8	56	CL	Depósito Aluvial
TG25-BH-05	M4	1,95	2,40	29	51	29	22	0	36,6	63	MH	Depósito Aluvial
TG25-BH-05	M7	3,15	3,30	18	22	20	2	34	55,8	11	SP-SM	Depósito Aluvial
TG25-BH-06	M2	0,75	1,20	17	33	32	1	0	54,4	46	SM	Horizonte V
TG25-BH-06	M4	1,95	2,40	11	42	32	10	0	76,9	23	SM	Horizonte V
TG25-BH-06	M7	2,85	3,30	12	31	29	2	0	72,4	28	SM	Horizonte V
TG25-BH-06	M10	4,80	5,25	10	30	29	1	0	64,1	36	SM	Horizonte V
TG25-BH-06	M14	6,75	7,20	15	26	24	2	4	69,7	27	SM	Horizonte V
TG25-BH-06	M17	8,55	9,00	13	32	28	4	0	71,2	29	SM	Horizonte V
TG25-BH-07	M6	2,65	3,15	31	42	34	8	54	45,9	0	SM	Horizonte V
TG25-BH-07	M11	6,05	6,55	-	36	35	1	0	45,6	54	ML	Horizonte V
TG25-TP-01	M1	0,50	1,20	20	66	35	31	0	54,0	46	SM	Horizonte V
TG25-TP-01	M1	0,50	1,20	-	40	32	8	0	51,0	49	SM	Horizonte V
TG25-TP-02	M2	0,50	1,50	11	34	30	4	0	60,0	40	SM	Horizonte VI
TG25-TP-05	M5	0,50	1,20	24	55	30	25	1	40,0	60	MH	Horizonte V
TG25-TP-06	M6	0,50	1,20	31	81	42	39	1	24,0	76	MH	Horizonte VI
TG25-TP-07	M7	0,50	1,20	21	47	28	19	0	43,0	57	ML	Horizonte V

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Humedad Natural	Límites de Atterberg (%)			Granulometría (%)			Clasificación USCS	Horizonte
		Desde	Hasta	Wn (%)	LL	LP	IP	Gravas (Ret. No. 4)	Arenas (No. 4 a No. 200)	Finos (Pasa No. 200)		
TG25-TP-08	M8	0,50	1,20	12	NL	NP	NP	0	65,0	35	SM	Horizonte V
TG25-TP-09	M9	0,50	1,6	12	NL	NP	NP	0	83,0	17	SM	Horizonte V
TG25-TP-11	M11	0,50	1,20	27	59	28	31	0	38,0	62	CH	Horizonte VI
TG25-TP-12	M12	0,50	1,20	36	72	34	38	1	30,0	69	CH	Horizonte VI
TG25-TP-13	M13	0,50	1,20	21	45	20	25	6	45,0	49	SC	Horizonte VI

Fuente: Modificado de Tierra Group International, Ltd., 2025

Tabla 5.1.7.105 Resumen de resultados de peso unitario en los suelos de la zona de la presa del Valle El Balsal

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Peso unitario para suelos		Clasificación SUCS	Horizonte
		Desde	Hasta	ɣd (kN/m^3) (Seco)	ɣh (kN/m^3) (Húmedo)		
TG25-BH-07	M6	2,65	3,15	13,5	17,8	SM	Horizonte V
TG25-TP-01	M1	0,50	1,20	11,2	13,3	SM	Horizonte V
TG25-TP-02	M2	0,50	1,50	13,7	15,2	SM	Horizonte VI
TG25-TP-05	M5	0,50	1,20	13,6	16,9	MH	Horizonte V
TG25-TP-06	M6	0,50	1,20	12,2	15,9	MH	Horizonte VI
TG25-TP-07	M7	0,50	1,20	14,9	18,1	ML	Horizonte V
TG25-TP-08	M8	0,50	1,20	10,6	11,8	SM	Horizonte V
TG25-TP-09	M9	0,50	1,6	13,3	15,0	SM	Horizonte V
TG25-TP-11	M11	0,50	1,20	13,6	17,3	CH	Horizonte VI
TG25-TP-12	M12	0,50	1,20	12,2	16,6	CH	Horizonte VI
TG25-TP-13	M13	0,50	1,20	14,9	18,1	SC	Horizonte VI

Fuente: Modificado de Tierra Group International, Ltd., 2025

Tabla 5.1.7.106 Resumen de resultados cohesión y ángulo de fricción para la zona de la presa del Valle El Balsal

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Cohesión y Ángulo de fricción- Ensayos triaxiales CU		Clasificación SUCS	Horizonte
		Desde	Hasta	c' (kPa)	ϕ (°)		
TG25-BH-07	M6	2,65	3,15	9,00	29,00	SM	Horizonte V
TG25-TP-07	M7	0,50	1,20	5,00	33,00	ML	Horizonte V
TG25-TP-08	M8	0,50	1,20	5,00	34,00	SM	Horizonte V
TG25-TP-09	M9	0,50	1,60	5,00	30,00	SM	Horizonte V
TG25-TP-11	M11	0,50	1,20	5,00	32,00	CH	Horizonte VI
TG25-TP-12	M12	0,50	1,20	10,00	31,00	CH	Horizonte VI

Fuente: Modificado de Tierra Group International, Ltd., 2025

Tabla 5.1.7.107 Resumen de resultados gravedad específica para la zona del Valle El Balsal

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Resultados gravedad especifica en suelos	Clasificación USCS	Horizonte
		Desde	Hasta			
TG25-BH-07	M6	2,65	3,15	2,70	SM	Horizonte V
TG25-TP-01	M1	0,50	1,20	2,69	SM	Horizonte V
TG25-TP-01	M1	0,50	1,20	2,66	SM	Horizonte V
TG25-TP-02	M2	0,50	1,50	2,68	SM	Horizonte VI
TG25-TP-05	M5	0,50	1,20	2,68	MH	Horizonte V
TG25-TP-06	M6	0,50	1,20	2,65	MH	Horizonte VI
TG25-TP-07	M7	0,50	1,20	2,68	ML	Horizonte V
TG25-TP-08	M8	0,50	1,20	2,69	SM	Horizonte V
TG25-TP-09	M9	0,50	1,60	2,69	SM	Horizonte V
TG25-TP-11	M11	0,50	1,20	2,66	CH	Horizonte VI
TG25-TP-12	M12	0,50	1,20	2,71	CH	Horizonte VI
TG25-TP-13	M13	0,50	1,20	2,77	SC	Horizonte VI

Fuente: Modificado de Tierra Group International, Ltd., 2025

b. Ensayos sobre muestras de roca

A continuación, en la Tabla 5.1.7.108 y Tabla 5.1.7.109 se presentan los resultados de laboratorio ejecutados sobre muestras tipo roca.

Tabla 5.1.7.108 Resumen de resultados de peso unitario en roca para la zona del Valle El Balsal

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Peso Unitario		Horizonte
		Desde	Hasta	ɣh (kN/m^3) (Húmedo)	ɣd (kN/m^3) (Seco)	
TG25-BH-01	M21	10,27	10,39	26,27	26,14	Horizonte III
TG25-BH-01	M21	10,39	10,50	26,33	26,20	Horizonte III
TG25-BH-01	M21	10,51	10,63	26,36	26,23	Horizonte III
TG25-BH-01	M22	11,74	11,86	26,38	26,25	Horizonte III
TG25-BH-01	M28	14,95	15,04	26,30	26,17	Horizonte III
TG25-BH-02	M-33	22,28	22,40	26,24	26,11	Horizonte II
TG25-BH-02	M-33	22,40	22,51	26,37	26,24	Horizonte II
TG25-BH-02	M-33	22,52	22,63	26,36	26,23	Horizonte II
TG25-BH-02	M34-2	24,17	24,27	26,34	26,23	Horizonte II
TG25-BH-05	M14-1	8,95	9,07	26,40	26,29	Horizonte III
TG25-BH-07	M31-1	23,10	23,21	26,32	26,19	Horizonte II
TG25-BH-07	M31-1	23,22	23,33	26,30	26,17	Horizonte II
TG25-BH-07	M31-1	23,33	23,44	26,27	26,14	Horizonte II

Fuente: Modificado de Tierra Group International, Ltd., 2025

Tabla 5.1.7.109 Resumen de resultados resistencia a la compresión simple y módulos (elasticidad y Poisson) para la zona de la presa del Valle El Balsal

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		Compresión simple			Horizonte
		Desde	Hasta	Resistencia a la compresión simple (MPa)	Módulo Elástico (MPa)	Relación de Poisson	
TG25-BH-01	M22	11,74	11,86	120,9	35,1	0,20	Horizonte III
TG25-BH-01	M28	14,95	15,04	105,5	29,4	0,20	Horizonte III
TG25-BH-02	M34-2	24,17	24,27	147,7	42,5	0,10	Horizonte II
TG25-BH-05	M14-1	8,95	9,07	150,7	61,8	0,20	Horizonte III
TG25-BH-07	M31-2	23,45	23,56	133,4	44,7	0,20	Horizonte II

Fuente: Modificado de Tierra Group International, Ltd., 2025

D. Resultados de las correlaciones con el ensayo SPT

En este numeral se presenta el resumen del análisis de correlaciones (del módulo de elasticidad y ángulo de fricción) con el ensayo SPT desde la Figura 5.1.7.69 a la Figura 5.1.7.71, las cuales fueron realizadas siguiendo la metodología indicada en los criterios de

diseño de geotecnia (Integral S.A., 2025) documento que se puede consultar en ANEXOS_CARACTERIZACION_GEOTECNIA_PROYECTO_GENERAL_AXO_B.

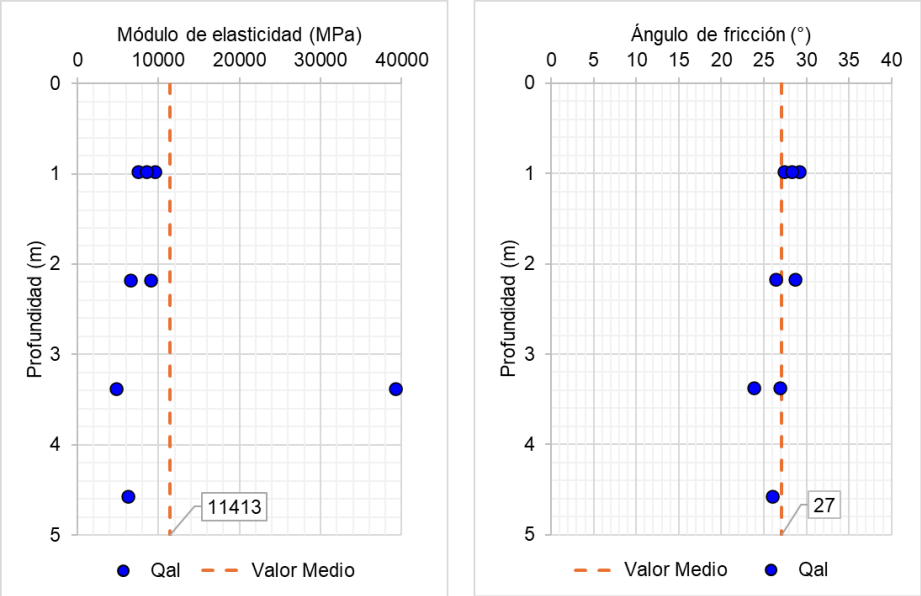


Figura 5.1.7.69 Depósito Aluvial: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); SPT y el ángulo de fricción (derecha)

Fuente: Integral S.A., 2025

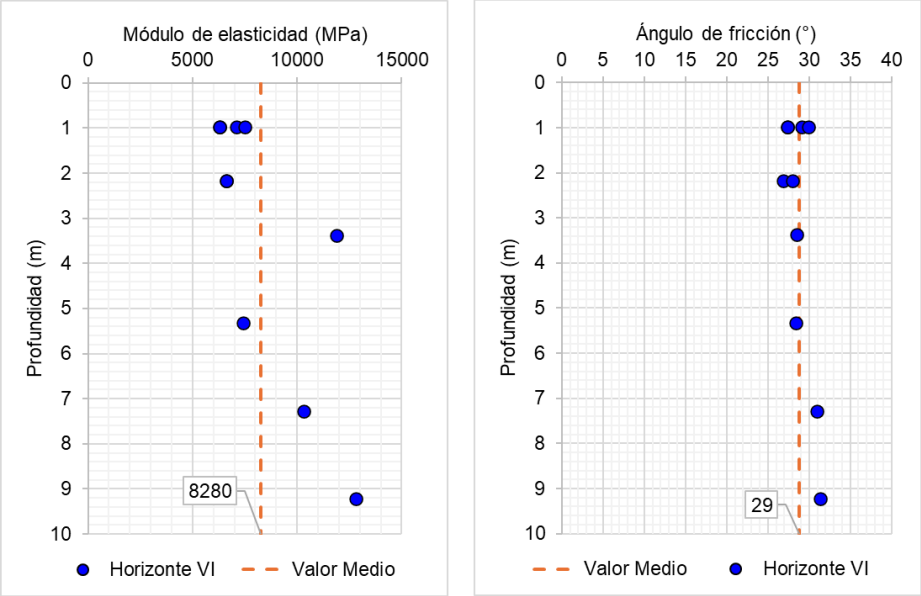


Figura 5.1.7.70 Horizonte VI: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); SPT y el ángulo de fricción (derecha)

Fuente: Integral S.A., 2025

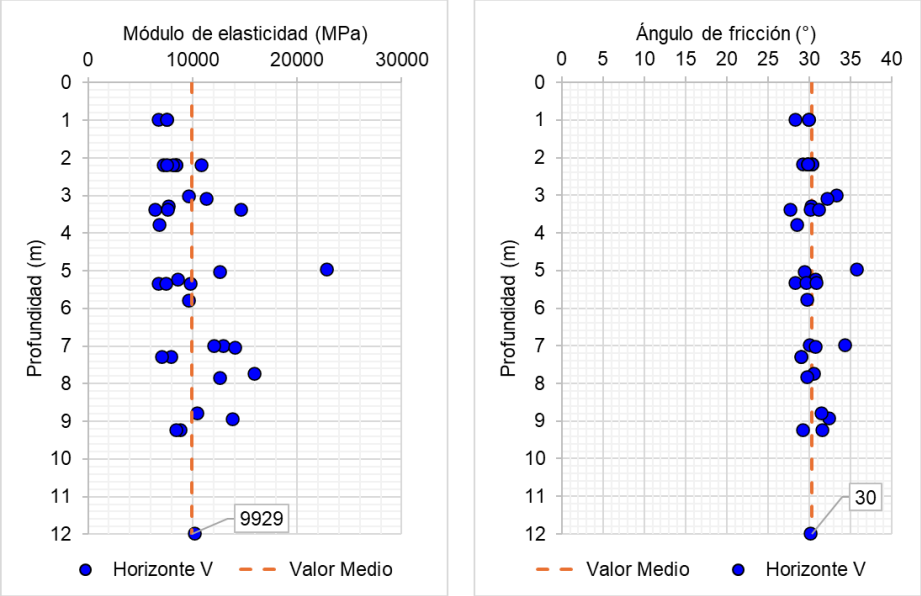


Figura 5.1.7.71 Horizonte V: Análisis de las correlaciones entre el SPT y el módulo de elasticidad (izquierda); SPT y el ángulo de fricción (derecha)

Fuente: Integral S.A., 2025

E. Suelos especiales

a. Valoración de suelos expansivos

En la Figura 5.1.7.72 se observa que los resultados obtenidos para los límites de contracción (LC), se ubican en la zona verde con potencial bajo de expansión. Sin embargo, se debe hacer control del agua superficial aledaña a las estructuras en caso de detectar presencia de esta durante la construcción, con el fin de controlar este tipo de fenómenos.

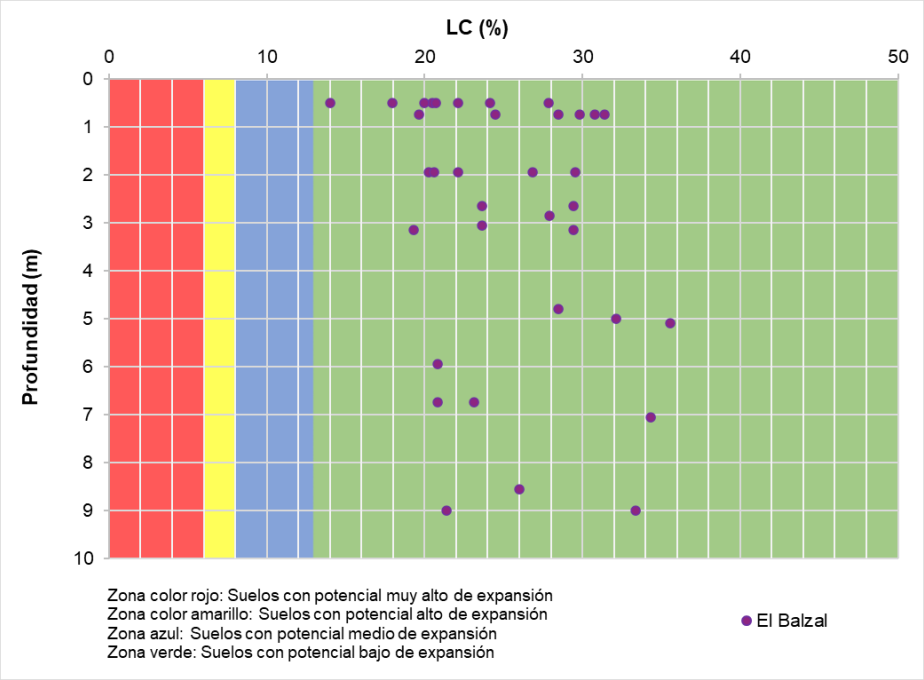


Figura 5.1.7.72 Resultados límites de contracción zona del Valle El Balsal

Fuente: Integral S.A., 2025

b. Potencial de colapso

En la Figura 5.1.7.73 se puede observar que el 94% de los resultados de peso obtenidos en la zona del Valle El Balsal se encuentran en la zona roja sugiriendo también potencial de colapso. En consecuencia, si durante la fase constructiva se llegara a presentar presencia de agua, el riesgo asociado podrá ser mitigado mediante la implementación de obras de drenaje superficial y profundo, especialmente en sectores de taludes y terraplenes, con el fin de controlar de manera efectiva los flujos hidráulicos.

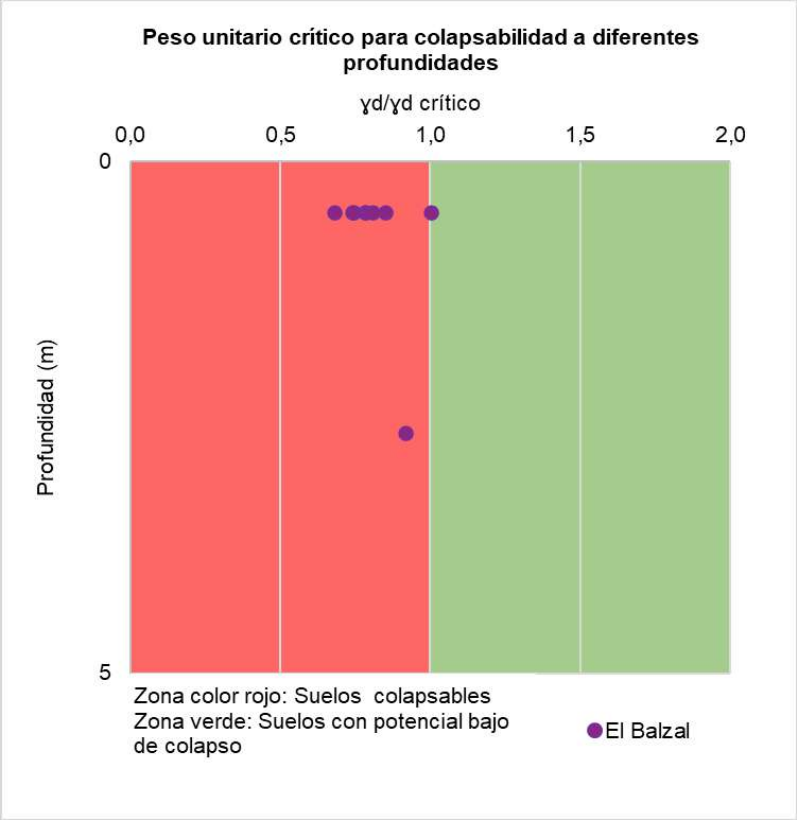


Figura 5.1.7.73 Resultados de colapsibilidad-Sector El Balsal

Fuente: Integral S.A., 2025

c. Potencial de licuación

Tierra Group procesó la información obtenida durante la investigación geotécnica para el sitio propuesto para el Depósito El Balsal. La campaña de investigación incluyó levantamiento geofísico, perforaciones de sondeos, excavación de calicatas, pruebas in situ, recolección de muestras y ensayos de laboratorio.

La propensión a licuefacción de los suelos residuales y saprolito de la fundación fueron analizados a través de la metodología de (Bray & Sancio, 2006). Donde se contemplan los siguientes determinantes:

- Muestras susceptibles a la licuación (suelos sueltos con IP <12, y w/LL>0,85).
- Muestras con mayor resistencia a la licuación (suelos sueltos con 12<IP<18 y w/LL<0,85).
- Muestras no susceptibles a la licuación (suelos con IP>18).

Teniendo en cuenta lo anterior, Tierra Group procesó la información obtenida en laboratorio de las muestras de las perforaciones y calicatas para el suelo residual y saprolito como se muestra en la Figura 5.1.7.74 y Figura 5.1.7.75, respectivamente.

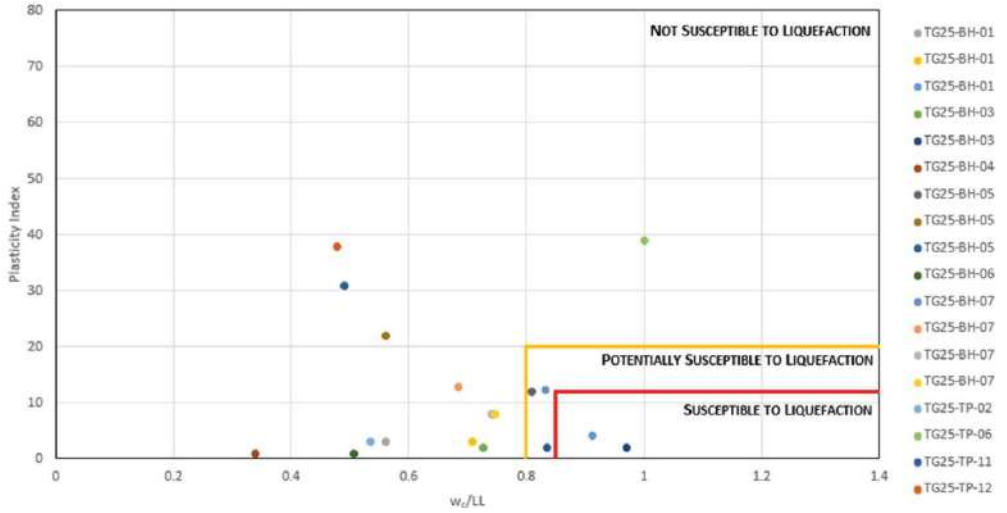


Figura 5.1.7.74 Análisis de licuación o licuefacción de muestras de suelo residual – El Balsal. Método de Bray y Sancio (2006)

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2025

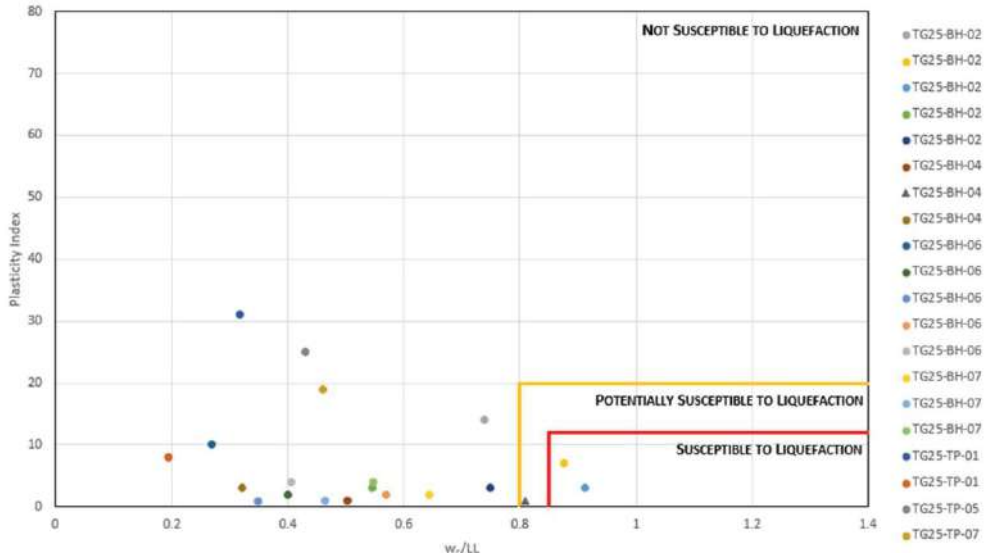


Figura 5.1.7.75 Análisis de licuación o licuefacción de muestras de saprolito – El Balsal. Método de Bray y Sancio (2006)

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2025

Los resultados indican que cinco (5) de un total de dieciocho (18) muestras de suelo residual son susceptibles o potencialmente susceptibles a licuefacción de acuerdo con sus propiedades índice. La mayoría de estas muestras se encuentran a una profundidad menor de 3 metros. En el caso del saprolito, los resultados indican que solo tres (3) de un total de veinte (20) muestras son susceptibles o potencialmente susceptibles a la licuefacción. La mayoría de estas muestras se encuentran a una profundidad entre los primeros 2 y 3 m.

Por otro lado, la Figura 5.1.7.76 muestra la relación entre el Cyclic Stress Ratio (CSR) y los datos corregidos de SPT $(N_1)_{60}$ para un sismo de magnitud 8,2, un PGA de 0,238g asociado al OBE (periodo de retorno de 475 años). A la derecha se encuentran suelos más densos no licuables, mientras que, a la izquierda, suelos más blandos con posibilidad de licuefacción, Los gráficos indican que los suelos de la fundación (suelo residual y saprolito) se encuentran predominantemente en la zona no licuable. Nueve (9) muestras de un total de treinta y tres (33) presentaron susceptibilidad a licuefacción dinámica, las cuales se encontraron mayormente en los primeros 5 m de profundidad.

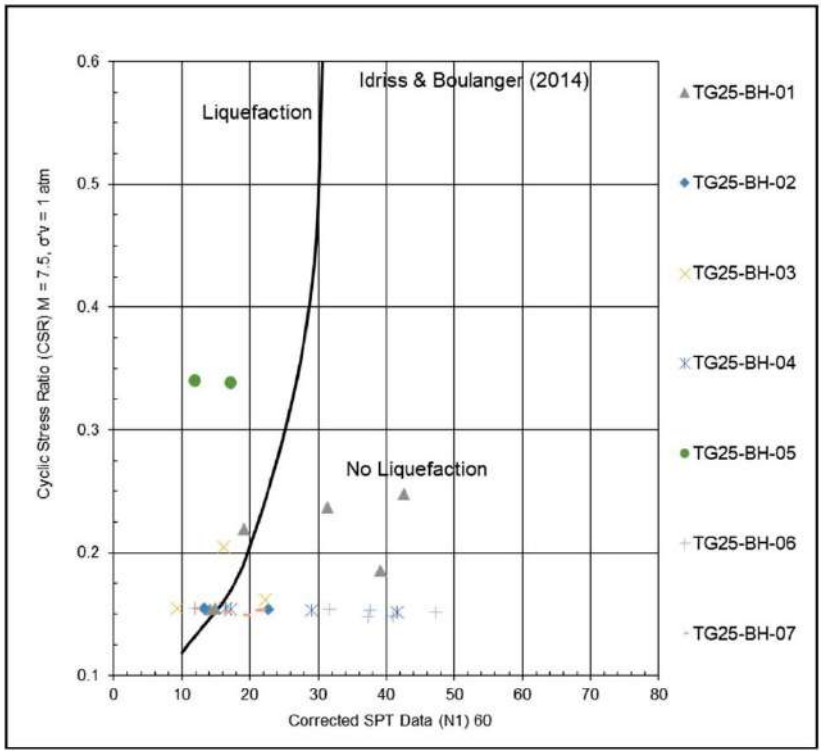


Figura 5.1.7.76 Análisis de licuación o licuefacción de muestras de suelo – Depósito El Balsal. Método de Idriss y Boulanger (2010-2012) basado en el ensayo SPT

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2025

Finalmente, con la información geofísica obtenida durante la investigación geotécnica en el Depósito El Balsal realizada por Tierra Group en el año 2025 para estimar las velocidades de onda de corte promedio en los suelos de la fundación, los primeros 10 metros de la fundación tienen valores de velocidades de onda de corte aproximadamente entre 250 y 500 metros por segundo (m/s). De acuerdo con (Robertson, 2015),valores de Vs mayores a 250 m/s se encontrarían en la zona de no susceptibilidad a licuefacción.

Los resultados de los análisis de licuefacción mediante la metodología de (Bray & Sancio, 2006) y (Boulanger & Idriss, Probabilistic Standard Penetration Test-Based Liquefaction-Triggering Procedure, 2012), indican que dentro de los suelos residuales y saprolitos, algunos estratos podrían ser propensos a licuefacción, pero no son continuos, lo que

significa que no se espera que todos los estratos se licuen durante un evento sísmico, sugiriendo una baja probabilidad de licuefacción.

F Caracterización geotécnica.

a. Fundación

Las características geotecnias de la fundación, tanto para San Antonio como para el Balzal, tienen bastante similitudes en cuanto, a la geología, tipos de depósitos y características físicas. Estudios anteriores para el área de San Antonio y Palestina (Golder, 2017 y 2021a), clasificaron los materiales de la fundación en unidades geotécnicas. Tierra Group/BBA revisó esta clasificación, concluyendo que era adecuado y la adoptó para el presente estudio. Las unidades geotécnicas se resumen a continuación:

Aluvión (HGU-01): Los depósitos aluviales se forman por la deposición de sedimentos, por lo general suelos finos, que han sido transportados por el agua, principalmente de ríos y lluvias intensas que fueron modificando los clastos del macizo rocosos, trasladando y depositándolas en las zonas bajas de las quebradas;

Suelo Residual (HGU-02): Suelo residual existente como una capa cubriendo la mayor parte del proyecto. Los materiales residuales se originaron a partir de la meteorización continua de la roca madre y el saprolito, lo que da lugar a depósitos compuestos predominantemente por finos;

Saprolito (Extremadamente Meteorizado – Fino) (HGU-03): Saprolito extremadamente meteorizado. Es el producto final de la meteorización de la roca madre ígnea del Batolito Antioqueño, donde todos los minerales formadores de finos han sido completamente meteorizados. Los metros superiores del saprolito incluyen un suelo de grano más fino que se asemeja a la capa residual sobrepuesta, pero presenta algunas pequeñas estructuras reliquias y manchas;

Saprolito (Moderadamente Meteorizado – Grueso) (HGU-04): Saprolito producto de meteorización en la etapa intermedia, donde la estructura cristalina de la roca madre se ha desintegrado, pero los minerales formadores de arcilla solo están parcial o mínimamente descompuestos. El saprolito hace la transición a una unidad más arenosa con estructuras reliquias claras y partículas gruesas;

Transición (Roca Altamente Meteorizada) (HGU-05): La zona de transición, que es el producto de meteorización en la etapa temprana del saprolito, en la que se puede observar oxidación, especialmente en las caras de fractura, pero la resistencia de la roca sigue siendo alta. Está compuesta predominantemente por partículas granulares (arenas y arenas gravas), típicamente con un contenido de finos comparativamente bajo. Algunas zonas han experimentado más meteorización que en otras áreas. Las porciones más meteorizadas son similares al saprolito de grano grueso descrita anteriormente. Este horizonte consiste en una mezcla entre la matriz del suelo y bloques o rocas grandes;

Lecho Rocoso (Moderadamente Meteorizado) (HGU-06): Lecho rocoso con un grado de meteorización moderado y un mayor grado de fracturamiento; y

Lecho Rocoso (Levemente Meteorizado) (HGU-07): Lecho rocoso con un grado de meteorización leve a nulo y un menor grado de fracturamiento.

b. Caracterización Geotécnica de los Rellenos de los Depósitos (Estéril y Mineral)

Para el Depósito San Antonio, de acuerdo con la información suministrada por Gramalote, se espera que el material de roca estéril extraído del Tajo Gramalote sea competente, a excepción de los óxidos. Con base en esta información, Tierra Group/BBA adoptó la función de resistencia al corte/normal del cuartil inferior (calidad baja-promedio) recomendada por Hawley y Cunning (2017) para modelar el material que será depositado en San Antonio.

Para el Depósito el Balzal, asumiendo que el mineral consistirá mayormente en roca fresca, Tierra Group adoptó la función de resistencia al corte/normal del cuartil superior (calidad promedio-alta)

Figura 5.1.7.77 muestra la resistencia al corte utilizando funciones no lineales de resistencia al corte para relleno de diferentes calidades, según lo recomendado por Hawley y Cunning (2017).

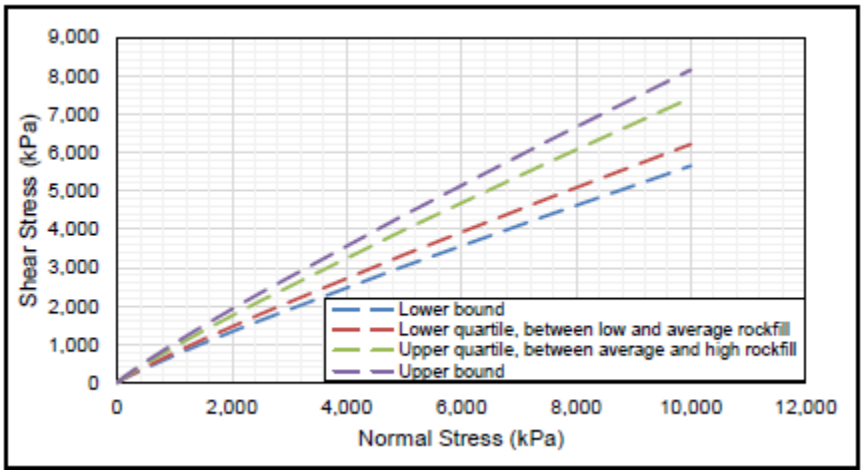


Figura 5.1.7.77 Funciones de resistencia al corte/normal de relleno de roca (Hawley y Cunning, 2017)

Fuente: Tomado de Tierra Group International, Ltda, 2026.

Las suposiciones adoptadas por Tierra Group/BBA para modelar los materiales de estéril y mineral debe ser confirmados una vez que estos materiales estén disponibles durante la operación.

5.1.7.5.7 Tajo Abierto

A. Caracterización geotécnica del Macizo Rocoso

a. Data geotécnica

La base de datos geotécnica disponible en el Proyecto Gramalote incluye un total de 36.264,7 m de núcleos de perforación (Gramalote_Data analysis_data de GeotAgg.xlsx archivo) distribuidos en las áreas detalladas en la Tabla 5.1.7.110, Figura 5.1.7.78, y Figura

5.1.7.79. Hay 19.165 metros de explotación geotécnica de núcleos en la zona de la mina de Gramalote, que es el foco de esta revisión técnica.

Tabla 5.1.7.110 Total de metros de información goetécnico disponible

Area	Total m
Gramalote	18,595.4
Gramalote East	300.0
Gramalote North	270.0
Satellite	2,323.1
Excluded	5,388.8
No data	9,387.5

Source: Gramalote_Data analysis_data from GeotAgg.xlsx

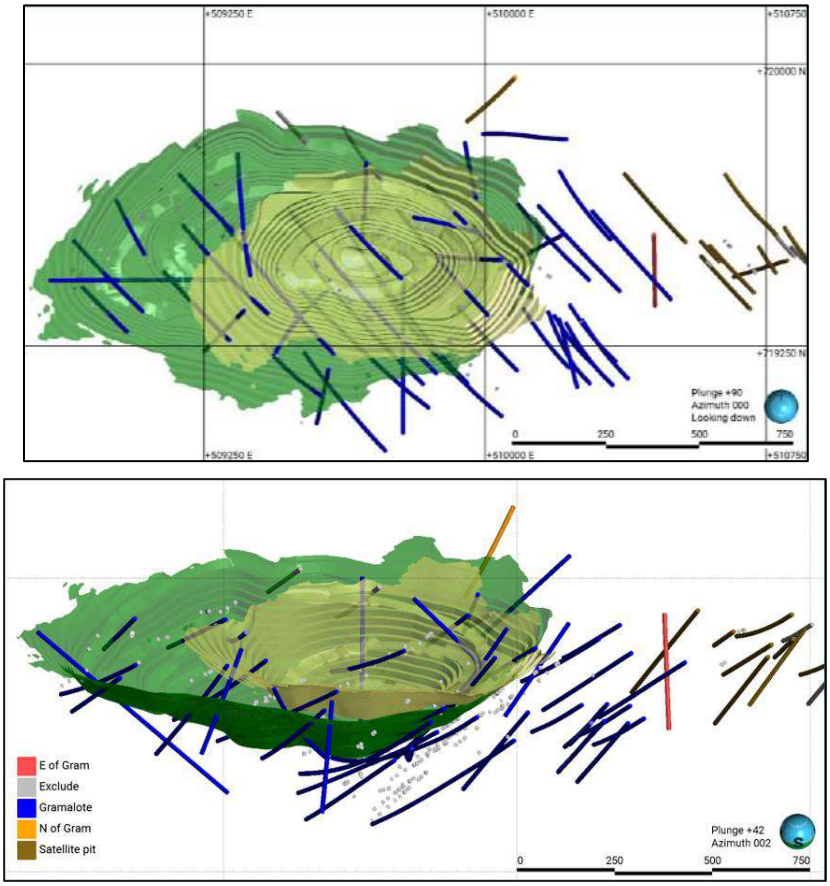


Figura 5.1.7.78. Distribución espacial de la información geotécnica disponible en el proyecto Gramalote. Fase 01 (amarillo) y Pit Final (verde)

Fuente: SRK., 2026

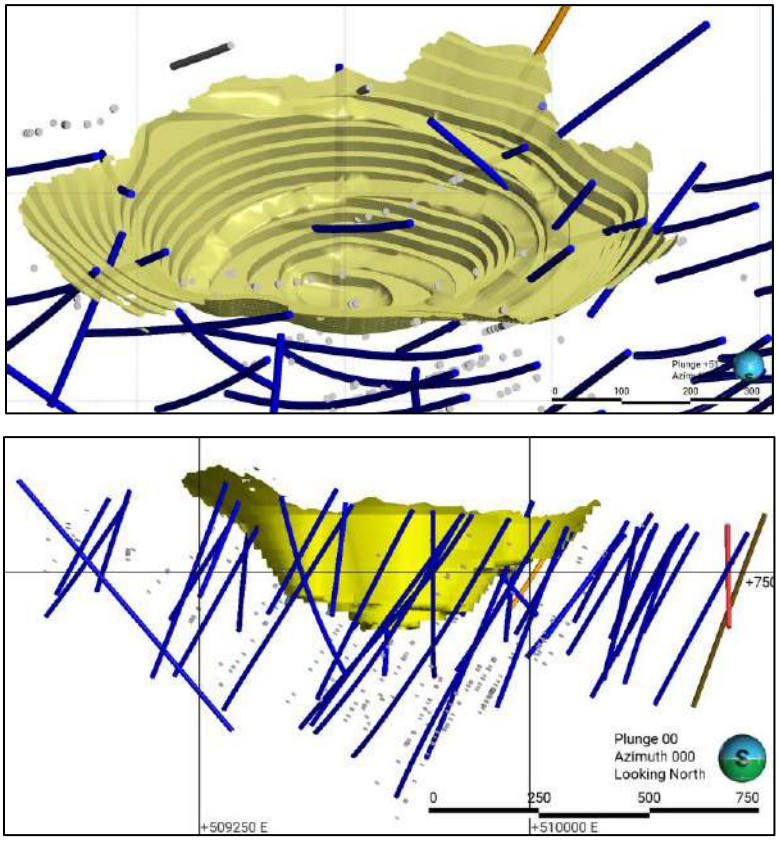


Figura 5.1.7.79. Distribución espacial de información geotécnica

Fuente: SRK., 2026

La base de datos geotécnica disponible en el Proyecto Gramalote incluye los parámetros geotécnicos para estimar el sistema de clasificación RMR (Bieniawski, 1989) y el índice GSI (Hoek et al., 1995; 2013) con las siguientes ecuaciones:

RMR89= R(RQD) +R(IRS)+ R(Js) + R(JC) + R(Jw)

GSI1995= RMR89 – 5

GSI2013=RQD/2 + 1.5 *JC

Donde:

RQD: Rock Quality Designation

IRS: Intact Rock Strength

Js: Joint spacing

JC: Joint Condition

Jw: Joint water condition

Los parámetros incluidos en la base de datos geotécnica se detallan en Tabla 5.1.7.111

Tabla 5.1.7.111 Parámetros geotécnicos incluidos en la geodatabase

Parameter	Description	Descripción
Project_Identifier		
Hole_ID	Drillhole name	Nombre del pozo
mFrom	Interval From	Intervalo desde
mTo	Interval To	Intervalo hasta
Rock_Type_GT	Lithology	Litología
Weather	Rock mass weathering	Grado de meteorización
S_Hardness	Field IRS	Dureza
Combined strength	Field IRS	Esfuerzo combinado
R_IRS	Bieniawski's IRS Rating	Rating de Bieniawski's
JNT_Total	Total joint count	Numero de discontinuidades
FFPM	Fracture frequency per meter	Frecuencia de fracturas
SPACING	Spacing in meters	Espaciamiento
R_SPACING	Bieniawski's spacing rating	Espaciamiento Bieniawski
R_LENGTH	Bieniawski's rating for persistence	Persistencia Bieniawski
R_SEPARATION	Bieniawski's rating for aperture	Apertura Bieniawski
R_ROUGHNESS	Bieniawski's rating for roughness	Rugosidad Bieniawski
R_INFILL	Bieniawski's rating for infill	Relleno Bieniawski
R_WEATH	Bieniawski's rating for joint alteration	Alteración fractura Bieniawski
RQD_Pct	RQD% percentage	RQD
RQD Class	RQD class	Clase de RQD
R_RQD	Bieniawski's rating for RQD	RQD Bieniawski
Sets	Joint set number based on Q system	Número de discont. En sistema Q
RMR2	RMR (Bieniawski, 1989)	RMR – Bieniawski 1989

Parameter	Description	Descripción
GSI2	Estimated from RMR89 - 5 (GSI, 1995)	Estimado para RMR89

Fuente: Gramalote_Data analysis_data from GeotAgg.xlsx

Para la evaluación de la Condición de Juntas (JC), en la base de datos recibida solo se incluyen las puntuaciones finales de Bieniawski para apertura, rugosidad, relleno y alteración de juntas, mientras que la persistencia se asigna debido a que no es posible registrarla durante el logueo de testigos. Una descripción detallada de estos parámetros permite comparar parámetros similares y validarlos. Por ejemplo, las categorías del parámetro de relleno de Bieniawski describen si la discontinuidad está rellena con un mineral blando o duro y si dicho relleno tiene un espesor menor o mayor a 5 mm (p. ej., relleno blando < 5 mm). Al comparar este registro con el tipo de mineral (p. ej., arcilla) y el espesor del mineral (registrado numéricamente, p. ej., 2 mm), debe observarse consistencia; de no ser así, pueden realizarse correcciones durante el procesamiento de la información. Sin embargo, cuando solo se proporcionan puntuaciones, la revisión de los parámetros de entrada queda limitada.

Se realizó una comparación entre el RQD y FF/m de los intervalos geotécnicos incluidos en la base de datos de Gramalote. Se observó que la mayoría de los valores se encuentran dentro de la zona de confianza dada por la ecuación de Priest & Hudson (1976). Sin embargo, algunos valores pueden estar fuera de estas zonas, esperándose que algunos se ubiquen por debajo de la banda inferior, ya que normalmente estos intervalos presentan menor recuperación de testigo.

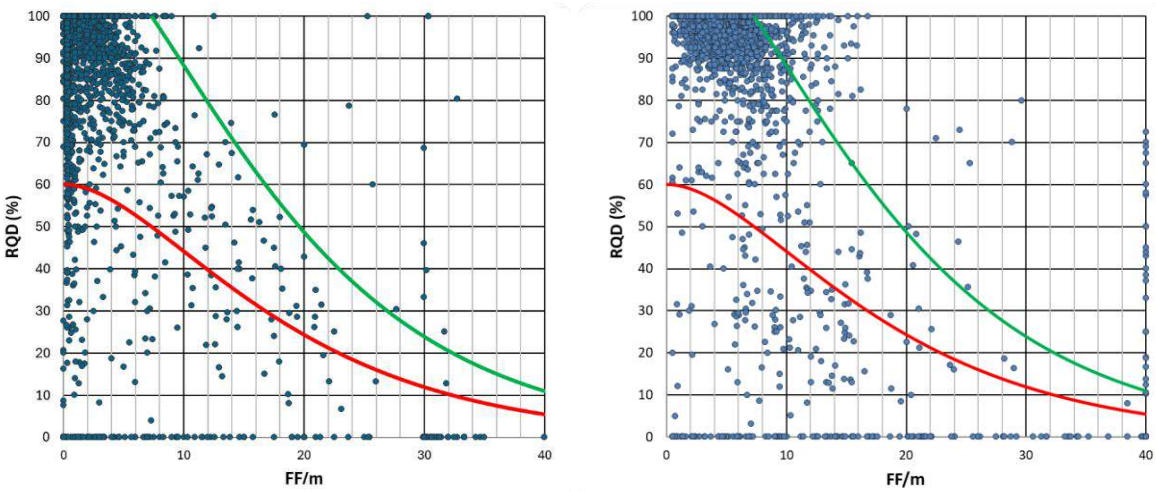


Figura 5.1.7.80. RQD vs FF/m graphs. PFS data (left image) and FS data (right image)

Fuente: SRK Consulting (Chile) SpA

Una comparación entre el RQD% y la resistencia de la roca intacta en campo (IRS, por sus siglas en inglés) muestra la consistencia entre ambos parámetros (Figura 5.1.7.81). Se espera que los intervalos con IRS de R0 y R1 (roca muy débil, <5 MPa) presenten valores

bajos de RQD%, dado que en la evaluación del RQD% solo se consideran los fragmentos de testigo sanos (Bieniawski, 1974).

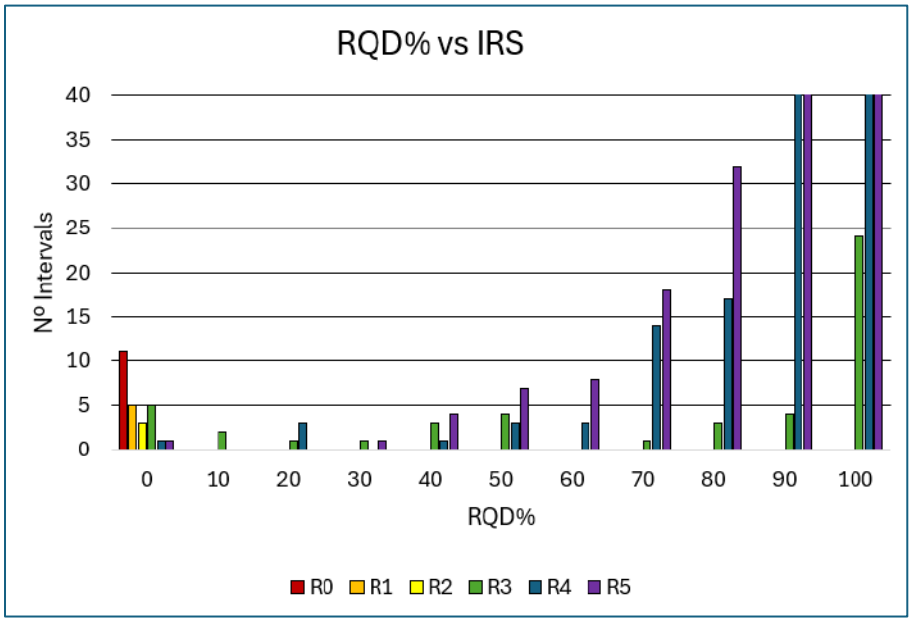


Figura 5.1.7.81. RQD% vs IRS graph

Fuente: SRK Consulting (Chile) SpA

b. Caracterización Geotécnica del Macizo Rocoso

I. Definición de unidades geotécnicas

Las unidades geotécnicas se definen como volúmenes de roca dentro de un macizo rocoso que presentan características geotécnicas similares. Se definen a partir de rasgos geológicos como litología, alteración, meteorización, zonas de mineralización o cualquier otro factor que influya en el comportamiento del macizo rocoso. Por lo tanto, las unidades geotécnicas se definen para representar las distintas condiciones geotécnicas que pueden encontrarse dentro de un macizo rocoso.

En el depósito Gramalote, la litología dominante corresponde a tonalita-granodiorita (TOGRD), con diorita subordinada y diques menores tardíos de aplita y pegmatita, mientras que la mineralización de oro está asociada a sistemas de vetillas de cuarzo tipo stockwork controlados estructuralmente, los cuales también controlaron las zonas de alteración hidrotermal restringidas a halos alrededor de estas vetillas, con espesores que varían desde algunos milímetros hasta 10 centímetros. Adicionalmente, se identificaron tres zonas de meteorización: saprolito (roca completamente a altamente meteorizada), saprock (roca altamente a moderadamente meteorizada) y roca fresca (AGA, 2021).

Con base en el contexto geológico y los valores de RQD, se definieron 4 dominios geotécnicos en el depósito durante el Estudio de Factibilidad (Figura 5.1.7.82).

Pit	Domain	Domain description	Based on	Comment
Main	Domain A	Weathered	RSCOL, Saprolite and Saprock	
	Domain B	Poor	B2Gold RQD model (RQD <75%)	Entirely within Stage1 pit shell
	Domain C	Fair	B2Gold RQD model (RQD <90%)	
	Domain D	Good	B2Gold RQD model (RQD >90%)	

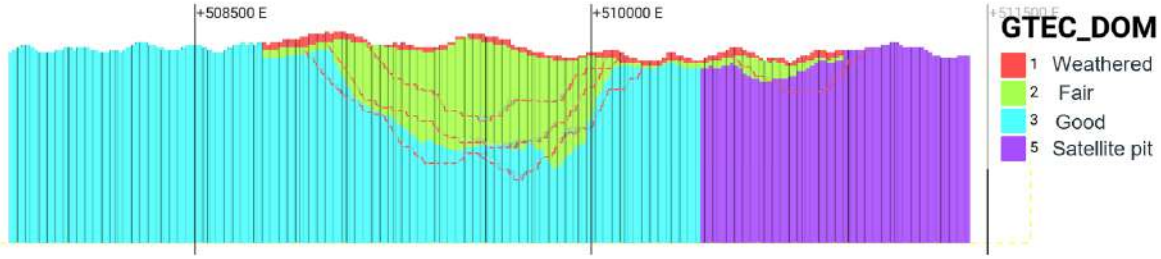


Figura 5.1.7.82. Dominios geotécnicos definidos en el Estudio de Factibilidad (imagen superior) y sección del modelo de bloques que muestra los dominios geotécnicos definidos (imagen inferior)

Fuente: SRK Consulting (Chile) SpA

La Figura 5.1.7.83 muestra la propuesta de una nueva definición de unidades geotécnicas basada en litología, meteorización y mineralización.

Lithology

Lith
Qtzdiorite
Tonalite

Weathering

WETH	Description
300	Saprolite
200	Saprock
100	Fresh

Mineralization

OBJ_GRP	Description
1000	HG mineralized zone
2000	LG mineralized zone
3000	Alteration/Halo
4000	Unmineralized zone

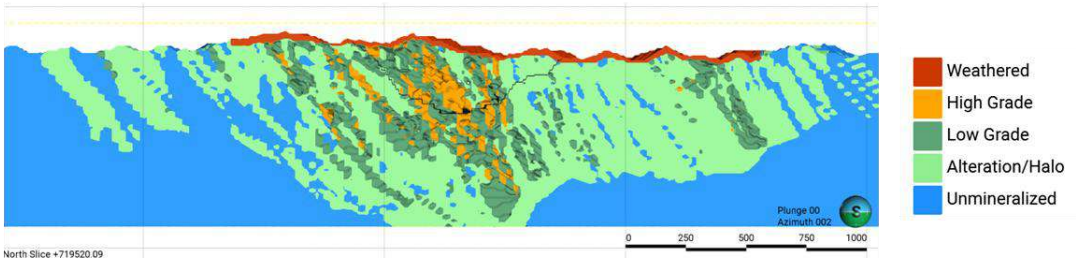


Figura 5.1.7.83. Propuesta de nueva definición de unidades geotécnicas basada en litología, meteorización y mineralización

Fuente: SRK Consulting (Chile) SpA

II. Sistemas empíricos de clasificación del macizo rocoso

En el Estudio de Factibilidad, los valores de RMR (Bieniawski, 1989) se obtuvieron desde la base de datos de logueo geotécnico de testigos, asumiendo una condición húmeda. El GSI (Hoek et al., 1995) se estimó a partir del RMR.

Además, se utilizó el percentil 35, según lo indicado en el informe del Estudio de Factibilidad (AGA, 2021) y mostrado en la Figura 5.1.7.84.

Pit	Wall	Domain	35th percentile	50th percentile
Gramalote	North	Domain B "Poor"	55	58
		Domain C "Fair"	58	62
		Domain D "Good"	64	66
	South	Domain C "Fair"	56	60
		Domain D "Good"	63	65
	East	Domain C "Fair"	53	56
		Domain D "Good"	63	64
	West	Domain C "Fair"	57	59
		Domain D "Good"	60	63
Gramalote (all)		Domain C "Fair"	57	59
Gramalote (all)		Domain D "Good"	63	65
Satellite Pit		Domain C "Fair"	50	55
		Domain D "Good"	60	63

Figura 5.1.7.84. Resumen de GSI por pared y dominio

Fuente: SRK Consulting (Chile) SpA

Considerando la nueva propuesta de UG, se estimó el GSI (Hoek et al., 2013) y se consideró el valor promedio para cada unidad geotécnica (Figura 5.1.7.85).

Geotechnical Unit Proposal			Statistical parameters	Geotechnical parameters		GSI2013 f(RQD, JC)
GU	Lithology	Alteration		RQD	JC	
Weathered	-	Saprock	Total meters, m	950.1	950.1	950.1
			Number of results, N	321	321	321
			Weighted mean	**5**	**5**	**11**
			Coefficient of Variation, CV	33%	15%	14%
High Grade	TOGRD	High Grade	Total meters, m	646.29	646.29	646.29
			Number of results, N	272	272	272
			Weighted mean	**85**	**16**	**67**
			Coefficient of Variation, CV	11%	7%	7%
Low Grade	TOGRD	Low Grade	Total meters, m	3270.22	3270.22	3270.22
			Number of results, N	1352	1352	1352
			Weighted mean	**92**	**16**	**71**
			Coefficient of Variation, CV	4%	7%	4%
Alteration/Halo	TOGRD	Alteration/Halo	Total meters, m	9194	9194	9194
			Number of results, N	3813	3813	3813
			Weighted mean	**95**	**17**	**73**
			Coefficient of Variation, CV	3%	6%	3%
Unmineralized	TOGRD	Unmineralized	Total meters, m	4668.59	4668.59	4668.59
			Number of results, N	1864	1864	1864
			Weighted mean	**98**	**17**	**74**
			Coefficient of Variation, CV	1%	6%	2%

Figura 5.1.7.85. Valores de RQD, condición de juntas y GSI2013 para cada una de las nuevas unidades geotécnicas propuestas.

Fuente: SRK Consulting (Chile) SpA

La Figura 5.1.7.86 muestra los histogramas de GSI para cada UG propuesta, donde se observa la unimodalidad de los datos, evidenciando una calidad geotécnica similar del macizo rocoso.

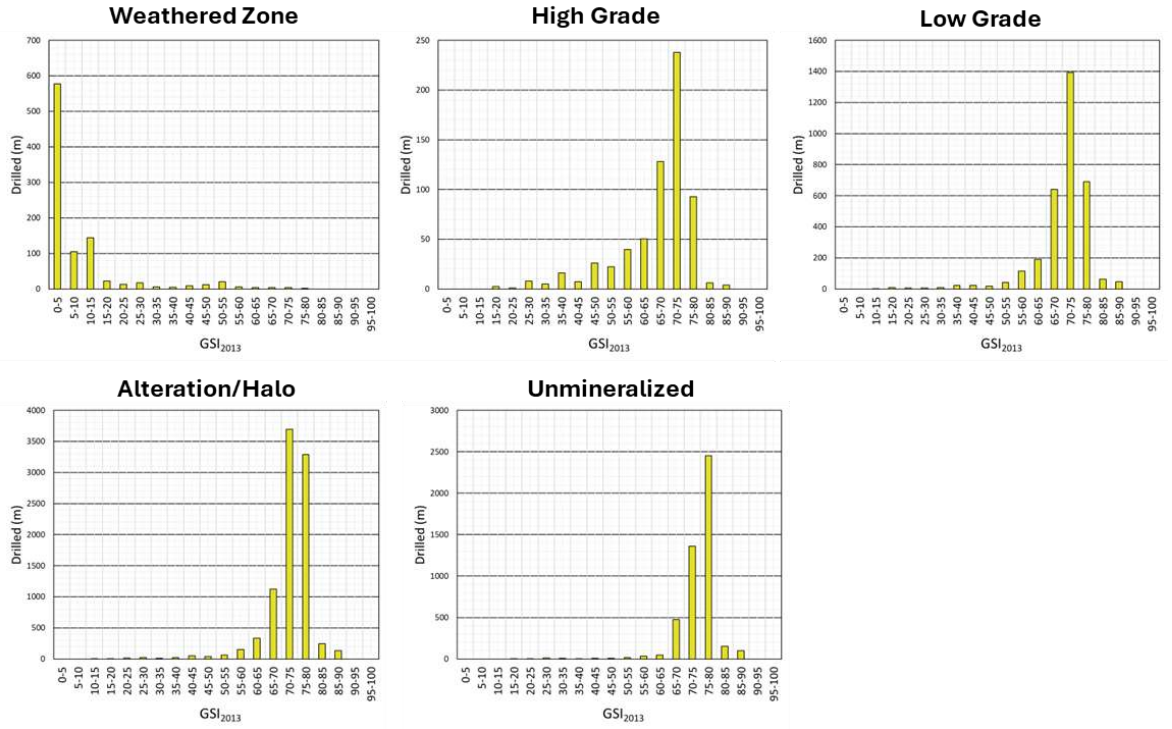


Figura 5.1.7.86. Histogramas propuestos de GSI por UG

Fuente: SRK Consulting (Chile) SpA

c. Propiedades de la Roca Intacta

La mina Gramalote cuenta con datos históricos de ensayos de laboratorio de 2020, los cuales se han utilizado para estimar las propiedades de la roca intacta y del macizo rocoso. Se dispone de un total de 554 ensayos, incluidos ensayos de resistencia a la tracción indirecta, ensayos de compresión uniaxial y ensayos triaxiales. Estos ensayos no han sido validados por SRK en términos de modo de falla; por lo tanto, en esta etapa se ha considerado el conjunto completo de datos para la estimación de propiedades.

La Tabla 5.1.7.112 presenta un resumen del número de ensayos de laboratorio por unidad geotécnica utilizados para calcular las propiedades índice y mecánicas. El valor indica el número total de ensayos, de los cuales se excluyeron aquellos valores que se desvían de la tendencia general de las muestras y aquellos que se ubican por debajo de la línea de Moggi.

Tabla 5.1.7.112. Número de ensayos por unidad geotécnica en la mina Gramalote

GU	Density	Unconfined Compressive Strength Tests	Triaxial Test	Indirect tensile strength
High Grade	9	6	3	-
Low Grade	62	26	36	7
Alteration/Halo	273	99	174	38
Unmineralized	136	33	103	28

Fuente: SRK Consulting (Chile) SpA

La metodología utilizada para estimar las propiedades de la roca intacta se resume a continuación:

1) Identificación de valores atípicos mediante un análisis exploratorio de los diferentes parámetros de resistencia y propiedades índice.
2) Revisión de la distribución espacial de los ensayos en unidades con alta variabilidad y mayor número de datos.
3) Estimación de los parámetros que definen la envolvente de falla Hoek-Brown para roca intacta, con base en los resultados de los ensayos de laboratorio válidos.
4) Uso del software RSData v1.0 (Rocscience, 2025) para estimar mi y σci mediante el algoritmo de minimización de Levenberg-Marquardt. Se verificó que los valores resultantes de mi y σci fueran consistentes con los rangos típicos reportados en la literatura técnica.
5) Los ensayos de tracción de laboratorio no se consideraron en el proceso de ajuste; en su lugar, se utilizó un límite de corte de tracción predefinido, de acuerdo con Hoek y Brown (2018).

Con base en la metodología descrita, la Tabla 5.1.7.113 presenta los resultados de la estimación de propiedades de roca intacta para las diferentes unidades geotécnicas (UG) de la mina Gramalote.

Tabla 5.1.7.113. Número de ensayos por unidad geotécnica en la mina Gramalote

GU	γ (gr/cm^3)	UCS (MPa)	TI (MPa)	s_{ci} (MPa)	m_i (-)	σ_t (MPa)
High Grade	2,67	95,6	-	84,0	4,9	-17,1
Low Grade	2,67	97,0	7,63	100,6	4,5	-22,4
Alteration/Halo	2,66	98,2	6,35	100,2	12,2	-8,2
Unmineralized	2,67	99,9	5,83	101,9	7,1	-14,3

γ: Density.
UCS: Unconfined Compressive Strength
TI Indirect tensile strength
σ_{ci}: Intact rock compressive strength
m_i: Intact rock parameter according to the Hoek & Brown strength criterion
σ_t Tensile strength

Fuente: SRK Consulting (Chile) SpA

Con base en el Primer Taller Geotécnico Interdivisional, la calidad de la base de datos disponible se evalúa en términos de su variabilidad según la escala de evaluación. En el caso de la resistencia a la compresión uniaxial (UCS) de la roca intacta, una base de datos se considera aceptable si su variabilidad es media o baja (es decir, si el coeficiente de variación es menor o igual a 0.20). Por el contrario, si la variabilidad es alta o mayor (es decir, si el coeficiente de variación es superior a 0.20), se recomienda mejorar la calidad de la base de datos mediante ensayos adicionales. Para las unidades geotécnicas definidas, bajo el criterio indicado, se observa que 3 de las 4 UG superan un coeficiente de 0.4; por lo tanto, la base de datos puede considerarse de muy alta variabilidad. La mayor variabilidad se observa en la UG “High Grade”, que corresponde a la unidad con el menor número de ensayos UCS (Tabla 5.1.7.114). (CODELCO, 1997)

Tabla 5.1.7.114. Escala de calificación de variabilidad de los datos

GU	N° Test	Mean UCS (MPa)	Standard Deviation (MPa)	Coefficient of variation (Std. Dev./Mean)	Variability rating
High Grade	6	95.6	55.8	0.58	Extremely high variability
Low Grade	26	97.0	42.2	0.44	Very high variability
Alteration/Halo	99	98.2	39.6	0.40	Very high variability
Unmineralized	33	99.9	35.6	0.36	Very high variability

Fuente: SRK Consulting (Chile) SpA

I. Estimación de la resistencia del macizo rocoso

Considerando la información disponible, las propiedades de resistencia y deformabilidad para las diferentes UG se estimaron utilizando el criterio generalizado de Hoek-Brown (Hoek et al., 2002), que define la resistencia del macizo rocoso mediante las siguientes expresiones:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci}\left(m_b\frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s\right)^a$$

$$m_b = m_i e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)}$$

$$m_b = m_i e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right)$$

donde σ1′ y σ3′ son los esfuerzos principales efectivos mayor y menor; mi es un parámetro asociado a la pendiente de la envolvente de falla de la roca intacta; σci es la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta; GSI es el Índice de Resistencia Geológica del macizo rocoso propuesto por Hoek et al.; y D es un factor de perturbación que incorpora los efectos de las actividades de tronadura y la relajación de esfuerzos debido a la excavación.(2013)

La metodología utilizada para estimar las propiedades se resume a continuación:

- Los parámetros que definen la envolvente de falla Hoek-Brown para roca intacta se estimaron con base en los resultados de los ensayos de laboratorio disponibles.
- Se consideraron los valores de GSI obtenidos desde la base de datos disponible.
- Los parámetros de Hoek-Brown se determinaron considerando un factor de perturbación D=0.4 para zonas no perturbadas y D=0.8 para zonas perturbadas, correspondientes a la zona cercana a superficie, más significativamente afectada por actividades de tronadura y por la relajación de esfuerzos inducida por excavación.

La Tabla 5.1.7.115 resume las propiedades del macizo rocoso de las diferentes UG presentes en el tajo abierto Gramalote, las cuales fueron utilizadas en los análisis realizados en este estudio.

Tabla 5.1.7.115. Propiedades del macizo rocoso de las UGB definidas para la mina Gramalote

GU	γ	σ_{ci}	m_i	GSI	Rock Mass Properties (D=0.4)			Rock Mass Properties (D=0.8)		
	(gr/cm³)	(MPa)	(-)	(-)	m_b	s	a	m_b	s	a
					(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
High Grade	2.67	84.0	4.9	67	1.123	0.01454	0.5017	0.687	0.00674	0.5017
Low Grade	2.67	100.6	4.5	71	1.233	0.02428	0.5013	0.801	0.01235	0.5013
Alteration/Halo	2.66	100.2	12.2	73	3.655	0.03138	0.5011	2.446	0.01672	0.5011
Unmineralized	2.67	101.9	7.1	74	2.224	0.03567	0.5010	1.511	0.01946	0.5010

γ: Density
m_i: Intact rock parameter according to the Hoek & Brown strength criterion.
σ_{ci}: Intact rock compressive strength.
GSI: Geological Strength Index (Hoek & Marinos, 2000)
D: Blasting disturbance factor
m_b: Rock mass parameter (Hoek & Brown, 2018).
s: Rock mass parameter (Hoek & Brown, 2018).
a: Rock mass parameter (Hoek & Brown, 2018).

Fuente: SRK Consulting (Chile) SpA

II. Propiedades de resistencia de discontinuidades

La resistencia al corte de las discontinuidades es un parámetro clave obtenido mediante la aplicación de ensayos de corte directo. Estos parámetros son de gran importancia para evaluar la estabilidad de estructuras bajo condiciones de carga, determinando así su potencial de deslizamiento. Para la caracterización de las propiedades de resistencia

estructural, se han considerado los ensayos de corte directo disponibles, junto con la experiencia y el juicio experto de SRK. Estos se presentan en la Tabla 5.1.7.116.

Tabla 5.1.7.116. Propiedades de resistencia al corte de estructuras menores y fallas principales

Structure type	Shear strength Properties	
	Cohesion, c (kPa)	Friction angle, ϕ (°)
Major Fault	50	25
Minor Fault or Joints	50	30

Fuente: SRK Consulting (Chile) SpA

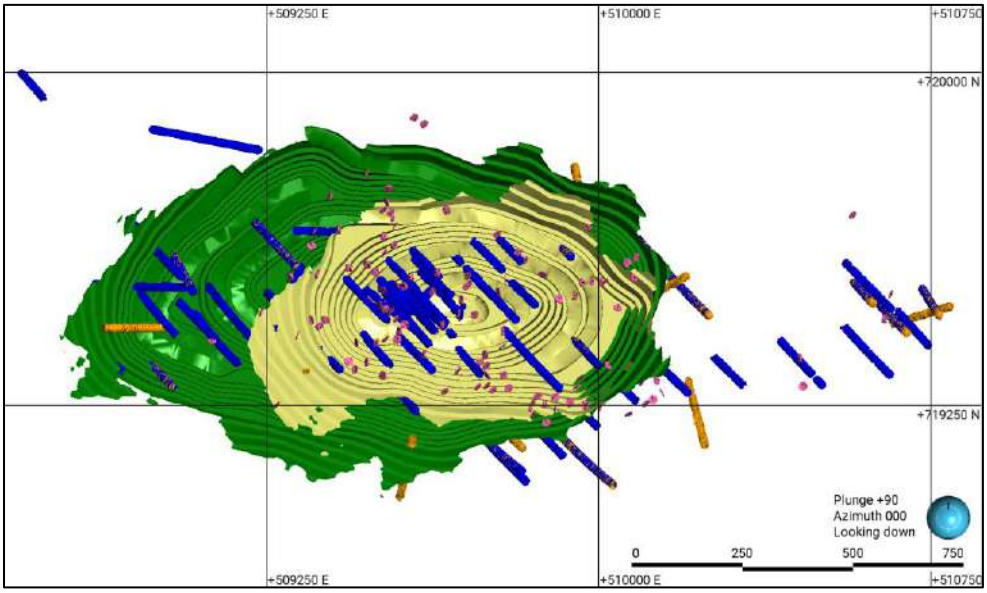
B. Caracterización Estructural

a. Data estructural

En el proyecto Gramalote se dispone de tres fuentes diferentes de datos estructurales (archivo Gramalote DB Export_Geotech.xlsx):

- Estructuras de campo (mapeo superficial): 240 estructuras orientadas
- Testigo orientado: 35,234 estructuras orientadas sin duplicados, sin datos de orientación ni coordenadas faltantes
- Televiewer: 8,541 estructuras orientadas

La Figura 5.1.7.87 muestra la distribución espacial de la información orientada en el proyecto Gramalote (44,015 estructuras orientadas).



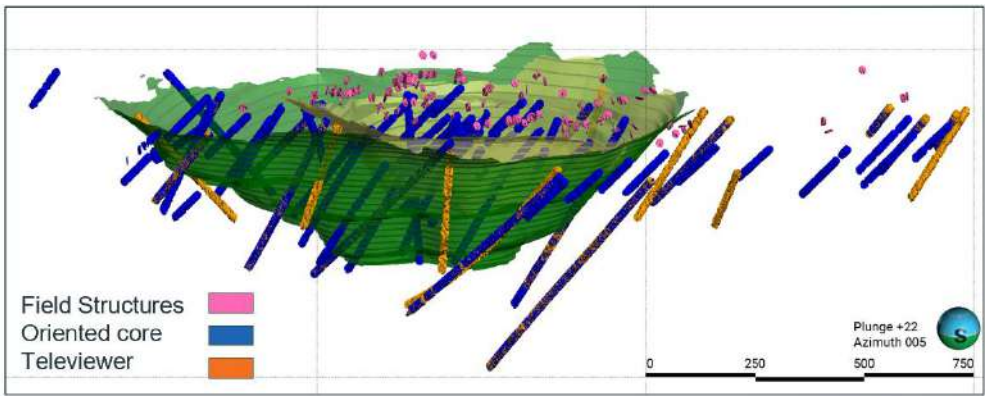
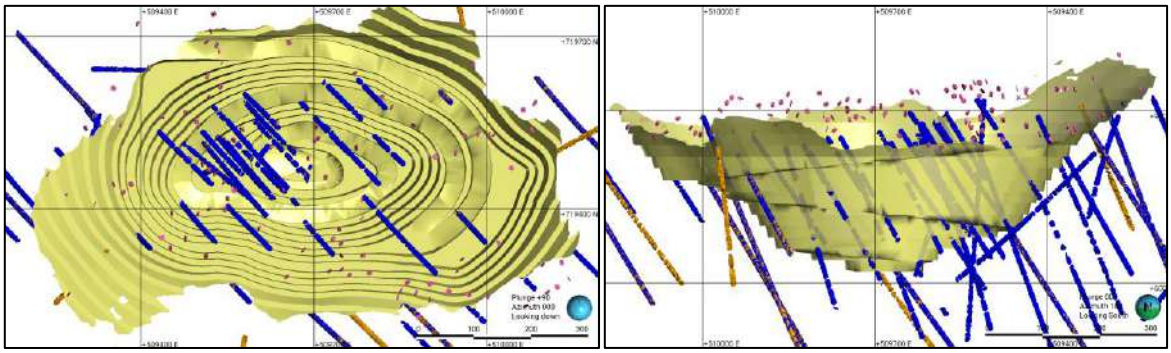


Figura 5.1.7.87. Vista en planta (imagen superior) y vista isométrica (imagen inferior) que muestran la distribución espacial de la información orientada. En verde, el tajo final, y en amarillo, el tajo de Fase 1

Fuente: SRK Consulting (Chile) SpA

A la fecha, la base de datos estructural para el área del tajo Gramalote comprende más de 44,000 estructuras orientadas. Con respecto a la distribución y suficiencia de los datos, pueden realizarse las siguientes observaciones:

- La distribución de la información orientada en el área del tajo Gramalote muestra una concentración en el sector noroeste del tajo, en la zona inferior.
- Los datos estructurales orientados se extienden hasta la parte inferior del tajo de Fase 1; por lo tanto, la información cumple con la cobertura requerida en profundidad.



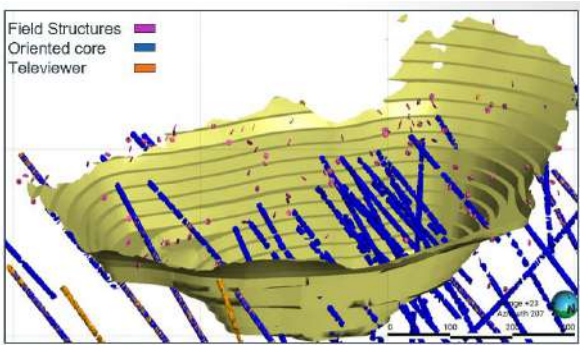


Figura 5.1.7.88. Vista en planta (arriba izquierda), vista hacia el sur (arriba derecha) y vista isométrica (imagen inferior) que muestran la distribución espacial de la información orientada. En amarillo, el tajo de Fase 1

Fuente: SRK Consulting (Chile) SpA

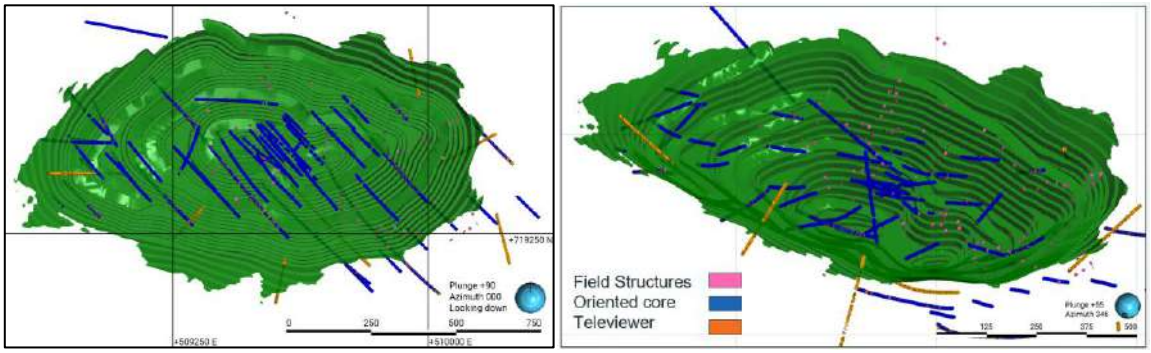


Figura 5.1.7.89. Plan view (left image) and isometric view (right image) showing the spatial distribution of the oriented information in the Final Pit

Fuente: SRK Consulting (Chile) SpA

b. Modelo Estructural

El modelo de fallas fue actualizado por B2Gold como parte del Estudio de Factibilidad (FS) (AGA, 2021). Se modelaron un total de 11 fallas (Figura 5.1.7.90), interpretadas como estructuras tardías caracterizadas como zonas de alta alteración, menor resistencia de roca intacta y alta frecuencia de fracturamiento, más que como rasgos planares discretos. De estas, cinco fallas fueron modeladas dentro del tajo Gramalote.

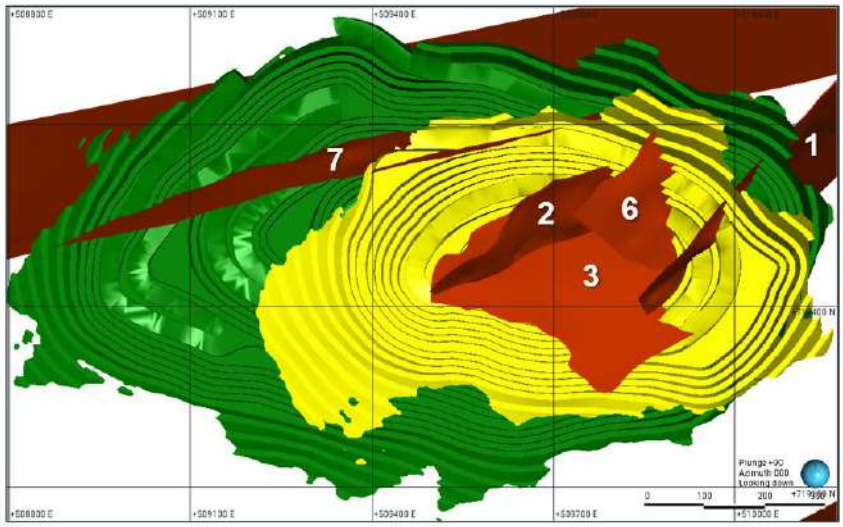


Figura 5.1.7.90. Vista en planta que muestra el modelo estructural (fallas en rojo), tajo de Fase 1 (amarillo) y tajo final (verde)

Fuente: SRK Consulting (Chile) SpA

c. Dominios Estructurales

Un dominio estructural define una fábrica estructural interna claramente distinta de la de los dominios vecinos, cuyos límites generalmente están controlados por rasgos geológicos como fallas o contactos litológicos. Estos dominios incluyen solo discontinuidades estructurales menores con propiedades geométricas y físicas que pueden considerarse estadísticamente homogéneas.

En el área del tajo Gramalote se definieron dos dominios estructurales (Figura 5.1.7.91) con base en el marco estructural dado por el mapeo superficial y los datos de televiewer. Estos dos dominios fueron limitados por la Falla 1 del modelo estructural actualizado por B2Gold como parte del Estudio de Factibilidad (AGA, 2021).

Se definieron tres conjuntos principales en el dominio estructural 1 y cuatro conjuntos principales en el dominio estructural 2 (Figura 5.1.7.92).

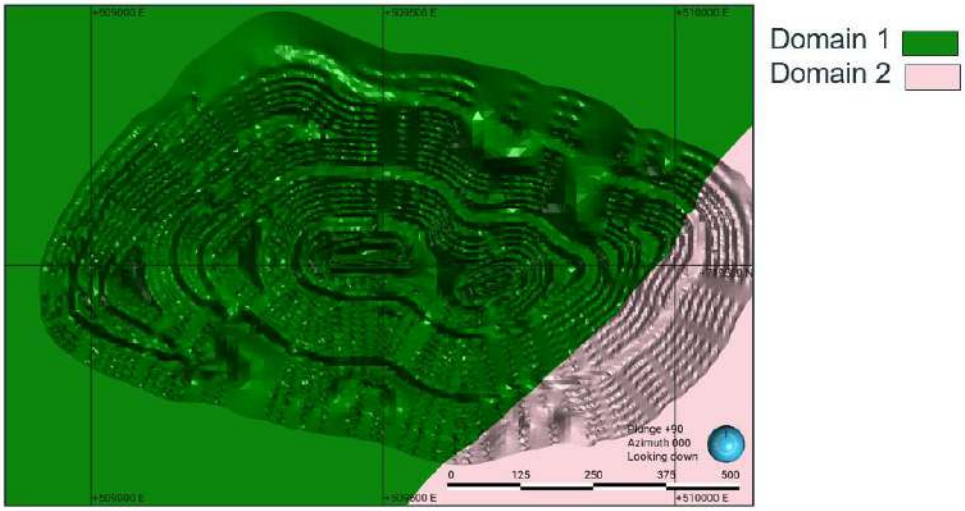


Figura 5.1.7.91. Vista en planta que muestra los dominios estructurales definidos en el proyecto Gramalote y el tajo final

Fuente: SRK Consulting (Chile) SpA

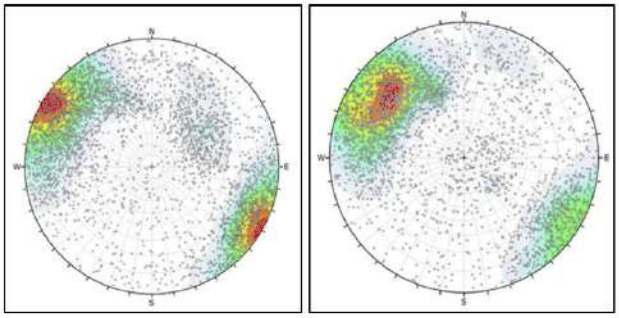


Table 4-5: Joint sets from each structural domain

Structural Domain	Set	Dip/dip direction	Range (°)
Structural Domain 1	1	85/122	18
	2	87/300	12
	3	55/235	21
Structural Domain 2	1	74/125	18
	2	83/304	14
	3	79/203	14
	4	33/309	6

Figura 5.1.7.92. Gráficos de polos y conjuntos de juntas identificados en el Dominio 1 y Dominio 2

Fuente: SRK Consulting (Chile) SpA

5.1.7.5.8 Horizontes de meteorización y depósitos cuaternarios

A. Batolito Antioqueño (Ksta)

La unidad Batolito Antioqueño desarrolla espesos niveles de alteración por meteorización que conforman el suelo residual y el saprolito. Sus características varían lateralmente, en espesor, textura y estructura.

La baja resistencia a la meteorización de las rocas de Batolito Antioqueño origina un perfil de meteorización muy profundo, donde es común encontrar bloques esféricos residuales parcialmente meteorizados hacia la zona de transición suelo – roca. Los espesores de suelo residual (Horizonte VI) están entre los 0,10 m a los 8,85 m, mientras que los espesores del saprolito (Horizonte V) están entre los 2,0 m hasta los 38,0 m; los mayores espesores de los horizontes ocurren en las zonas elevadas, sitios con pendientes moderadas a altas.

En los primeros metros bajo la superficie, se desarrolla un suelo residual (horizonte VI de meteorización) que perdió la textura de la roca original por el proceso de meteorización química. Este suelo se presenta como un material de composición limo arcillosa, homogéneo, de color café rojizo a naranja con presencia de materia vegetal, de consistencia variable.

Por otro lado, el saprolito (horizonte V de meteorización), cuando la roca inicial presenta cantidades altas de minerales ferromagnesianos hacia las zonas menos profundas, está conformado por material limo arenoso de color rojo amarillento con motas blancas y negras, sin embargo, a medida que el horizonte se profundiza bajo la superficie, los materiales cambian a una composición areno limosa, adquiere colores grises claros con motas blancas y negras, y compacidad variable de suelta a muy densa.

Finalmente, los horizontes de roca (horizontes de meteorización III, II y I) se encuentran a partir de los 7,0 m de profundidad, profundidades asociadas a las zonas del terreno con cotas bajas de pendientes suaves donde se tiene interacción y desarrollo de drenajes que cruzan el área de estudio, mientras que, hacia las zonas más levadas con pendientes moderadas a altas, estos horizontes comienzan a aparecer a partir de los 25,0 m de profundidad.

Aunque no es común, en el área de análisis es posible identificar zonas con desarrollo de alteración de la roca por meteorización esferoidal, áreas particularmente ubicadas próximas en el intercambio entre el horizonte V (saprolito) y el horizonte IV (transición suelo roca). Un perfil generalizado con los diferentes horizontes de meteorización se pudo evidenciar en los sondeos diamantinos realizados en la zona de la Planta Principal del Proyecto Gramalote y se muestra en la Figura 5.1.7.93.

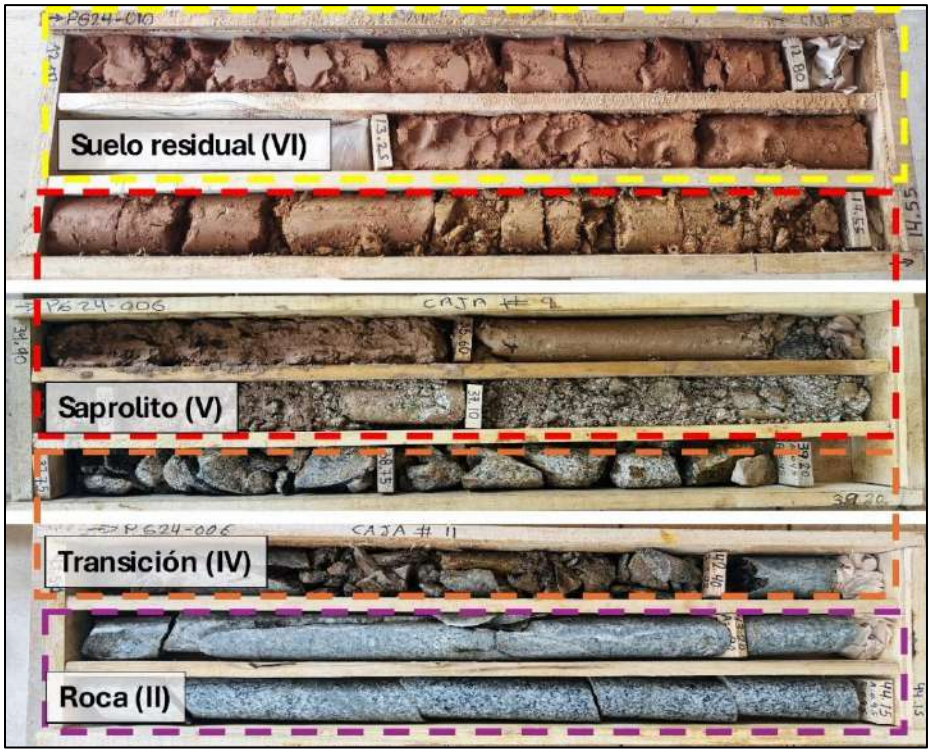


Figura 5.1.7.93 Perfil de meteorización típico en las granodioritas del Batolito Antioqueño, en el área de la Planta Principal (Perforación PG24-006)

Fuente: Integral S.A., 2025

En la Tabla 5.1.7.117 se muestra el perfil de meteorización de la roca asociada al Batolito Antioqueño comparando los sistemas de clasificación de Deere y Patton (1971) y de la BS 5930 (2015).

Tabla 5.1.7.117 Perfil de meteorización típico de las granodioritas del Batolito Antioqueño para la zona de la Planta Principal

Horizonte		Características
BS 5930	**Deere y Patton**	
VI	IB	Suelo residual Desarrolla un suelo limo arcilloso a arcilloso, de consistencia baja, de color amarillo a rojizo. Si se presentan los dos horizontes, el nivel amarillo se localiza por encima del nivel rojizo. Es homogéneo y no presenta la textura de la roca original. Este horizonte se localiza en gran parte del área del proyecto y alcanza espesores que pueden variar entre 1 m y 10 m. Disminuye hacia las zonas de pendientes moderadas a altas.

Horizonte		Características
BS 5930	Deere y Patton	
V	IC	Saprolito (*Gruss*) Se observan variaciones que dependen de la roca parental, así: cuando la roca original presenta alto contenido de feldespato y cuarzo, el saprolito se caracteriza por una arena de color gris claro a café claro. En el caso en que la roca original presente minerales máficos como hornblenda y biotita, el saprolito generado es limo arenoso, de color moteado rojizo, blanco y café, por el proceso de oxidación de los minerales oscuros. En general, es un horizonte de compacidad firme a duro y es susceptible a la erosión superficial. Se puede identificar dentro del saprolito, planos de diaclasas heredados de la roca original, que pueden exhibir relleno de óxidos. Localmente, y asociado a las zonas de meteorización esferoidal, se presentan bloques de roca parcialmente meteorizados, oxidados, decolorados y redondeados que alcanzan 1 m de diámetro. El horizonte saprolítico presenta un espesor de entre 5 m a 40 m. Los valores son máximos hacia las partes altas de las laderas y disminuyen hacia las zonas de las vertientes donde ha sido removido en parte por los procesos morfodinámicos. Donde el saprolito presenta granulometría arenosa predominante, es común el desarrollo de procesos de erosión concentrada, evidenciado por la ocurrencia de surcos y cárcavas. De igual manera, los drenajes inmaduros que atraviesan terrenos constituidos por este material exhiben procesos de socavación de orillas y desgarres superficiales sobre las laderas.
IV	IC-IIA	Transición suelo roca (*Saprock*) Este horizonte es una transición entre la zona saprolítica y el macizo rocoso parcialmente meteorizado. Se caracteriza por material fino a medio representado por limo a arena de consistencia dura que envuelve fragmentos frescos a ligera o moderadamente meteorizados, subredondeados a angulosos. Su espesor

Horizonte		Características
BS 5930	Deere y Patton	
		máximo aproximado es de 10 m. La proporción aproximada de suelo – roca es de 60: 40.
III	IIA	Roca moderadamente meteorizada Se caracteriza por ser una roca masiva de color moteado blanco y negro en zonas de color café, textura fanerítica, equigranular, grano medio a grueso. Las paredes de las discontinuidades presentan oxidación avanzada que penetra la roca. Localmente se presentan minerales producto de la alteración de esta rellenando las fracturas. Este horizonte tiene un espesor medio de 10 m
II	IIB	Roca levemente meteorizada. Roca con oxidación leve sobre las paredes de las discontinuidades, localmente exhibe zonas de fracturamiento de poco espesor asociadas a lineamientos y fallas que disminuyen la calidad geotécnica del macizo.
I	III	Roca sana. Roca fresca, masiva, sin oxidación, de textura fanerítica, equigranular de grano grueso a medio con variación composicional entre tonalita, granodiorita, diorita y granito.

Fuente: Integral S.A., 2025.

B. Depósitos Cuaternarios

Son depósitos generados en el periodo geológico más reciente (Cuaternario) como producto de los diferentes eventos y procesos de la dinámica externa de la tierra como la depositación fluvial; eventos torrenciales o de vertiente. Para el área de influencia del medio abiótico para la Modificación de Licencia Ambiental del Proyecto de Minería de Oro a Cielo Abierto Gramalote corresponden a depósitos aluviales, coluviales y de flujo.

a. Depósitos aluviales (Qal)

Esta unidad agrupa depósitos generados a partir de los drenajes que surcan la zona. La dinámica fluvial del sector incluye corrientes permanentes, con cauces definidos y diversos grados de incisión que favorecen la acumulación del material aluvial hacia los cauces activos y llanuras de inundación cercanos al río Nus y quebradas afluentes de éste.

Los principales depósitos aluviales se asocian a los drenajes que incisan en sentido NE (agrupadas de Oeste a Este están representados por las quebradas El Topacio, El Banco, San Antonio, Guacas, La Colorada, El Balsal y La Palestina) y desembocan posteriormente al río Nus. La mayoría están constituidos por suelos arenosos finos a limosos, de compacidad baja, derivados del arrastre de los suelos del Batolito Antioqueño.

La tasa de acumulación de estos depósitos se incrementa durante las precipitaciones fuertes cuando se inundan las márgenes de los drenajes que moldean el relieve configurado por el Batolito Antioqueño.

El tamaño de la arena disminuye a medida que se aleja del cauce principal. Los materiales de las llanuras aluviales viajan suspendidos en el agua y se precipitan cuando el peso de la partícula excede la energía del flujo de agua.

b. Depósitos coluviales (Qc)

La dinámica de ladera asociada a los espesos suelos presentes y las zonas de pendientes altas a moderadas favorece la generación de deslizamientos. Por lo anterior, es común la ocurrencia de depósitos coluviales (Qc) constituidos en su mayoría por suelo y menor porcentaje de bloques de roca que han sido removidos de los horizontes de meteorización más superficiales. Son generalmente matriz soportados con fragmentos meteorizados de tamaños generalmente centimétrico, de formas angulosas a subangulosas; la textura de la matriz varia de limo arcillosa a limo arenosa y es de consistencia principalmente blanda.

c. Depósitos de flujo (Qfl)

Son depósitos generados por movimientos en masa, muchas veces canalizados por cañadas o valles estrechos, que involucran gran cantidad de agua y por lo tanto un transporte relativamente fluido, para finalmente depositarse con una forma alargada con mayor amplitud en una parte baja.

Son generalmente matriz soportados con fragmentos meteorizados de tamaños centimétrico, de formas angulosas a subangulosas; la textura de la matriz varia de limo arcillosa a limo arenosa y es de consistencia principalmente blanda. Se presentan en algunas vaguadas y caños menores

d. Llenos antrópicos (Qll)

Corresponden a depósitos artificiales no consolidados que son generados por el hombre con diferentes finalidades como excavaciones, reconformación de terraplenes para vías o caminos, depósitos de escombros, entre otros. El material se caracteriza por presentar diferentes granulometrías, desde material fino a grueso granular suelto, de color gris a amarillo claro, consistencia blanda a media, mal seleccionado y de espesor variable; comúnmente se encuentran fragmentos de madera, ladrillo, cerámica, concreto, etc., con clastos de roca angulosa.

5.1.7.5.9 Análisis de la base de datos general

El ejercicio de caracterización de los suelos y macizo rocoso presentes en el Proyecto de Minería de Oro a Cielo Abierto Gramalote se complementó con el análisis de una base de datos general. Esta base de datos considera 1) la información recopilada durante distintas campañas de exploración ejecutadas para el área de intervención del proyecto minero Gramalote hasta el año 2022 y 2) la campaña específica desarrollada entre 2024 y 2025.

En total, para las obras objeto de la presente solicitud de modificación de licencia, se usaron:

- Número de sondeos: más de ciento un (101) perforaciones (rotación y percusión) y trece (13) calicatas
- Número de sondeos con ensayos: 109
- Número de muestras para ensayos alterados e inalterados: 591.

Los insumos exploratorios utilizados para la definición de la caracterización resultan del filtrado de la información geológica de todo el proyecto, considerando únicamente los sondeos localizados en las zonas donde se proyectan las obras para las cuales se solicita la modificación de la licencia, específicamente en los frentes de vías, depósitos y plataformas. Cada perforación cuenta con su respectivo registro geológico, y los registros de laboratorio existentes para los sondeos del diseño geotécnico se presentan en los anexos de este capítulo 5_1_7_GEOTECNIA.

Los sondajes seleccionados, permiten establecer que:

- La unidad geológica representativa del sector corresponde al Batolito Antioqueño, con sus respectivos horizontes de meteorización tipo suelo y roca.
- En la superficie se pueden encontrar depósitos de flujo, coluviales, aluviales, entre otros.

Con base en la información citada, a continuación, se presenta el análisis de los parámetros claves para la caracterización geomecánica de los suelos y rocas involucrados en distintos análisis de estabilidad y proyección de fundaciones.

Las variaciones de las propiedades según ensayos de laboratorios se presentan a continuación en forma de gráfico tipo cajas y bigotes. En cada gráfico se reporta el número de datos utilizados. Este formato permite visualizar la distribución de los datos en cuartiles y destaca los valores atípicos con menor frecuencia de ocurrencia (valores atípicos que luego fueron depurados para el análisis). La caja reúne los cuartiles superior e inferior más próximos a la mediana. La línea que divide la caja horizontalmente representa la mediana de los datos. La línea vertical en la mitad de cada caja indica la variabilidad de los datos por fuera de los cuartiles superior e inferior.

A. Propiedades Índice

a. Horizonte VI Suelo Residual

Humedades y límites de consistencia:

Para el horizonte VI, la base de datos general levantada para la humedad natural Wn (%), Límite Líquido LL (%), Límite Plástico (%) e Índice de Plasticidad (adimensional) se resume en la Figura 5.1.7.94. En ella se puede observar que la consistencia de este horizonte tiende a ser semisólido, donde la humedad natural promedio tienda a estar por debajo del límite líquido. No obstante, es posible identificar comportamientos plásticos, como se evidenciará más adelante, lo cual se atribuye a que aproximadamente el 20 % del material corresponde a arcillas de alta y baja plasticidad.

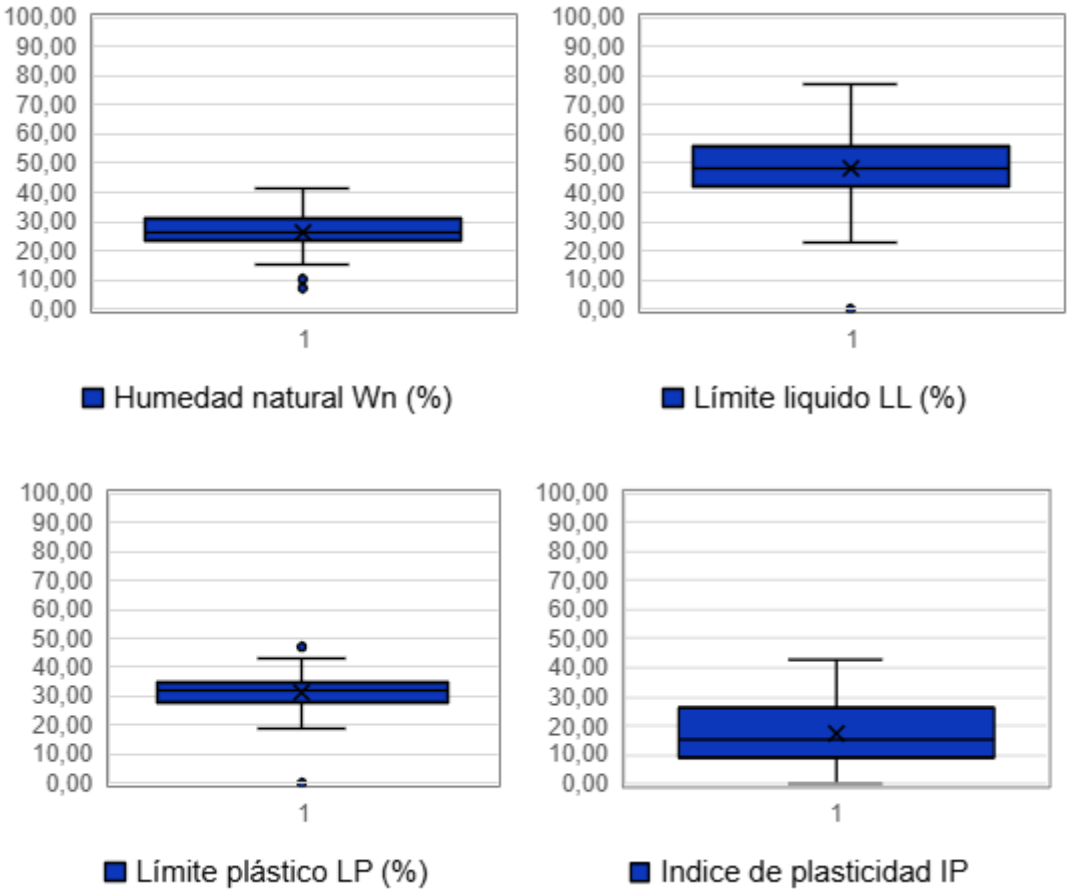


Figura 5.1.7.94 Horizonte VI: Análisis de humedad natural y límites de la base de datos general. Wn% (82 datos), LL (72 datos), LP (78 datos), IP (78 datos)

Fuente: Integral S.A., 2025

Respecto a los valores de humedad, cabe mencionar lo siguiente:

Horizonte VI:

a. La humedad natural se registró entre 7 y 42%, con un promedio de 26% y una desviación estándar de 7%.
b. El límite liquido se registró entre 23 y 77%, con un promedio de 48% y una desviación estándar de 11%.
c. El límite plástico se registró entre 19 y 47%, con un promedio de 32% y una desviación estándar de 5,5%.
d. El índice de plasticidad por su parte se registró entre 1 y 43, promedio de 18 y desviación estándar de 10.

Distribución granulométrica:

El resumen de la distribución granulométrica para el horizonte VI en la base de datos general se presenta en la Figura 5.1.7.95. De ella cabe resaltar que el porcentaje de gravas está por debajo del 20%, siendo los valores más comunes inferiores al 2%. En consecuencia, predominan los finos, tal y como se muestra a continuación:

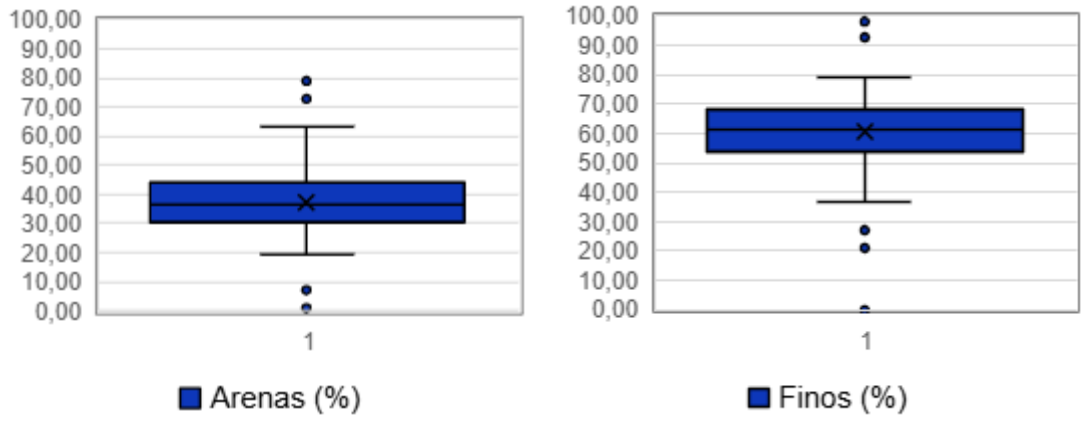


Figura 5.1.7.95 Horizonte VI: Análisis de humedad natural y límites de la base de datos general. Número de datos 78

Fuente: Integral S.A., 2025

Respecto a los porcentajes de distribución granulométrica obtenidos, cabe mencionar lo siguiente:

Horizonte VI

a. El porcentaje de gravas se registró entre 0 y 16%, con un promedio de 1,8% y una desviación estándar de 3,7%.
b. El porcentaje de arenas se registró entre 1 y 78%, con un promedio de 37% y una desviación estándar de 14%.
c. El porcentaje de finos se registró entre 21 y 99%, con un promedio de 62% y una desviación estándar de 15%.

Clasificación SUCS:

En la Figura 5.1.7.96 se observa que según la base de datos general en el horizonte VI son preponderantes los materiales tipo limo de baja a alta plasticidad, representando más del 60% de la composición del suelo. En menor proporción, se encuentran algunas arcillas de baja a alta plasticidad, así como algunas arenas limosas.

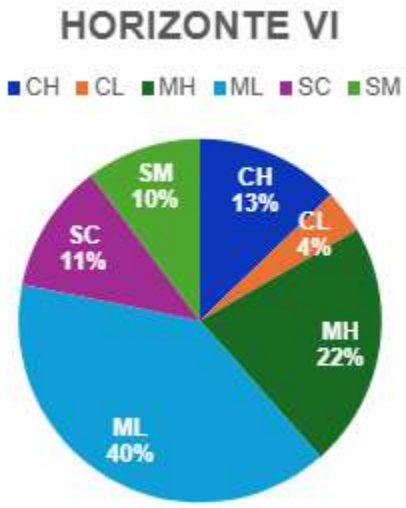


Figura 5.1.7.96 Horizonte VI: Análisis de clasificación SUCS de la base de datos general. Número de datos 78

Fuente: Integral S.A., 2025

b. Horizonte V Saprolito

Humedades y límites de consistencia:

Para el horizonte V, la base de datos general levantada para la humedad natural Wn (%), límite líquido LL (%), Límite Plástico (%) e Índice de Plasticidad (adimensional) se resume en la Figura 5.1.7.97. En ella se puede observar que la consistencia de este horizonte tiende a ser sólido y semisólido donde la humedad natural en promedio tiende a estar por debajo del límite plástico. Es decir, el horizonte V tiende a ser menos plástico que el horizonte VI, debido a que el Saprolito está compuesto principalmente por limos de baja plasticidad y arenas limosas, como se indica posteriormente.

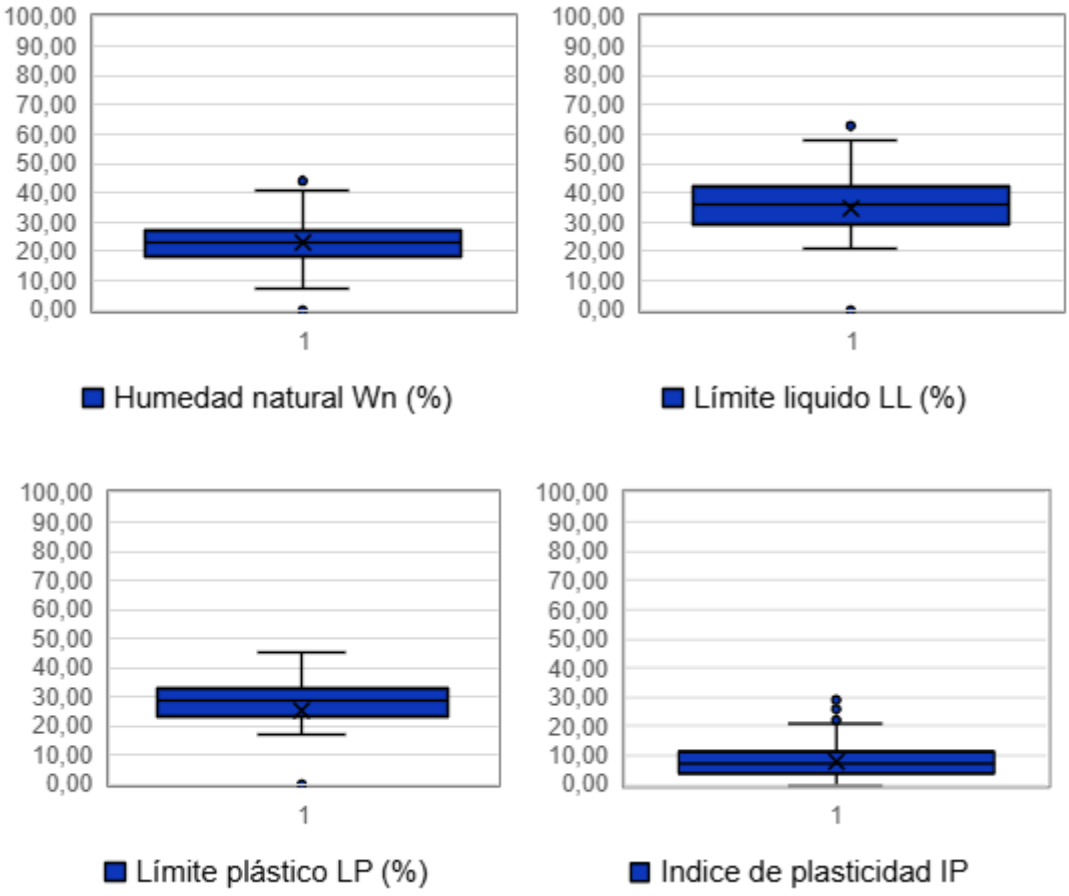


Figura 5.1.7.97 Horizonte V: Análisis de humedad natural y límites de la base de datos general. wn% (221 datos), LL (232 datos), LP (237 datos), IP (236 datos)

Fuente: Integral S.A., 2025

Respecto a los valores de humedad y límites obtenidos, cabe mencionar lo siguiente:

c. Horizonte V:

   a. La humedad natural se registró entre 7 y 46%, con un promedio de 23% y una desviación estándar de 7%.
   b. El límite liquido se registró entre 21 y 63%, con un promedio de 37% y una desviación estándar de 8%.
   c. El límite plástico se registró entre 14 y 45%, con un promedio de 29% y una desviación estándar de 6%.
   d. El índice de plasticidad por su parte se registró entre 1 y 29, promedio de 9 y desviación estándar de 5.

Distribución granulométrica:

El resumen de la distribución granulométrica para el horizonte V en la base de datos levantada general se presenta en la Figura 5.1.7.98. De ella cabe resaltar que el porcentaje de gravas está por debajo del 26%, siendo los valores más comunes inferiores al 1%. En consecuencia, predomina la mezcla de finos y arenas, tal y como se muestra a continuación:

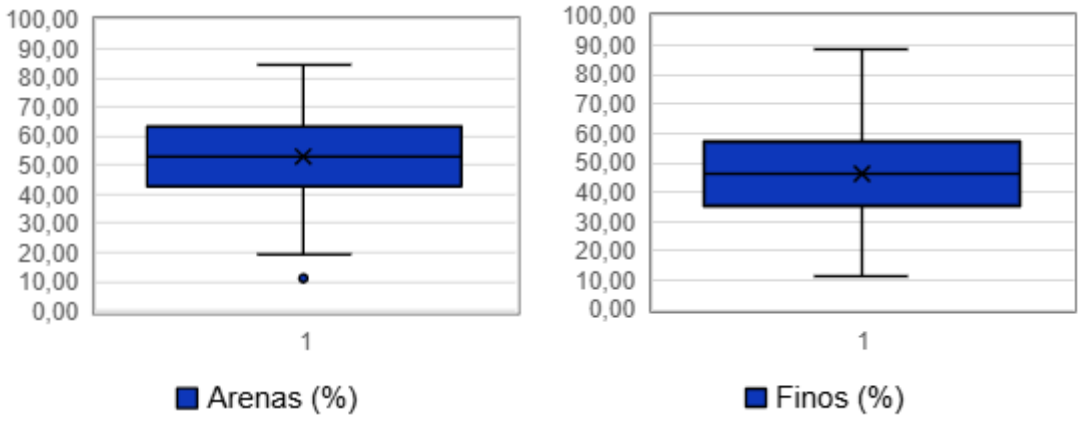


Figura 5.1.7.98 Horizonte V: Análisis de humedad natural y límites de la base de datos general. Número de datos 243

Fuente: Integral S.A., 2025

Respecto a los porcentajes de distribución granulométrica, cabe mencionar lo siguiente:

d. Horizonte V:

   a. El porcentaje de gravas se registró entre 4 y 26%, con un promedio de 1,1% y una desviación estándar de 4%.

   b. El porcentaje de arenas se registró entre 11 y 85 %, con un promedio de 53% y una desviación estándar de 14%.

   c. El porcentaje de finos se registró entre 12 y 89%, con un promedio de 46% y una desviación estándar de 15%.

A partir de este análisis, se concluye que dicho horizonte tiende a presentar un mayor contenido de arena en comparación con el horizonte VI, destacándose además que el saprolito constituye el estrato más espeso entre los horizontes tipo suelo que serán intervenidos en el Proyecto de Minería de Oro a Cielo Abierto Gramalote. Esta condición resalta la importancia de proyectar medidas de control frente a la erosión superficial por escorrentía, así como la implementación de sistemas de drenaje profundo en intervenciones que involucren excavaciones en talud.

Clasificación SUCS:

En la Figura 5.1.7.99 se observa que, según la base de datos general, el horizonte V está compuesto por una mezcla de materiales finos de baja y alta plasticidad, que en conjunto

representan cerca del 50%, además de arenas limosas y arenas arcillosas. Esta distribución granulométrica se traduce en una menor plasticidad del saprolito, tal como se mencionó previamente, especialmente en comparación con el horizonte VI.

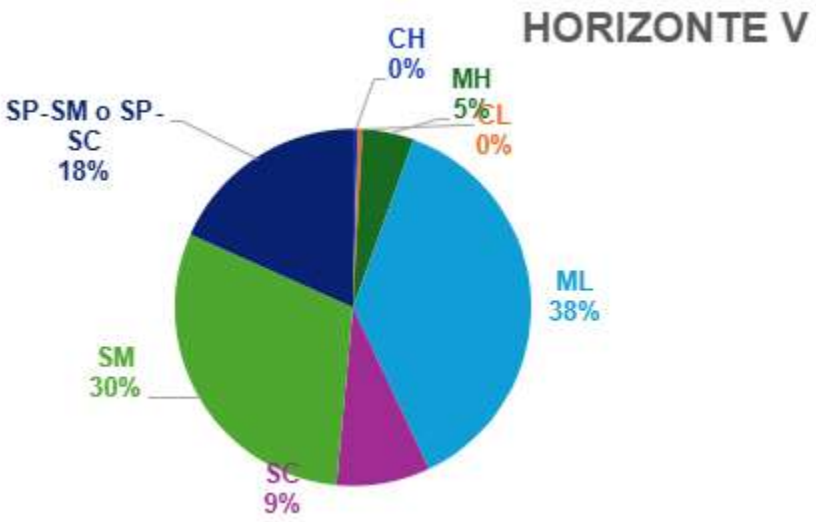


Figura 5.1.7.99 Horizonte V: Análisis de clasificación SUCS de la base de datos general. Número de datos 243

Fuente: Integral S.A., 2025

B. Peso unitario

a. Horizonte VI suelo residual

Las variaciones del peso unitario húmedo y seco para horizonte VI de la base de datos general, se resume en la Figura 5.1.7.100. En dicha base de datos, se observa que el promedio del peso unitario húmedo es del orden de 18 kN/m^3, mientras que el promedio del peso unitario seco es aproximadamente 14 kN/m^3.

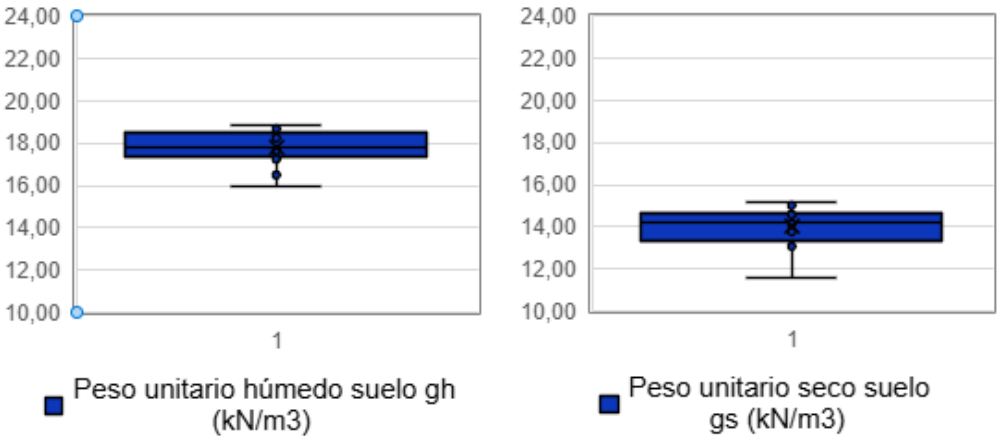


Figura 5.1.7.100 Horizonte VI: Análisis de los pesos unitarios reportados en la base de datos general. Número de datos 14 para el húmedo y 13 para el seco

Fuente: Integral S.A., 2025

Respecto a los pesos unitarios, cabe mencionar lo siguiente:

Horizonte VI:

a. El peso unitario húmero se registró entre 16 a 19 kN/m^3, con un promedio de 18 kN/m^3 y desviación estándar de 0,8 kN/m^3.

b. El peso unitario húmero se registró entre 12 a 15 kN/m^3, con un promedio de 14 kN/m^3 y desviación estándar de 1 kN/m^3.

b. Horizonte V saprolito

Las variaciones del peso unitario húmedo y seco para el horizonte V de la base de datos general, se resume en la Figura 5.1.7.101. En esta base de datos, se observa que el promedio del peso unitario húmedo y el promedio del peso unitario seco se mantiene alrededor de 18 kN/m^3 y 14 kN/m^3 respectivamente.

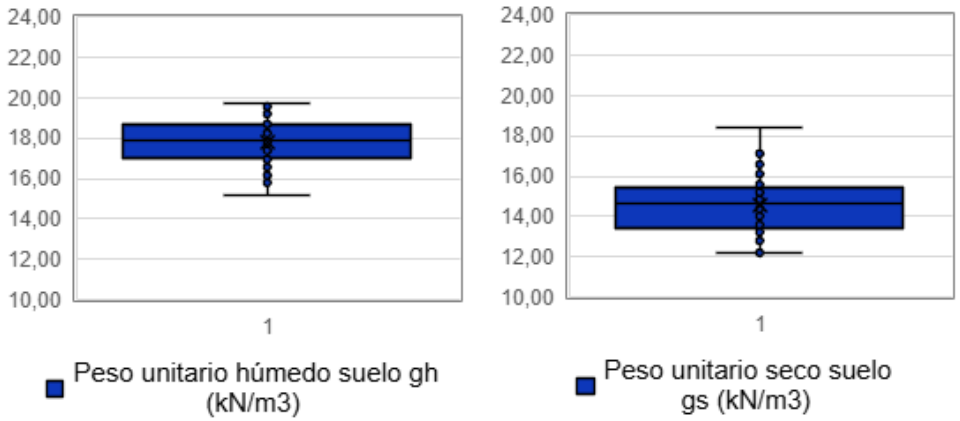


Figura 5.1.7.101 Horizonte V: Análisis de los pesos unitarios reportados en la base de datos general. Número de datos 38

Fuente: Integral S.A., 2025

Respecto a los pesos unitarios, cabe mencionar lo siguiente:

c. Horizonte V:

   a. El peso unitario húmedo se registró entre 15 y 20 kN/m^3 con un promedio de 18 kN/m^3 y una desviación estándar de 1,2 kN/m^3.

   b. El peso unitario seco se registró entre 12 y 18 kN/m^3 con un promedio de 14 kN/m^3 y una desviación estándar de 1,4 kN/m^3.

C. Resistencia al corte

a. Horizonte VI suelo residual

En la Figura 5.1.7.102 se resumen únicamente los parámetros de cohesión y fricción de acuerdo con los ensayos de laboratorio tipo corte directo CD, ejecutados en la base de datos general en horizonte VI, con los datos que estaban disponibles hasta abril de 2025. Así el valor promedio de la cohesión definida para diseño para este horizonte VI está entorno de 25 kPa y el valor promedio de la fricción de 29° aproximadamente.

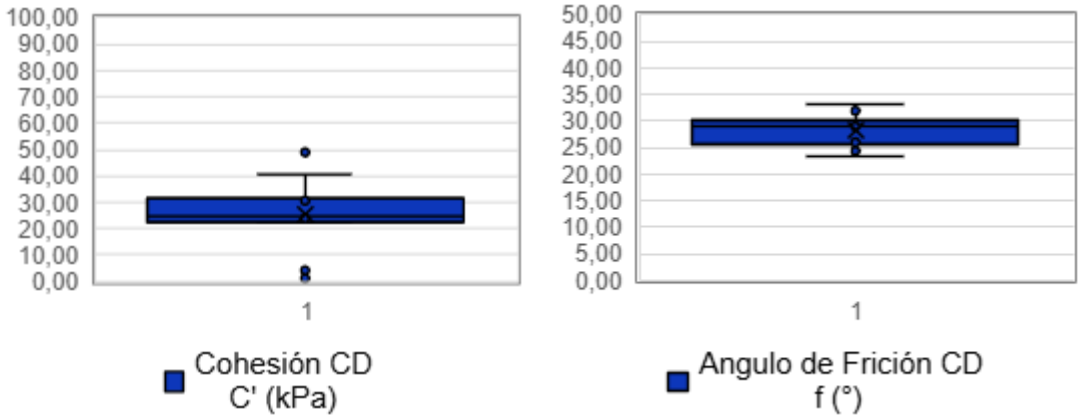


Figura 5.1.7.102 Horizonte VI: Análisis del ángulo de fricción y cohesión en la base de datos general. Número de datos 8

Fuente: Integral S.A., 2025

Respecto a los resultados de ensayos de resistencia al corte directo, cabe mencionar lo siguiente:

Horizonte VI:

a. El ángulo de fricción se registró entre 23° a 32°, con un promedio de 29° y desviación estándar de 3°.

b. La cohesión efectiva se registró entre 1 a 49 kPa, con un promedio de 25 kPa y desviación estándar de 14 kPa. Esta variabilidad fue identificada teniendo en cuenta diferentes niveles de confinamiento, niveles de humedad durante el ensayo, círculos de Mohr anómalos entre cargas incrementales, entre otras, por lo tanto, se hará un filtrado de los datos.

c. En los ensayos realizados en 2025 se observó una alta variabilidad en los valores de cohesión. Durante el procesamiento de los ensayos de corte directo, en varios casos solo fue posible disponer de dos puntos, ya que las condiciones de humedad y saturación de las muestras diferían significativamente entre sí dentro de un mismo ensayo. Si se excluyen todos los datos correspondientes a 2025, la base de datos general muestra que la cohesión de este horizonte varía entre 22 y 49 kPa, con un valor promedio de 32 kPa y una mediana de 25 kPa.

b. Horizonte V saprolito

En la Figura 5.1.7.103 se resumen únicamente los parámetros de cohesión y fricción de acuerdo con los ensayos de laboratorio tipo corte directo CD, reportados en la base de datos general para el horizonte V, con los datos que estaban disponibles hasta abril de 2025. Así, se define un valor promedio de cohesión para el diseño del orden de 22 kPa para el horizonte V, mientras que el ángulo de fricción promedio se estima en aproximadamente 32°.

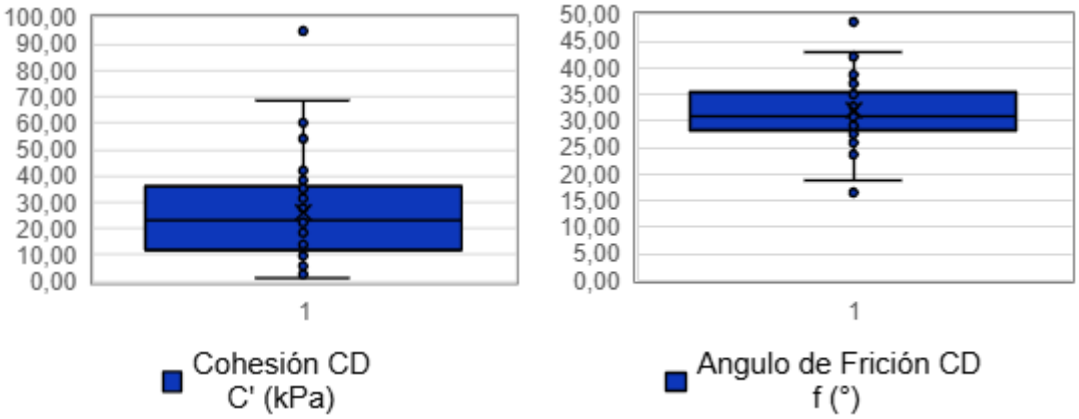


Figura 5.1.7.103 Horizonte V: Análisis del ángulo de fricción y cohesión en la base de datos general. Número de datos 35

Fuente: Integral S.A., 2025

Respecto a los resultados de ensayos de resistencia al corte directo, cabe mencionar lo siguiente:

Horizonte VI:

a. El ángulo de fricción se registró entre 16° a 49°, con un promedio de 32° desviación estándar de 7 kPa.

b. La cohesión efectiva se registró entre 1 a 95 kPa, con un promedio de 27 kPa y desviación estándar de 18 kPa. Esta variabilidad fue identificada teniendo en cuenta diferentes niveles de confinamiento, niveles de humedad durante el ensayo, círculos de Mohr anómalos entre cargas incrementales, entre otras, por lo tanto, se hará un filtrado de los datos.

c. En los ensayos realizados en 2025 se observó una alta variabilidad en los valores de cohesión. Durante el procesamiento de los ensayos de corte directo, en varios casos solo fue posible disponer de dos puntos, ya que las condiciones de humedad y saturación de las muestras diferían significativamente entre sí dentro de un mismo ensayo. Si se excluyen todos los datos correspondientes a 2025, la base de datos general muestra que la cohesión de este horizonte varía entre 6 y 95 kPa, con un valor promedio de 31 kPa y una mediana de 22 kPa.

D. Parámetros de compresibilidad

a. Horizonte VI suelo residual

Los parámetros de compresibilidad del horizonte VI, fueron determinados a partir de los ensayos de consolidación unidimensional reportados en la base de datos general, y se presentan en la Figura 5.1.7.104. Allí, se reportó la relación de compresión Cc la cual en promedio es de 0,12 haciendo referencia a materiales de compresibilidad media. Por otro

lado, la carga de pre-consolidación está alrededor de 83 kPa y un máximo de 250 kPa, promedio de 191 kPa. Adicionalmente, la relación de vacíos inicial alcanzó valores hasta de 1. Teniendo en cuenta que los espesores máximos del suelo residual pueden encontrarse por encima de los 9,0 m como se ha mencionado en la caracterización geológica, en general, el material del horizonte VI tiende a estar normalmente consolidado. Por otro lado, el rango de relaciones de vacíos reportados es consistente para materiales tipo limos y arcillas de baja a alta plasticidad.

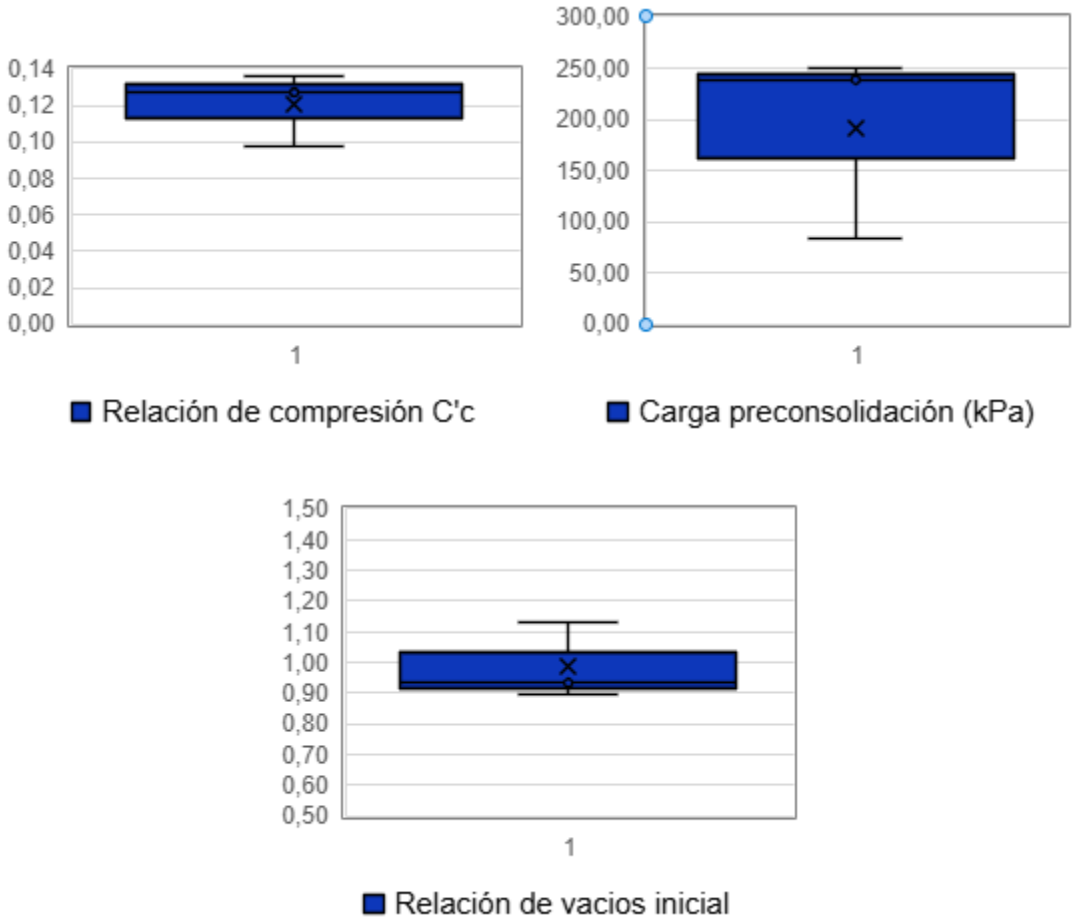


Figura 5.1.7.104 Horizonte VI: Análisis de los resultados del análisis de consolidación. Número de datos 3

Fuente: Integral S.A., 2025

b. Horizonte V saprolito

Los parámetros de compresibilidad del horizonte V, se determinaron a partir de ensayos de consolidación unidimensional de la base de datos general, y se presentan en la Figura 5.1.7.105.

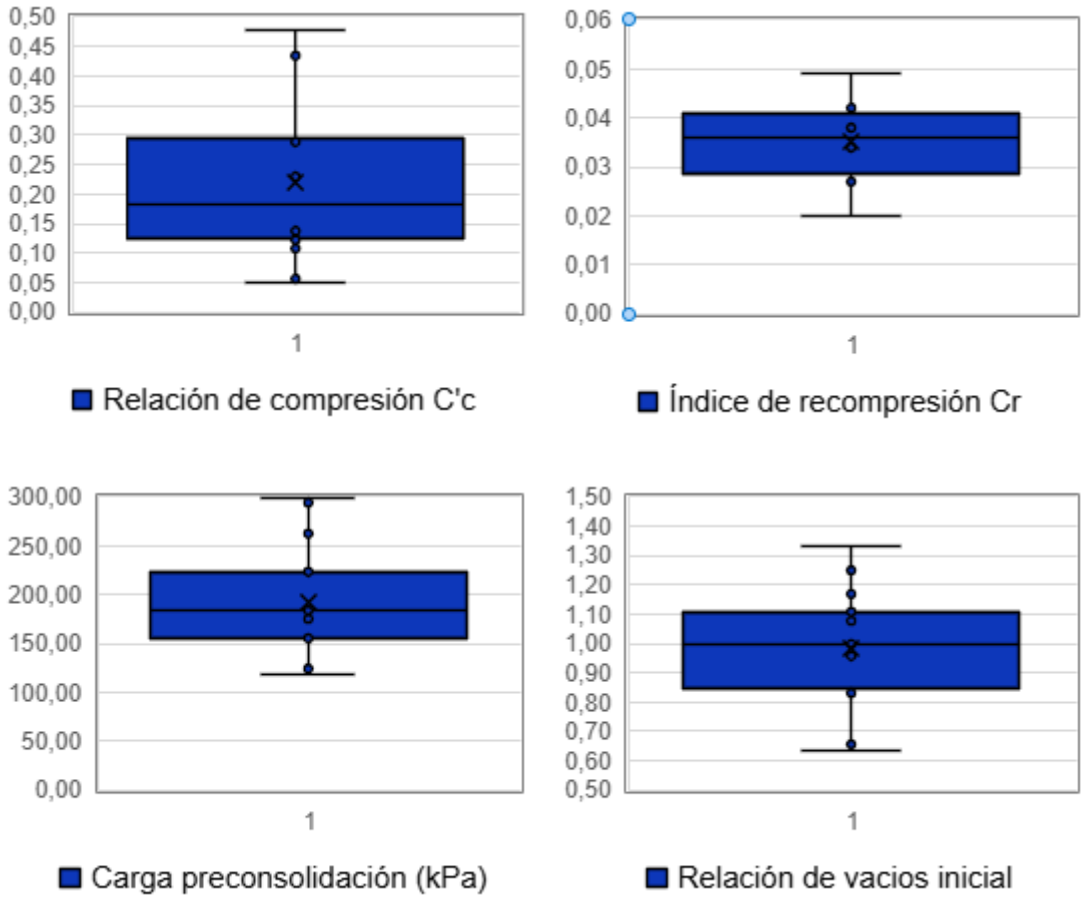


Figura 5.1.7.105 Horizonte V: Análisis de los resultados del análisis de consolidación. Número de datos 13 (Datos de Cr fueron reportados en 6 ensayos)

Fuente: Integral S.A., 2025

Respecto a ensayos de consolidación cabe mencionar lo siguiente:

c. Horizonte V:

   a. La relación de compresión Cc varío entre 0,05 a 0,5 con un promedio de 0,21 y una desviación estándar de 0,13.

   b. El índice de recompresión Cr varío entre 0,02 y 0,05 con un promedio de 0,04, la desviación estándar estuvo en torno de 0,01.

   c. La carga de preconsolidación varío entre 118 a 299 kPa, con un promedio de 193 kPa y una desviación estándar de 59 kPa.

   d. La relación de vacíos inicial varío entre 0,6 y 1,3 con un promedio de 0,9 y una desviación estándar de 0,2.

En algunos puntos del horizonte V, es posible encontrar tanto materiales normalmente consolidados como sobre consolidados, pues algunas muestras fueron tomadas por debajo de los 15,0 m de profundidad.

E. Otros horizontes

a. Horizonte IV transición suelo roca

Como mencionado antes, la matriz de la transición suelo roca se caracteriza por materiales areno limosos de consistencia dura, compacidad densa a muy densa, color amarillo por la presencia de óxidos y gris que envuelve fragmentos de granodiorita. Por lo tanto, dicho material fue caracterizado no solo a partir de los ensayos de laboratorio, sino también considerando la información obtenida a partir de las cargas de perforación, los resultados del ensayo SPT y las descripciones geológicas. Este material, debido a su granulometría gruesa y naturaleza compacta, requirió avances mediante rotación, lo cual limitó el uso de métodos de muestreo como el tubo Shelby. Por tanto, la ausencia de muestras obtenidas con este método denota la dureza del material. Esta misma situación ha sido registrada de manera consistente en todas las campañas de exploración del proyecto Gramalote.

A partir de las muestras extraídas mediante corona, y con base en la información contenida en la base de datos general, se realizaron ensayos de caracterización a las fracciones más finas cuyos resultados permiten destacar las siguientes propiedades de la matriz:

- Las matrices son de baja plasticidad (limos de baja plasticidad o arenas limosas), con humedades promedio de 20%.
- Índices de plasticidad por debajo de 13.
- Los porcentajes de arenas superan el 50% y pueden ser hasta del orden del 80%.
- Los pesos unitarios húmedos de la matriz pueden alcanzar hasta 19 kN/m^3 mientras que los pesos unitarios secos pueden alcanzar hasta 16 kN/m^3. Para el diseño se debe considerar la presencia de bloques tal y como se esquematiza en la Figura 5.1.7.93.
- Se tienen dos datos de cohesión en la matriz (6,70 a 33,1 kPa) y de fricción en la matriz (28° a 43°) con dos ensayos de corte directo. El análisis de resistencia al corte de este estrato se complementó con los SPT.

b. Depósito aluvial

Los depósitos aluviales derivados de las quebradas El Balsal y La Colorada entre otras, se caracterizarán con base en los resultados del ensayo SPT, y como complemento, se registra lo observado en los ensayos de laboratorio de la base de datos general (las muestras generalmente corresponden a matriz):

- Las matrices son variables entre limos y arcillas de baja plasticidad, así como arenas limosas a arcillosas (pobre a bien gradadas), y con humedades promedio de 29%.
- En promedio, el límite líquido puede estar alrededor del 43%, el límite de plasticidad del 29% y los índices de plasticidad del 14%.

- Los porcentajes de gravas en promedio son del orden de 6%, las arenas en promedio superan el 50% y pueden ser hasta del orden del 92%. El porcentaje de finos puede ser también del orden del 40% en promedio
- Los pesos unitarios húmedos de la matriz pueden alcanzar hasta 20 kN/m^3. Los pesos unitarios secos pueden alcanzar hasta 16 kN/m^3. Para la definición de los valores de diseño se considerará la presencia de bloques según las perforaciones.
- Las cohesiones también son variables y puede ser en promedio de 10 kPa y pueden alcanzar 24 kPa, así como las fricciones que pueden estar en el rango 20 a 34°. La caracterización en términos de resistencia al corte se complementa con el ensayo del SPT.

c. Depósito coluvial

Dentro de la base de datos general y de acuerdo con la geología del proyecto, en el muestreo con laboratorio de los depósitos coluviales se encontraron las siguientes características:

- Las matrices son variables entre limos y arcillas de alta y baja plasticidad, así como arenas limosas a arcillosas, y con humedades promedio de 32%.
- En promedio, el límite líquido puede estar alrededor del 68%, el límite de plasticidad del 35% y los índices de plasticidad del 33%.
- Los porcentajes de gravas en promedio son del orden de 2%, las arenas en promedio superan el 38% y pueden ser hasta del orden del 89%. El porcentaje de finos puede ser también del orden del 59% en promedio.
- Los pesos unitarios húmedos son variables de acuerdo con toda la base de datos en el rango 16 a 19 kN/m3. Los pesos unitarios secos son variables entre 12 a 14 kN/m3.
- De las matrices sólo se tienen dos datos de ensayos de corte directo CD y en ellos la cohesión fue del orden de 14 a 25 kPa y la fricción varía entre 28 y 33°, sin embargo, la caracterización en términos de resistencia al corte podrá complementarse con el ensayo del SPT.

d. Depósito de flujo

En la base de datos general se observa una baja población de datos de laboratorio correspondientes a su matriz. Los dos datos existentes de este material denotan matrices predominantemente limo arenosas con humedades promedio del orden de 25%, límite líquido promedio del 40%, límite plástico promedio del orden de 28% e índice de plasticidad de 12. La caracterización en términos de resistencia al corte se complementa con el ensayo del SPT.

F. Macizo rocoso

a. Horizonte III roca moderadamente meteorizada

En la Figura 5.1.7.106 se presenta un resumen de los resultados obtenidos en los ensayos de compresión simple realizados sobre muestras del horizonte III, según la base de datos

general. De esta figura se observa que la resistencia a la compresión simple (inconfinada) presenta un valor promedio del orden de 46 MPa, con valores máximos que alcanzan los 90 MPa. El módulo de elasticidad asociado muestra un promedio de 14 GPa, con registros puntuales de hasta 40 GPa. En cuanto a la relación de Poisson, el valor promedio registrado está entre 0,2 a 0,4. Adicionalmente, el índice de resistencia a la carga puntual corregido (Is50) promedio se sitúa alrededor de 2 a 4 MPa en dirección axial y diametral. Aplicando la correlación empírica $\sigma_c = (22\ a\ 24)I_{s\,(50)}$ se estima una resistencia a la compresión simple en el rango de 44 a 96 MPa, lo cual resulta consistente con los resultados del ensayo a compresión simple. El peso unitario es 27 kN/m^3, con un rango de variación de 25 a 28 kN/m^3.

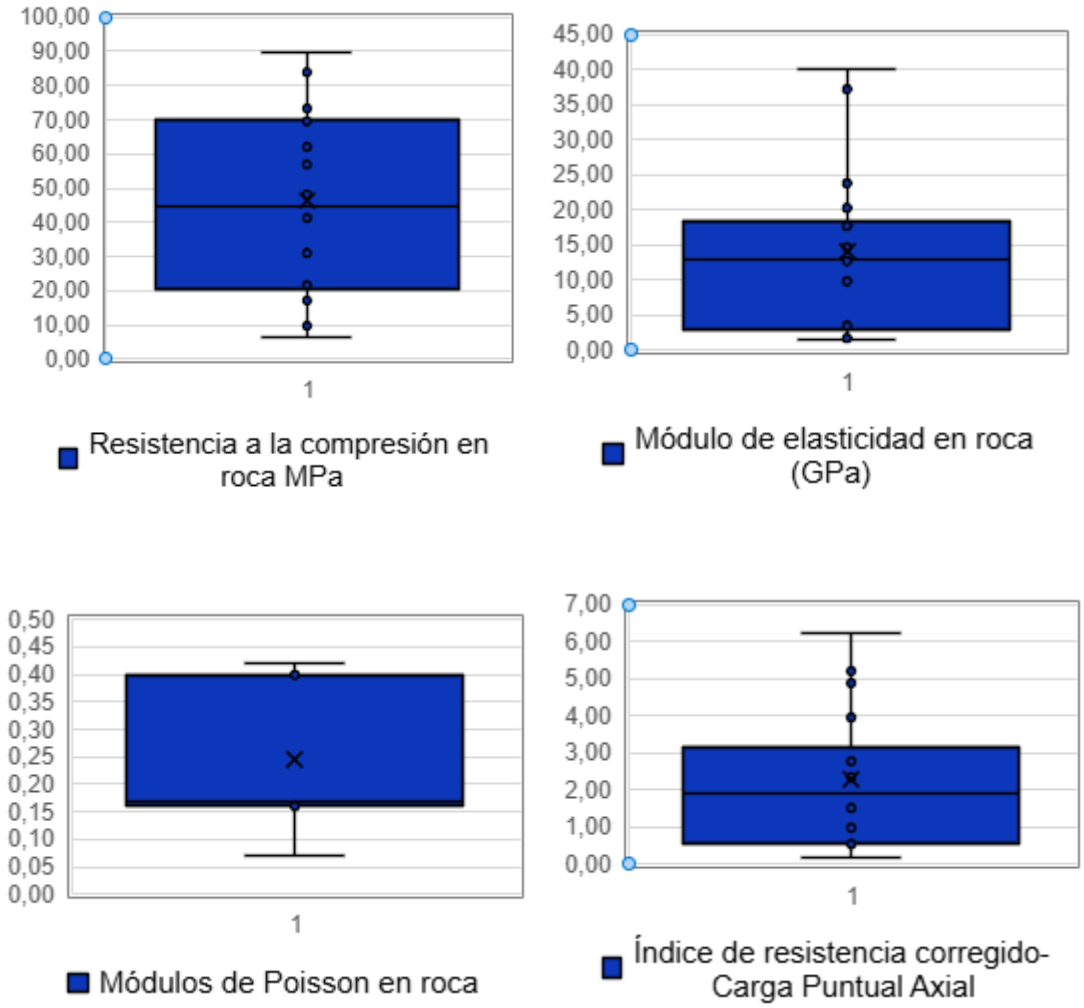


Figura 5.1.7.106 Horizonte III: Análisis de la compresión simple (datos 16), módulo de elasticidad (datos 16), relación de Poisson (datos 6), Índice de resistencia Carga Puntual Is 50 en MPa en la base de datos general (datos 16 axial y 11 diametral)

Fuente: Integral S.A., 2025.

b. Horizonte II roca levemente meteorizada.

En la Figura 5.1.7.107 se resumen los resultados de compresión simple, consignados en la base de datos general en el horizonte II. En ella se puede observar que el valor promedio de la resistencia a la compresión simple (inconfinada) del horizonte II en promedio es del orden de 89 MPa, con un máximo de 153 MPa. El módulo de elasticidad en promedio es de 37 GPa y puede alcanzar hasta 80 GPa. La relación o módulo de Poisson en promedio es de 0,2. El índice de resistencia a la carga puntual corregido Is 50 promedio en la dirección axial y radial está en torno de 4 a 5 MPa y usando la relación $\sigma_c = (22\ a\ 24)I_{s\,(50)}$, se puede obtener un valor correlacionado de la resistencia a la compresión simple del orden de 88 a 120 MPa lo que es coherente con los ensayos de resistencia inconfinada. El peso unitario es 28 kN/m^3, con un rango de variación de 25 a 29 kN/m^3.

Se observa que, en esta condición menos alterada, la resistencia a la compresión simple y el módulo es superior a la observado en el horizonte III. Por su parte, la relación de Poisson disminuye lo que es coherente con una mayor resistencia y menor grado de meteorización en el horizonte II.

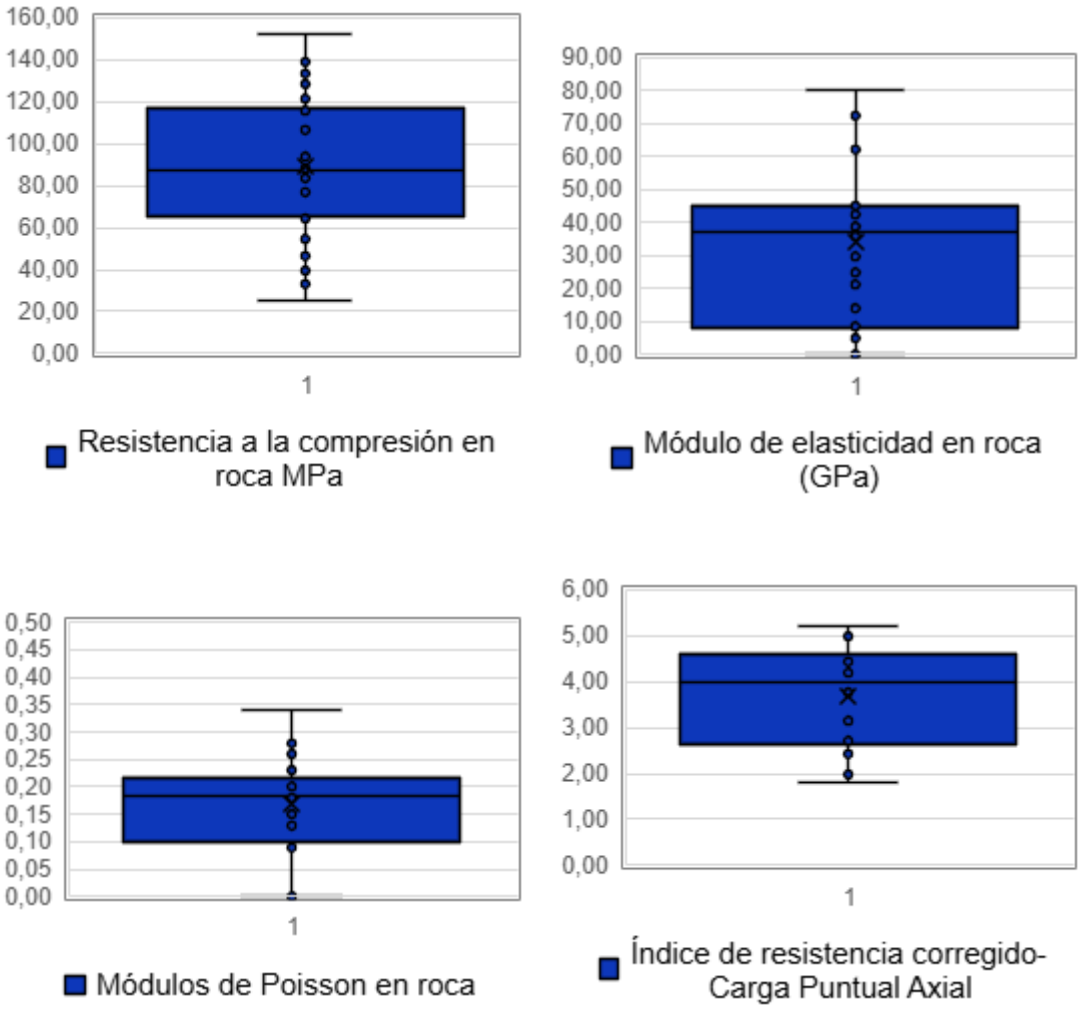


Figura 5.1.7.107 Horizonte II: Análisis de la compresión simple (datos 28), módulo de elasticidad (datos 28), relación de Poisson (datos 20), Índice de resistencia Carga Puntual Is 50 en MPa en la base de datos general (datos axiales 12 y datos diametrales 5)

Fuente: Integral S.A., 2025

c. Horizonte I roca sana.

En la Figura 5.1.7.108 se resumen los resultados de compresión simple, consignados en la base de datos general en el horizonte I. Los datos corresponden a los medidos únicamente en el año 2024 a 2025 y se obviaron los datos de la perforación PG20-117 pues los valores medidos en las mismas son inferiores a las de los horizontes II y III ampliamente caracterizados (es decir, los datos de la PG20-117 para la roca horizonte I no se consideran representativos). En esos dos ensayos se puede observar que el valor promedio de la resistencia a la compresión simple (inconfinada) del horizonte I en promedio es del orden de 117 MPa, con un máximo de 139 MPa. El módulo de elasticidad en promedio es de 82

GPa y puede alcanzar hasta 88 GPa. La relación o módulo de Poisson en promedio es de 0,2. El peso unitario es 27 kN/m^3, con un rango de variación de 26 a 29 kN/m^3.

El horizonte I corresponde a la condición más inalterada de la roca en el sector, y, por tanto, se usarán como referencia para definir aquellos parámetros en el criterio de Hoek y Brown Generalizado que requieran de dicha condición.

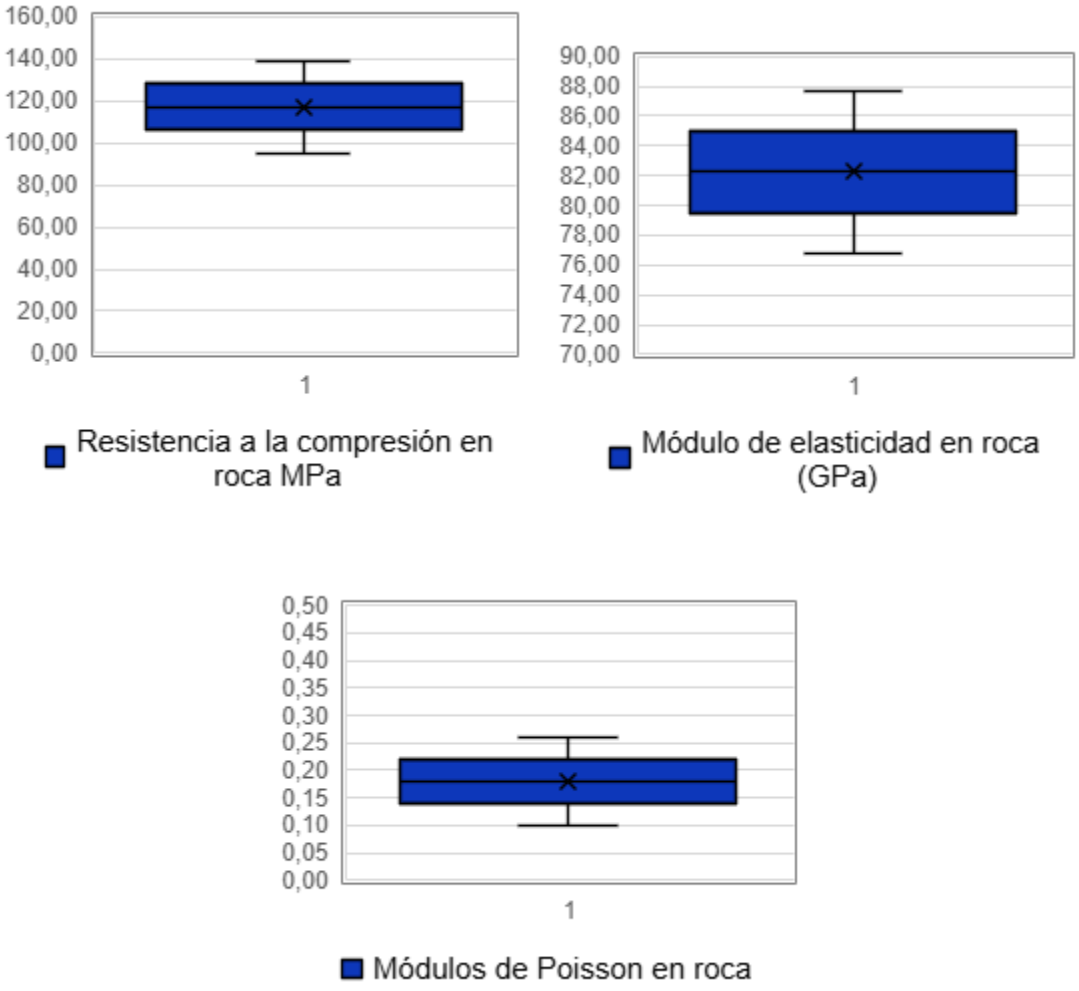


Figura 5.1.7.108 Horizonte I: Análisis de la compresión simple (datos 2), módulo de elasticidad (datos 2), relación de Poisson (datos 2)

Fuente: Integral S.A., 2025.

G. Caracterización del GSI

- Vías o Accesos, Plataformas, Zodmes, La Colorada

Como se mencionó antes, para los horizontes de roca se definieron los siguientes Índices de Resistencia Geológica (GSI), con base en la inspección visual por parte de personal de geología a las cajas de perforación y teniendo en cuenta su conocimiento de la unidad geológica sobre la cual se desarrolla el proyecto minero Gramalote:

- Roca moderadamente meteorizada (Tipo III): Presenta una estructura conformada por bloques angulares a subangulares de tamaño medio, producto de un fracturamiento moderado. Las discontinuidades son predominantemente planas, con superficies mayormente rugosas y, en general, sin relleno; únicamente se observan de manera localizada películas delgadas de arcillas y óxidos. Estas características son consistentes con un macizo rocoso de calidad media, al cual se asigna un GSI de 50 ± 5.
- Roca poco meteorizada (Tipo II): Se caracteriza por una estructura con fracturamiento más espaciado y bloques de mayor tamaño que el horizonte Tipo III. Predominan discontinuidades de superficies planas a onduladas, con rugosidades principalmente rugosas a suavemente rugosas y, en su mayoría, sin relleno; sólo de forma aislada se presentan películas delgadas de arcillas y óxidos. Estas características son representativas de un macizo rocoso de buena calidad, al cual se asigna un GSI de 60 ± 6.
- La desviación estándar fue fijada según propuestas tales como (Mao, Al-Bittar, & Soubra, 2012) y (Lu & Low, 2011)..

Las inspecciones visuales a las cajas de perforación surgen debido a que en la zona donde se va a desarrollar el proyecto Gramalote, no se cuenta con una cantidad representativa de afloramientos. Dichos afloramientos permitirían una calificación más detallada en términos de GSI, considerando la tridimensionalidad de los bloques, además, sería posible caracterizar con mayor detalle aspectos tales como la persistencia de las discontinuidades.

Por lo anterior, para complementar la estimación del GSI y evaluar la consistencia de la clasificación obtenida mediante la inspección visual, se aplicó la metodología propuesta por (Hoek E. C., 2013) en el artículo *Quantification of the Geological Strength Index chart*. Este enfoque propone cuantificar analíticamente el GSI mediante la evaluación de parámetros geomecánicas de las discontinuidades, entre ellos la persistencia, apertura, rugosidad, tipo de relleno y grado de meteorización de las superficies, en conjunto con el RQD como indicador de la calidad estructural del macizo.

Dicho análisis complementario se desarrolló utilizando la base de datos geológica de perforaciones MEIA2_GCL.gdb (que hace parte de la GDB del proyecto), de la cual se seleccionaron los registros correspondientes a los horizontes de meteorización II y III. De la GDB se excluyeron los datos de grado de fracturamiento clasificados como masivo, debido a que la ausencia de un sistema de discontinuidades identificables en ese impide la aplicación de la metodología cuantitativa de estimación del GSI. Los demás parámetros requeridos por el método fueron obtenidos a partir de la descripción geológica registrada durante el logeo geológico de las perforaciones.

Los histogramas presentados en la Figura 5.1.7.109 reflejan la distribución de frecuencias de las características de las discontinuidades identificadas en cada horizonte geológico.

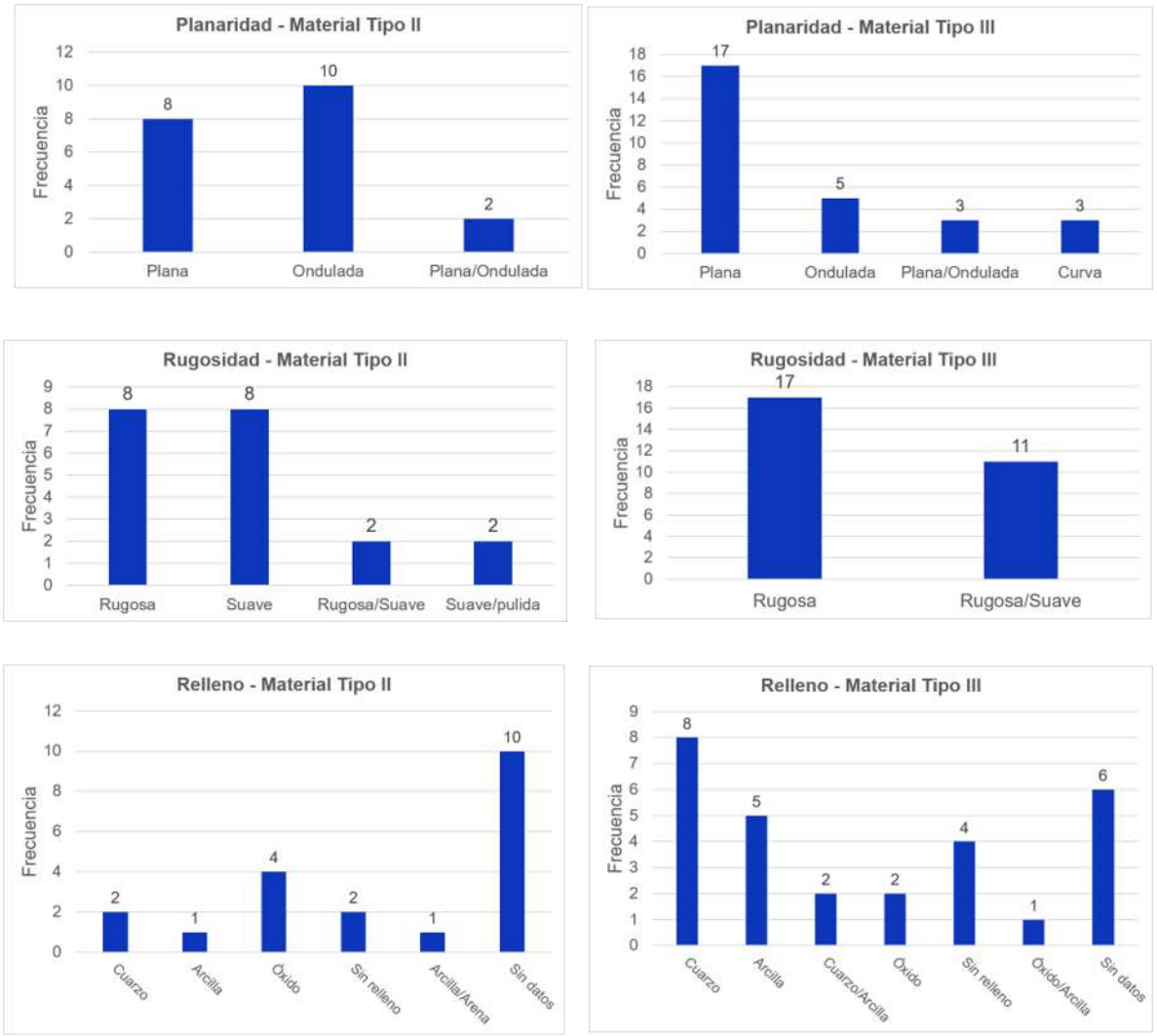


Figura 5.1.7.109 Caracterización de las discontinuidades usando perforaciones de MEIA2_GCL.gdb

Fuente: Integral S.A., 2026

Dado que la persistencia y apertura de las discontinuidades resulta compleja calificarla únicamente con los datos extraídos de las perforaciones existentes, respecto a estos dos factores se adoptaron hipótesis conservadoras para su estimación, basadas en la experiencia asociada a proyectos desarrollados en la zona y en el Batolito Antioqueño. En particular se asumió una persistencia de las discontinuidades entre 3 y 10 m,

correspondiente a una calificación de 2 según la metodología (Hoek E. C., 2013), y una apertura entre discontinuidades de 1 a 5 mm, equivalentes a una calificación de 1.

Con la información anterior se estimó un rango de valores de GSI para cada registro y se elaboraron diagramas de cajas y bigotes para los horizontes de meteorización II y III, como se presenta en la Figura 5.1.7.110. y la Tabla 5.1.7.118. Los resultados muestran que los valores de GSI asignados se encuentran dentro del rango de variabilidad asignado, lo que constituye una validación independiente de la clasificación geomecánica adoptada.

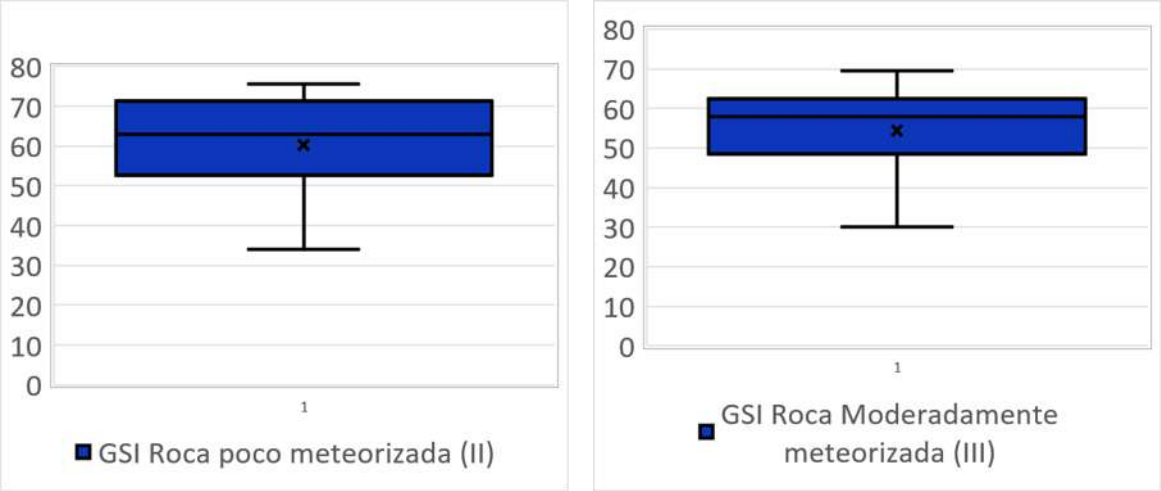


Figura 5.1.7.110 Análisis de GSI. Horizonte de meteorización (II) (20 Datos), Horizonte de meteorización (III) (28 Datos)

Fuente: Integral S.A., 2026

Tabla 5.1.7.118 Valores mínimo, máximo y cuantiles del GSI para los horizontes de meteorización.

Horizonte de meteorización	Min	Q1	Q2(mediana)	Media	Q3	Max
Tipo II	34	52,87	63	60,23	71,25	75,5
Tipo III	30	48,5	58	54,32	62,5	69,5

Fuente: Integral S.A., 2026

En las modelaciones primará el valor determinado de la inspección visual del geólogo la cual fue desarrollada con base en la observación a los núcleos de perforaciones, así como, al conocimiento geológico de la unidad donde se desarrollará el proyecto. Durante las labores de construcción, en caso de identificar macizo rocoso, se deberá realizar levantamientos /estaciones geomecánicas, y con base en ello, de ser necesario, incorporar los hallazgos en los análisis de estabilidad.

- Tajo o PIT

La metodología utilizada para la estimación de las propiedades se resume a continuación:

- Los parámetros que definen la envolvente de falla de Hoek-Brown para la roca intacta se estimaron a partir de los resultados de los ensayos de laboratorio disponibles.
- Se consideraron los promedios de GSI ponderados de los tramos de sondaje para cada UG.
- Los parámetros de Hoek-Brown fueron determinados considerando un factor de perturbación de D = 0,4 para las zonas no perturbadas y D = 0,8 para las zonas perturbadas, correspondientes a la zona cercana a la superficie, la cual se ve más significativamente afectada por las actividades de tronadura y por la relajación de esfuerzos inducida por la excavación. El espesor de la zona con D = 0,8 corresponde a 30 metros, medido perpendicularmente a la cara del talud.

El uso del criterio adoptado se basa en diversas consideraciones entre las que destacan:

- Criterio formulado específicamente para macizos rocosos fracturados. A diferencia de Mohr-Coulomb, desarrollado originalmente para suelos, el criterio de Hoek-Brown se concibió como criterio empírico para macizos rocosos y calibrado sobre una base experimental de roca intacta y ensayos a escala (Hoek & Brown (1980) , Hoek & Brown (1980) y Hoek & Brown (2019)).
- No linealidad de la envolvente a bajo confinamiento. La resistencia del macizo decrece de forma no lineal al reducirse σ_3, condición que condiciona la estabilidad de la cara de los bancos y de la porción superior del talud.
- Incorporación del efecto de escala y de la condición estructural. El parámetro GSI permite escalar la resistencia medida en probetas (escala roca intacta) a escala del macizo rocoso. El GSI integra grado de fracturamiento, trabazón de bloques y condición de estructuras (Hoek (1994); Marinos & Hoek, (2000); Marinos, Marinos & Hoek (2005).
- Consideración de la perturbación por tronadura y desconfinamiento. El factor D permite representar el daño inducido en la pared del rajo.
- Compatibilidad con las herramientas de análisis y con parámetros MC equivalentes. El criterio está implementado de forma nativa en los códigos del software de equilibrio límite y modelamiento numérico de amplio uso en la industria minera (Slide2/Slide3, RS2, FLAC), además, admite la linealización en parámetros de Mohr-Coulomb mediante ajuste en el rango de confinamiento con $\sigma_3$máx estimado según la expresión propuesta para taludes por Hoek, Carranza-Torres, & Corkum (2002).
- Trazabilidad de los parámetros. Los parámetros σci y mi provienen de ensayos de laboratorio, mientras que el parámetro GSI proviene de mapeo/logueo geotécnico, esto permite dar trazabilidad a los parámetros usados basado en la información presentada en el informe de SRK (2026) .

- Credibilidad y práctica de la industria. El criterio constituye el estándar de práctica para estimación de resistencia de macizos rocosos en diseño de taludes de rajo abierto desde su publicación hace más de cuatro décadas, y es el criterio adoptado en las guías de referencia de la industria como lo son las publicadas por Read & Stacey (2009) .

La Tabla 5.1.7.119 resume los parámetros de resistencia y deformabilidad adoptados para cada Unidad Geotécnica. Los valores de σci y mi provienen del ajuste de la envolvente de Hoek-Brown a los resultados de los ensayos de compresión uniaxial y triaxial disponibles; y los parámetros mb, s y a se calcularon con las ecuaciones (2) a (4) para cada condición de perturbación.

Tabla 5.1.7.119. Propiedades del macizo rocoso de las Unidades Geotécnicas de Base (UGB) definidas para la Mina Gramalote

UG	γ	σ_{ci}	m_i	GSI	Rock Mass Properties (D=0,4)			Rock Mass Properties (D=0,8)		
	(gr/cm^3)	(MPa)	(-)	(-)	m_b	s	a	m_b	s	a
					(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
High Grade	2,67	84,0	4,9	67	1,123	0,01454	0,5017	0,687	0,00674	0,5017
Low Grade	2,67	100,6	4,5	71	1,233	0,02428	0,5013	0,801	0,01235	0,5013
Alteration/Halo	2,66	100,2	12,2	73	3,655	0,03138	0,5011	2,446	0,01672	0,5011
Unmineralized	2,67	101,9	7,1	74	2,224	0,03567	0,5010	1,511	0,01946	0,5010

Fuente: SRK Consulting (Chile) SpA

- Depósitos de Estériles San Antonio y el Balsa, con sedimentadores Asociados

El Índice de Resistencia Geológica (GSI, Geological Strength Index) es un índice que permite caracterizar el macizo rocoso mediante una evaluación visual y geológica (ver Figura 5.1.7.111). Los dos aspectos principales que se evalúan son la estructura del macizo rocoso y la condición de las discontinuidades.

Para el diseño de los Depósitos San Antonio y El Balsal no se utilizaron estaciones de levantamiento geológico, sino el GSI fue estimado a partir del sistema de clasificación RMR de Bieniawski (1989). Esto se puede realizar para macizos rocosos con una calificación RMR superior a 23, asumiendo condiciones secas de agua subterránea (10 puntos) y sin aplicar correcciones por la orientación de las discontinuidades.

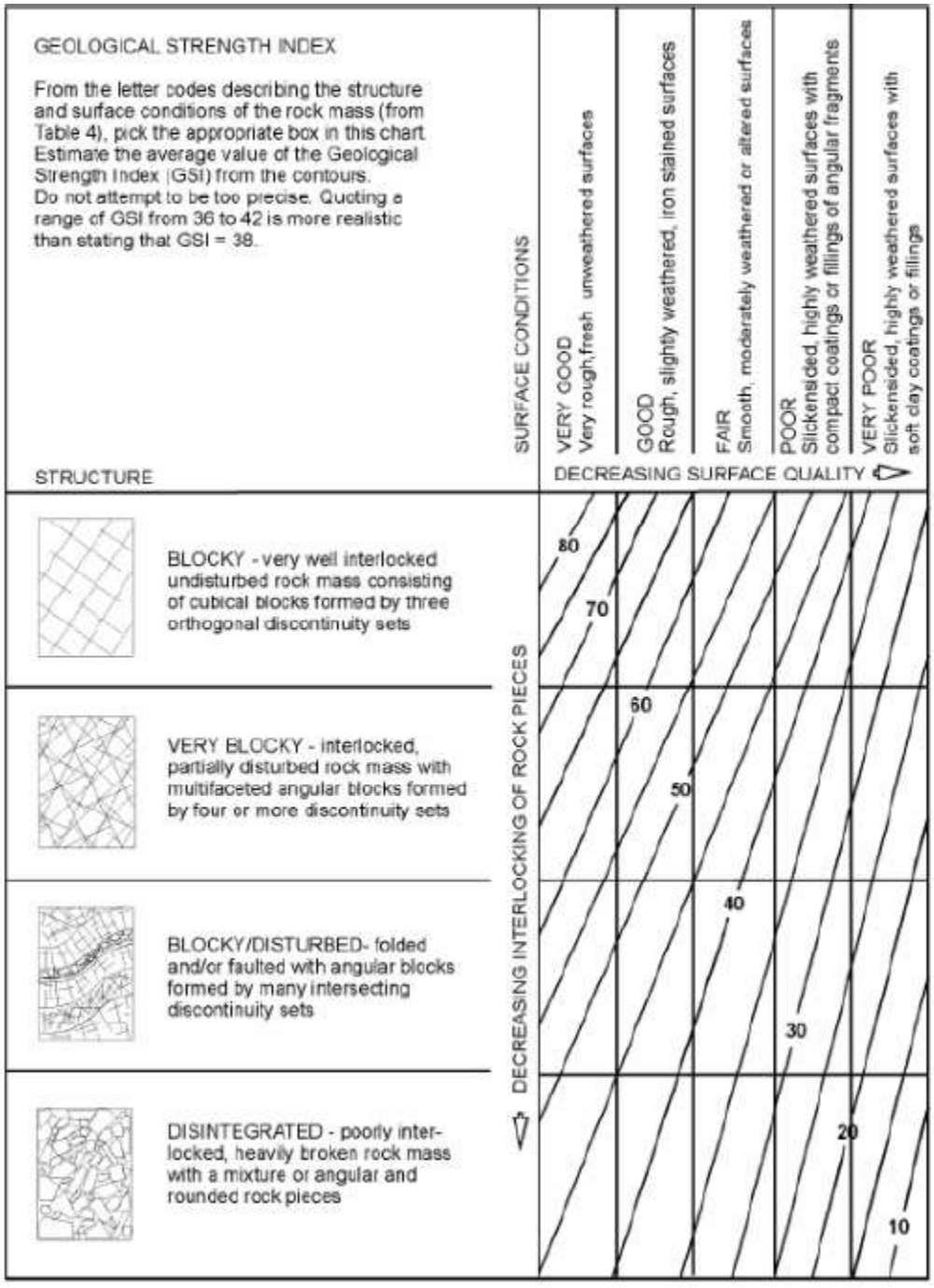


Figura 5.1.7.111 Estimación de GSI en macizos rocosos.

Fuente: Tomado de Tierra Group International, Ltda, 2026

Durante las investigaciones geológicas realizadas en los Depósitos San Antonio y El Balsal se encontró roca meteorizada y roca fresca subyaciendo a la capa de saprolito y los suelos residuales y aluviales. Para clasificar el macizo rocoso, se estimó el índice RMR (Rock Mass Rating), propuesto por Bieniawski (1989), considerando los datos obtenidos de los sondeos. Para estimar este parámetro, se utilizaron la resistencia a la compresión uniaxial, el RQD (Rock Quality Designation), el espaciamiento de las discontinuidades, las condiciones hidrogeológicas y la orientación de las discontinuidades. Todos estos parámetros se pueden encontrar en los registros de perforación presentados en el ANEXOS_CARACTERIZACION_GEOTECNIA_DEP_ESTE_SEDIMEN_AXO_D.

Los resultados de clasificación se muestran en la Tabla 5.1.7.120

Tabla 5.1.7.120 Estadísticas del RMR de acuerdo con diferentes niveles de meteorización de la fundación (GOLDER,2021A)

Grado de Meteorización	Rock Mass Rating		
	Promedio	Mínimo	Máximo
Alto	33	20	53
Moderado	50	28	81
Leve	52	33	70
Roca Fresca	68	48	91

Fuente: Tomado de Tierra Group International, Ltda 2026

H. Parámetro mi de la roca

- Vías o Accesos, Plataformas, Zodmes, La Colorada

El parámetro mi de la roca fue definido con base en los ensayos listados en la siguiente Tabla 5.1.7.121.

Tabla 5.1.7.121 Resumen de resultados de ensayos triaxiales para roca

Perforación	Muestra	Roca	Horizonte	Peso Unitario Seco (kN/m3)	Peso Unitario Húmedo (kN/m3)	sigma 1 (MPa)	sigma 3 (MPa)
PG25−003B	58,00	Granodiorita	Horizonte I	27,20	27,40	189,70	5,00
PG25−003B	58,00	Granodiorita	Horizonte I	27,30	27,40	147,20	10,00
PG25−003B	58,00	Granodiorita	Horizonte I	27,20	27,30	214,90	20,00
TG25-BH-7	31-1	Granodiorita	Horizonte II	26,70	-	194,50	5,00
TG25-BH-7	31-1	Granodiorita	Horizonte II	26,68	-	175,20	10,00
TG25-BH-7	31-1	Granodiorita	Horizonte II	26,65	-	265,10	20,00
PG20-061	1,00	Granodiorita	Horizonte II	26,00	-	49,53	0,46
PG20-061	2,00	Granodiorita	Horizonte II	26,00	-	62,62	0,92

Perforación	Muestra	Roca	Horizonte	Peso Unitario Seco (kN/m3)	Peso Unitario Húmedo (kN/m3)	sigma 1 (MPa)	sigma 3 (MPa)
PG20-061	3,00	Granodiorita	Horizonte II	26,00	-	91,04	11,84

Fuente: Integral S.A., 2025.

Se obtuvo un valor mi aproximado de 29, de acuerdo con la Figura 5.1.7.112, el cual es representativo de la unidad geológica ensayada.

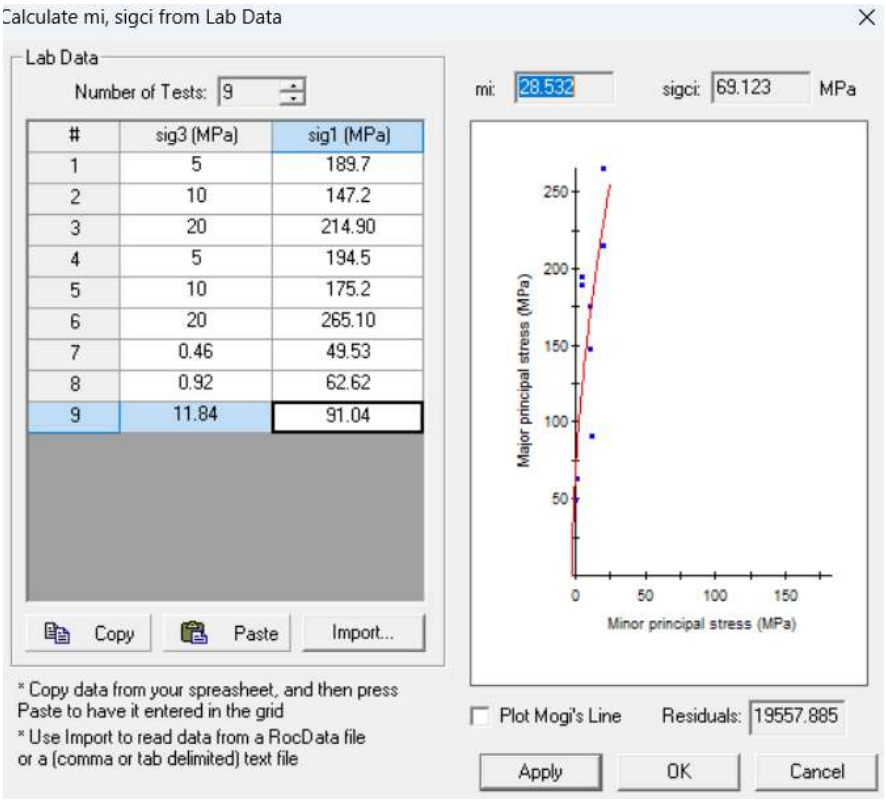


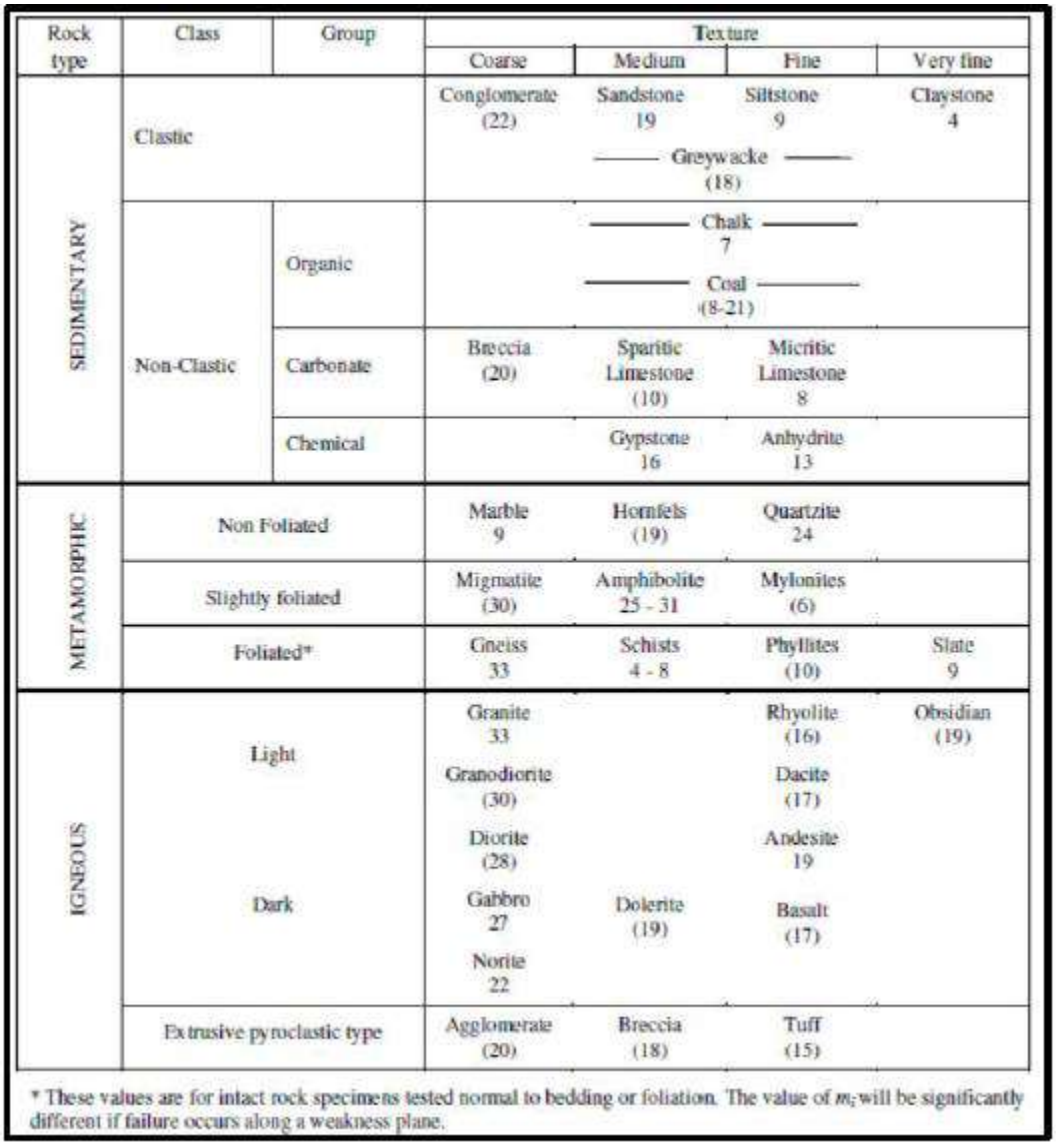
Figura 5.1.7.112 Estimación del parámetro mi

Fuente: Integral S.A., 2025

- Depósitos de Estériles San Antonio y el Balsa, con sedimentadores Asociados

Los parámetros de la roca se calcularon utilizando el criterio de Hoek-Brown (1997), mediante el software RocLab (Rocscience).

La constante del material (mi) está relacionada con las propiedades friccionales de la roca y varía según el tipo de roca considerado (ver Figura 5.1.7.113). En este caso se asignó conservadoramente un valor de mi=25 correspondiente a una diorita.



Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerate (22)	Sandstone 19	Siltstone 9	Claystone 4
				Greywacke (18)		
	Non-Clastic	Organic		Chalk 7		
				Coal (8-21)		
		Carbonate	Breccia (20)	Sparitic Limestone (10)	Micritic Limestone 8	
		Chemical		Gypstone 16	Anhydrite 13	
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9	Hornfels (19)	Quartzite 24	
	Slightly foliated		Migmatite (30)	Amphibolite 25 - 31	Mylonites (6)	
	Foliated*		Gneiss 33	Schists 4 - 8	Phyllites (10)	Slate 9
IGNEOUS	Light		Granite 33		Rhyolite (16)	Obsidian (19)
			Granodiorite (30)		Dacite (17)	
	Dark		Diorite (28)		Andesite 19	
			Gabbro 27	Dolerite (19)	Basalt (17)	
			Norite 22			
	Extrusive pyroclastic type		Agglomerate (20)	Breccia (18)	Tuff (15)	

* These values are for intact rock specimens tested normal to bedding or foliation. The value of m_i will be significantly different if failure occurs along a weakness plane.

Figura 5.1.7.113 Estimación parámetro mi

Fuente: Tomado de Tierra Group International, Ltda, 2026

El factor D depende del grado de perturbación al que se espera que esté sometido el macizo rocoso debido a las voladuras y a la relajación de esfuerzos. Su valor varía desde 0 para macizos rocosos in situ sin perturbaciones hasta 1 para macizos rocosos altamente perturbados (Hoek, 2012). En este caso, el macizo rocoso no está alterado; por lo tanto, se consideró un valor de D = 0.

La resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta (σci) se obtuvo directamente a partir de los resultados de los ensayos de resistencia a la compresión uniaxial (UCS, Uniaxial Compressive Strength) y ensayos de carga puntual de las muestras obtenidas durante las investigaciones geotécnicas ejecutadas en las áreas de interés. Los resultados

de laboratorio se presentan en el ANEXOS_CARACTERIZACION_GEOTECNIA_DEP_ESTE_SEDIMEN_AXO_D. La Figura 5.1.7.114 presenta la estimación del Criterio de Falla de Hoek-Brown para el Lecho Rocoso de San Antonio como ejemplo de la metodología empleada.

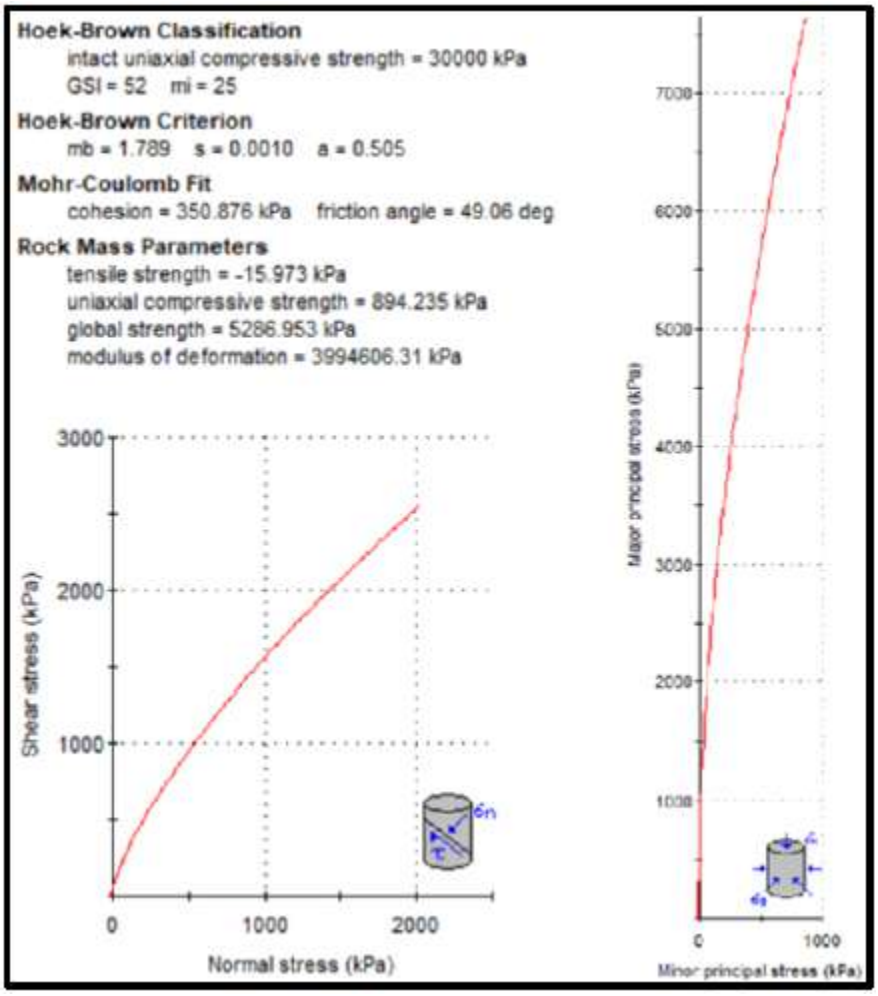


Figura 5.1.7.114 Estimación del criterio de falla de Hoek-Brown para el lecho rocoso de San Antonio

Fuente: Tomado de Tierra Group International, Ltda 2026

La Tabla 5.1.7.122 presenta un resumen de los parámetros de Hoek-Brown asignados conservadoramente para el lecho rocoso (fundación) en los Depósitos San Antonio y El Balsal.

Tabla 5.1.7.122 Parámetros de Hoek-Brown del lecho rocoso.

Material	Hoek-Brown			
	GSI	σci (MPa)	mi	D
HGU_05 Transición	20	1,4	25	0
HGU-06/07 Lecho Rocoso San Antonio	52	30	25	0
HGU-06/07 Lecho Rocos El Balsal	52	126,4	25	0

Fuente: Tomado de Tierra Group International, Ltda, 2026

- Tajo o PIT

La metodología utilizada para estimar las propiedades se presenta en la sección 5.1.7.5.7, Numeral c. La Tabla 5.1.7.115 resume las propiedades del macizo rocoso de las diferentes UG presentes en el tajo abierto Gramalote

I. Parámetros

A continuación, se presenta el resumen de los parámetros utilizados para el diseño. Los valores atípicos fueron descartados con base en el conocimiento adquirido a lo largo del desarrollo del proyecto y en los rangos esperados según la literatura especializada.

En un análisis de caracterización de las desviaciones estándar y sus correspondientes coeficientes de variación en los parámetros tipo suelo, se observaron valores superiores a los esperados según la literatura; derivados principalmente de su ejecución en el laboratorio y del tamaño de la muestra, entre otras. Razón por la cual estos fueron controlados con base en referencias bibliográficas (Duncan, 2000), (Mao, Al-Bittar, & Soubra, 2012), (Lu & Low, 2011) y (Massih & Soubra, 2008). Así, se usaron coeficientes de variación del 7 % para los pesos unitarios, 20 % para las cohesiones, 10 % para los ángulos de fricción, 30 % para los módulos de elasticidad y 25% para la compresión simple. En general, la caracterización de los parámetros geotécnicos está restringida por la información disponible y en el caso de los depósitos aluviales, de flujo y coluviales para el diseño de taludes se deberá considerar la evidencia geomorfológica de la zona y calibrar los parámetros mediante un análisis regresivo. En los análisis de estabilidad mediante el método de equilibrio límite, se considerará un enfoque probabilístico incluyendo hasta 3 desviaciones estándar.

Los módulos de elasticidad en el horizonte VI y V, fueron calculados con las correlaciones del ensayo SPT. En general, este mismo ensayo fue preponderante para la definición de parámetros de la transición suelo roca y de los depósitos.

La Tabla 5.1.7.123 resume los parámetros para suelo por horizonte, considerando el peso unitario húmedo, la cohesión y fricción efectiva, así como el módulo de Young. Se describe en las observaciones la fuente de análisis para el cálculo de los parámetros.

Tabla 5.1.7.123 Parámetros de diseño en materiales tipo suelo

Horizonte	γ(kN/m^3)	c' (kPa)	ϕ (°)	E (kPa)	Observaciones
Residual (VI)	18 ± 1	25 ± 5	29 ± 3	7500 ± 2250	Resistencia al corte y peso unitario, definido con ensayos de laboratorio. Módulo con correlaciones del SPT considerando el material predominante (finos)
Saprolito (V)	18 ± 1	22 ± 4	32 ± 3	11900 ± 3750	Resistencia al corte y peso unitario, definido con ensayos de laboratorio. Módulo con correlaciones del SPT considerando el material predominante (mezcla de finos y granulares)
Transición suelo-roca (IV)	19 ± 1	8 ± 2	41 ± 4	37500 ± 11250	Fricciones y Módulos de elasticidad con el SPT (correlaciones granulares). La cohesión y el ángulo se obtuvieron como un promedio ponderado tomando el 50% del SPT y el 50% del dato de laboratorio
Depósito aluvial (Qal)	20 ± 2	13 ± 3	30 ± 3	15000 ± 4500	En el SPT se analizan mezclas de arenas con finos teniendo en cuenta la base de datos general Cuando los depósitos estén expuestos en la ladera, se debe hacer un análisis regresivo en la condición natural para verificar los parámetros de diseño utilizados. Se debe calibrar a la condición geomorfológica del terreno.
Depósito de flujo (Qfl)	18 ± 1	18 ± 4	17 ± 2	8000 ± 2400	Cuando los depósitos estén expuestos en la ladera, se debe hacer un análisis regresivo en la condición natural para verificar los parámetros de diseño utilizados. Se debe calibrar a la condición geomorfológica del terreno
Depósito Coluvial	17 ± 1	11 ± 2	13 ± 1	9000 ± 2700	Cuando los depósitos estén expuestos en la ladera, se debe hacer un análisis regresivo en la condición natural para verificar los parámetros de diseño utilizados. Se debe calibrar a la condición geomorfológica del terreno.

Fuente: Integral S.A., 2025

Se tomaron relaciones de Poisson de 0,35 para el horizonte VI y V y de 0,3 para el horizonte IV.

Los parámetros geotécnicos de los depósitos coluviales se definen a través de los análisis regresivos en los taludes donde se presente, considerando aspectos geomorfológicos. Si se observa que en la zona no existen procesos activos, se calibrarán parejas de datos de

fricción y cohesión para lograr un factor de seguridad mínimo de 1,2 a 1,3 en la condición estática. En caso de evidenciarse inestabilidades en el terreno natural, se calibrarán los mismos parámetros, pero en este caso buscando obtener un factor de seguridad de 1,0.

La Tabla 5.1.7.124 presenta el resumen de la relación de compresión, índice de recompresión y carga de pre-consolidación, así como de la relación de vacíos inicial promedio para los horizontes en los cuales se pudo ejecutar ensayos de consolidación.

Tabla 5.1.7.124 Parámetros para análisis de consolidación

Horizonte	Relación de compresión Cc	Índice de Re-compresión Cr	Carga de Pre-consolidación (kPa)	Relación de vacíos inicial e0
Residual (VI)	0,12	0,01(*)	191	1,0
Saprolito (V)	0,21	0,04	193	0,9
Depósito aluvial (Qal)	0,14	0,03	178	0,9

Nota (*): Considerando que Cc/Cr es máximo 10, aproximadamente)
Fuente: Integral S.A., 2025

Los parámetros para macizo rocoso fueron definidos con base en el criterio de Hoek y Brown generalizado. En la Tabla 5.1.7.125 se presenta para cada horizonte, el peso unitario, el GSI, el parámetro mi (validada también con literatura), el factor D para taludes promedio de 0,5, la resistencia a la compresión simple en la condición intacta, el módulo de elasticidad para cada horizonte, la relación de Poisson y finalmente el módulo del macizo afectado por el GSI y el D.

Para el macizo rocoso es importante resaltar que en el caso de las resistencias a la compresión simple de los horizontes III y II para análisis de equilibrio límite, se adoptaron los valores medios obtenidos en los ensayos de compresión simple específicos para cada horizonte (46 MPa para el horizonte III y 89 MPa para el horizonte II). Estos valores son consistentes con las correlaciones obtenidas mediante el índice de carga puntual Is 50 y reflejan adecuadamente la reducción de resistencia de la matriz rocosa intacta debido a la degradación mineralógica y microfisuración propia de los grados de meteorización II y III del Batolito Antioqueño. En el caso de los módulos de elasticidad para horizontes de macizo rocoso, en el contexto de un análisis de factibilidad, se informan también el rango típico tomado para los diseños.

Tabla 5.1.7.125 Parámetros de diseño para macizo rocoso

Horizonte	γ(kN/m^3)	GSI	mi	D	UCS (MPa)	Ei (Gpa)	Poisson	Erm (MPa)
Roca moderadamente meteorizada (III)	27 ± 2	50 ± 5	29 ± 3	0,5	46 ± 12	14 ± 4	0,3	3.180 ± 430
Roca poco meteorizada (II)	27 ± 2	60 ± 6	29 ± 3	0,5	89 ± 22	37 ± 11	0,2	9.440 ± 1550

Fuente: Integral S.A., 2025

Las propiedades de resistencia de los llenos estructurales para vías tales como peso unitario, cohesión, ángulo de fricción, módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson se resumen en la Tabla 5.1.7.126 y la Tabla 5.1.7.127. Cabe resaltar que para las vías mineras

se especifica un material con mayores características (con el objetivo de soportar las cargas derivadas de los vehículos de diseño de dicho tipo de infraestructura). Las mezclas finalmente seleccionadas deberán ser tal que cumplen las características geomecánicas promedio señaladas a continuación a presiones entre 150 y 600 kPa:

Tabla 5.1.7.126 Parámetros de material seleccionado para llenos viales

Material	γh (kN/m^3)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (kPa)	υ
Lleno estructural	20 ± 1	10 ± 2	30 ± 3	30.000 ± 9.000	0,30

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.127 Parámetros de material seleccionado para lleno en vías Mineras

Material	γh (kN/m^3)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (kPa)	υ
Lleno estructural	20 ± 1	15 ± 2	32 ± 3	35.000 ± 10.500	0,30

Fuente: Integral S.A., 2025

Las propiedades de resistencia de enrocados (recomendados en la base de los terraplenes que se encuentren en algunos sectores de la plataforma principal y algunos depósitos) tales como peso unitario, cohesión, ángulo de fricción, módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson se resumen en la Tabla 5.1.7.128.

Tabla 5.1.7.128 Parámetros de material seleccionado para Enrocados

Material	γh (kN/m^3)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (kPa)	υ
Enrocado	20 ± 1	5 ± 2	35 ± 3	35.000 ± 10.500	0,30

Fuente: Integral S.A., 2025

- Depósitos de estériles y sus sedimentadores asociados

Para el Depósito San Antonio se espera que el material de roca estéril extraído del Tajo Gramalote sea competente, a excepción de los óxidos. Con base en esta información, Tierra Group adoptó la función de resistencia al corte/normal del cuartil inferior (calidad baja-promedio) recomendada por (Hawley & Cunning, 2017) para modelar el material que será depositado en San Antonio.

Para el Depósito el Balsal, asumiendo que el mineral consistirá mayormente en roca fresca, Tierra Group adoptó la función de resistencia al corte/normal del cuartil superior (calidad promedio-alta).

La Figura 5.1.7.115 muestra la resistencia al corte utilizando funciones no lineales de resistencia al corte para relleno de diferentes calidades, según lo recomendado (Hawley & Cunning, 2017). Las suposiciones adoptadas por Tierra Group para modelar los materiales de estéril y mineral debe ser confirmados una vez que estos materiales estén disponibles durante la operación.

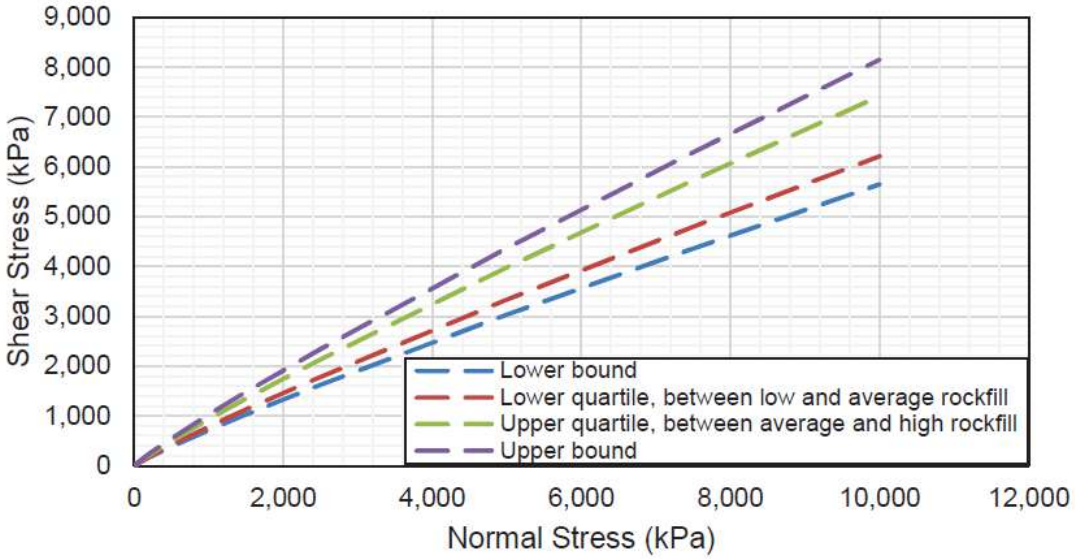


Figura 5.1.7.115 Funciones de resistencia al corte /normal del relleno de roca, tomado de Hawley & Cunning, 2017

Fuente: Tierra Group, 2025

Tierra Group usó como referencia el programa de ensayos de laboratorio para el estudio de materiales residuales compactados iniciado por Golder en 2013 y complementado en 2020, cuyos resultados se encuentran en la Figura 5.1.7.116. Estos datos fueron usados por Tierra Group para obtener una envolvente de falla no lineal que le permitió modelar el material de relleno de las presas de los sedimentadores El Banco y San Antonio.

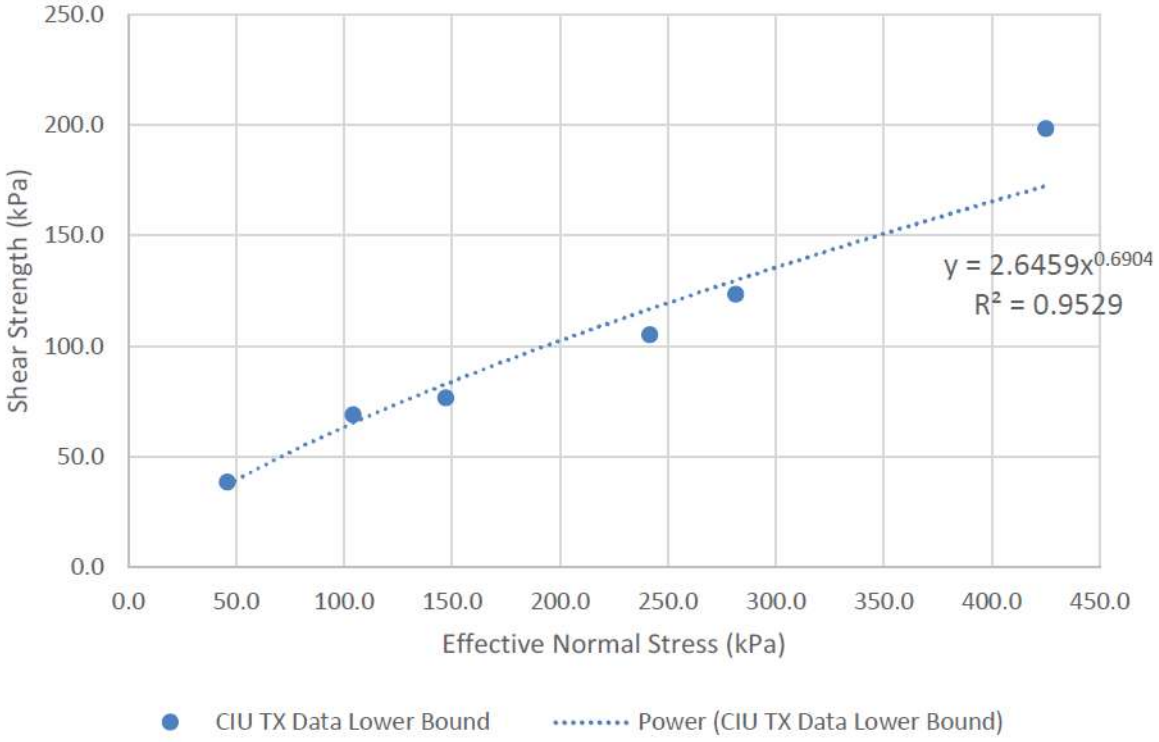


Figura 5.1.7.116 Funciones de resistencia al corte /normal del relleno de roca, para las presas de Sedimentadores El Banco y San Antonio

Fuente: Tierra Group, 2025

Teniendo en cuenta la base de datos general del proyecto y las envolventes de resistencia antes citada, los siguientes fueron los valores específicos de los materiales de fundación usados en las modelaciones de estabilidad para los Depósito de estériles El Balsal, San Antonio, así como sus sedimentadores San Antonio. Las propiedades de resistencia al corte de los materiales de fundación fueron reducidas en un 20% de su valor máximo para las modelaciones Seudo-Estáticas.

Tabla 5.1.7.129 Parámetros de diseño en materiales tipo suelo

Material	Peso Unitario (kN/m3)	Phi Estático (°)	Cohesión Estática (kPa)	Phi Pseudo-Estático (°)	Cohesión Pseudo-Estática (kPa)	Resistencia Post Pico Su(r)/σ'v
HGU-01 Aluvial	18	27 [1]	0	21,6 [2]	0	0,1-0,26 [3]
HGU-02 Suelo Residual	17	29 [1]	0	23,2 [2]	0	0,1-0,26 [3]
HGU-03/04 Saprolito	18,8	30 [1]	0	24,0 [2]	0	0,1-0,26 [3]

Material	Peso Unitario (kN/m3)	Phi Estático (°)	Cohesión Estática (kPa)	Phi Pseudo-Estático (°)	Cohesión Pseudo-Estática (kPa)	Resistencia Post Pico Su(r)/σ'v
HGU-05 Transición	25,2	Hoek-Brown (GSI=20; m=25; σci=1,4 MPa) [4]				
HGU-06/07 Lecho Rocoso San Antonio	26	Hoek-Brown (GSI=52; m=25; σci=30 MPa) [4]				
HGU-06/07 Lecho Rocoso El Balsal	26	Hoek-Brown (GSI=52; m=25; σci=126.4 MPa) [5]				
Estéril (San Antonio)	20	Envolvente de Falla LOP (Calidad Baja-Promedio) [6]				
Mineral (El Balsal)	20	Envolvente de Falla LOP (Calidad Promedio-Alta) [6]				

Notas: [1] Valores promedio con base en ensayos triaxiales y correlaciones de ensayos SPT (Golder, 2021a).

[2] Las propiedades de resistencia fueron reducidas en un 20% de su resistencia máxima.

[3] Rango de valores obtenidos a través de correlaciones SPT (Golder, 2021a); (Golder, 2021b); (Tierra Group International Ltd., 2025)

[4] Parámetros de Criterio Hoek-Brown obtenidos a partir de información de laboratorio y logueo (Golder, 2021a)

[5] Parámetros de Criterio Hoek-Brown obtenidos a partir de información de laboratorio y logueo (Golder, 2021a); (Tierra Group International Ltd., 2025)).

[6] Función de Resistencia a Corte/Normal de acuerdo con Guía LOP, basado en la información proporcionada por B2Gold.

J. Conductividad hidráulica

Las estimaciones de conductividad hidráulica en los diferentes horizontes de meteorización se obtuvieron mediante ensayos de permeabilidad tipo Lugeon y tipo Lefranc compilados para todo el proyecto. El resumen de los resultados de estos ensayos se muestra en la Tabla 5.1.7.130 para cada horizonte de suelo.

Tabla 5.1.7.130 Resumen de los resultados de ensayos de permeabilidad.

Litología	Horizonte		Conductividad Hidráulica (m/día)			Número de ensayos	Media Geom (m/s).
	BS 5930	Deere y Patton	Max	Min	Media Geom.		
Depósitos antrópicos	-	-	8,64	8,64E-02	0,86	-	1,00E-05
Depósitos coluviales y de flujo	-	-	-	-	0,343	1	3,97E-06
Depósitos aluviales	-	-	45	3	10,1	6	1,17E-04
Suelo residual	VI	IB	0,03	0,001	0,0045	6	5,21E-08
Saprolito	V	IC	50	0,52	6,96	7	8,06E-05

Litología	Horizonte		Conductividad Hidráulica (m/día)			Número de ensayos	Media Geom (m/s).
	BS 5930	Deere y Patton	Max	Min	Media Geom.		
Zona de transición	IV	IC-IIA	4,48	0,073	0,39	2	4,51E-06
Roca moderadamente meteorizada	III	IIA	-	-	0,195	1	2,26E-06
Roca sana y levemente meteorizada	II y I	IIB y III	0,007	0,00026	0,0029	4	3,36E-08

Fuente: Integral S.A., 2025

5.1.7.6 Análisis de estabilidad de taludes

5.1.7.6.1 Metodología para el cálculo de factores de seguridad y otros análisis

El análisis de estabilidad de taludes para las obras objeto de modificación de licencia del proyecto minero Gramalote, se realiza mediante métodos de equilibrio límite utilizando el software Slide2 de Rocscience y Slope/W.

Slide2 es usado para el sedimentador La Colorada (obra multipropósito que también sirve como conexión vial), las vías, las plataformas y los depósitos de materiales sobrantes ZODME. Por otro lado, se usó SLOPE/W Versión 11.0 para sustentar el diseño de los depósitos estériles San Antonio y El Balsal, así como de las presas de sus sedimentadores asociados.

Para ello, se seleccionaron perfiles representativos de estabilidad, según la geometría, la distribución de cortes y rellenos a lo largo de las obras, y su relevancia desde los puntos de vista geológico y geotécnico. Estas secciones se presentan en los planos geotécnicos correspondientes (ver Tabla 5.1.7.17). Adicionalmente, el análisis se sustenta en exploraciones geotécnicas realizadas entre 2013 y 2025, complementadas con pruebas de laboratorio in situ, así como estudios previos.

El análisis de estabilidad de taludes considera un perfil estratigráfico caracterizado principalmente por materiales derivados del Batolito Antioqueño, claramente diferenciados en horizontes según su grado de meteorización. Estos horizontes incluyen suelo residual (Horizonte VI), saprolito (Horizonte V), transición suelo-roca (Horizonte IV), roca moderadamente meteorizada (Horizonte III) y roca poco meteorizada (Horizonte II). Adicionalmente, se identifican depósitos coluviales (Qc), depósitos de flujo (Qfl) y depósitos aluviales (Qal), así como materiales estructurales incluyendo llenos estructurales y enrocados. También se detallan las características de los depósitos de estériles. La composición y características de los materiales in-situ se establecieron mediante exploraciones geotécnicas profundas y detalladas, siendo relevantes las variaciones en granulometría, plasticidad, cohesión y ángulo de fricción presentes en estos materiales, que influyen significativamente en el comportamiento de los taludes. El perfil estratigráfico se ha definido claramente a partir de perforaciones y pruebas in situ realizadas en las campañas mencionadas.

De acuerdo con los criterios de diseño establecidos y el resumen presentado más adelante en los numerales 5.1.7.6.3, el análisis de estabilidad considera varios escenarios. Por ejemplo, en las zonas donde se va a ejecutar cortes, se analizó inicialmente la condición del terreno natural, posteriormente las condiciones de operación y donde aplica, se incluyó los análisis para el cierre.

- **Análisis estático del terreno natural.** Aplica para las zonas donde se van a realizar cortes y se basa en evidencia geológica y geomorfológica.
- **Análisis estático con nivel freático normal:** Este escenario se evalúa bajo condiciones estáticas y es aplicable a las etapas de cierre y post-cierre.
- **Análisis estático con nivel freático extremo:** En el caso de la presa la Colorada, vías, plataformas y depósitos ZODME, el nivel freático extremo fue estimado para un período de retorno de 20 años, conforme a lo detallado en el subcapítulo “Efecto de la Precipitación sobre el Nivel Freático” de cada frente analizado en el Capítulo 5_1_7_GEOTECNIA. Este ascenso fue incorporado en la modelación mediante el desplazamiento de la interfaz que representa la tabla de agua en el escenario base. El nivel freático en su posición normal se estableció según las mediciones directas obtenidas de los piezómetros y/o perforaciones, de acuerdo con Golder Associates Colombia S.A.S. (2017), entre otras, y el programa de exploración ejecutado para todas las obras de infraestructura reportado hasta 2025. Además, se analizó el efecto de precipitaciones extremas en la mayor parte de las obras con un periodo de retorno de 20 años sobre el nivel freático, estimándose incrementos desde 2,0 a 5,0 metros sobre las condiciones promedio normales (detallados en cada caso para las obras).
- En el caso de los depósitos de estériles y sus sedimentadores asociados, para la modelación del nivel freático se tuvo en cuenta qué, de manera conservadora, durante operación, los niveles piezométricos se incrementarían y se desarrollaría un nivel freático a lo largo de la interfaz entre el material de relleno (estéril y mineral) y la fundación.
- **Análisis seudo estático con nivel freático normal y sismo de período de retorno de 50 años:** Este escenario, correspondiente a la etapa de cierre, debe cumplir con un factor de seguridad mínimo de 1,05 a 1,1 según el tipo de obra. La evaluación incluye fuerzas sísmicas asociadas a un período de retorno de 50 años.
- **Análisis seudo estático con nivel freático normal y sismo con periodo de retorno representativo de la importancia de cada obra:** Este escenario, correspondiente a la etapa de post-cierre, se evalúa de manera análoga al anterior, pero considera aceleraciones sísmicas asociadas a periodos de retorno de 475 años o mayor, manteniendo el mismo factor de seguridad mínimo de 1,05 a 1,1.
- **Análisis seudo estático post pico.** Aplicable únicamente a los depósitos de estériles pues debido a su forma de construcción (compactación, drenaje, etapas) es importante verificar modificaciones en las resistencias ante la ocurrencia de un sismo y como esto impacta en los factores de seguridad esperados. La resistencia post-pico deberá ser objeto de monitoreo y verificación en campo, cuando se construyan tales depósitos de estériles.

En el numeral 5.1.7.6.2 se presentan los criterios de desempeño a considerar en los diferentes escenarios de análisis, incluyendo períodos de retorno, aceleraciones de diseño y factores de seguridad, así como guías de diseño adoptadas para cada caso.

Los resultados del análisis de estabilidad se organizaron por frentes de trabajo, clasificados según el tipo de obra y su ubicación dentro del área de análisis, descrita en el numeral 5.1.7.5. Para cada frente u obra, se presenta un ejemplo de análisis correspondiente al perfil más crítico del talud de corte o lleno más representativo, mientras que los demás análisis para cada escenario requerido se pueden consultar en los Anexos B de cada frente de obra.

En los casos en que los criterios de diseño no se satisfacen únicamente con la geometría propuesta, se plantean soluciones de ingeniería para la conformación de las obras, tales como terraceos, llenos o tratamientos específicos. En general, la gran mayoría de los llenos adoptan pendientes entre 1,5H:1,0V y 2,0H:1,0V, con el fin de mantener su estabilidad sin requerir soporte mecánico adicional en la infraestructura de vías, plataformas y ZODME. Para los depósitos de estériles se adoptan pendientes 1,4H:1,0V (máximas para la etapa de operación), mientras que para los sedimentadores asociados la pendiente de diseño es de 3,0H:1,0V. En los cortes predominan pendientes de diseño de 0,75H:1,0V. Cuando se requieren geometrías y tratamientos específicos para asegurar la estabilidad, estos se detallan en las tablas resumen y en los planos de diseño correspondientes a cada obra.

En las tablas resumen de los análisis de estabilidad para cada obra, realizados mediante el método de equilibrio límite, se identifica la sección evaluada y la condición de análisis. Se presentan el factor de seguridad global.

En los análisis realizados con Slide2, también se reporta la probabilidad de falla (PF) y los índices de confiabilidad (RI, por sus siglas en inglés, Reliability Index), calculados bajo supuestos de distribuciones normales y lognormales. Los anteriores datos son sólo disponibles cuando se usa Slide2, y en los casos donde la PF es muy pequeña y Slide2 la reporta como cero, se realiza un cálculo manual adicional basado en una distribución normal, donde la probabilidad de falla se estima como $P_f = 1 - \Phi(\beta)$, siendo $\Phi()$ la distribución acumulada estándar normal y β el índice de confiabilidad (RI). Además, se reporta el menor factor de seguridad local para los bancos que conforman el talud en cuestión.

Como parte de los análisis de estabilidad, se proponen tratamientos específicos para la estabilización de los taludes de corte que así lo requieren. Para facilitar la identificación de la ubicación de dichos tratamientos en taludes de corte, se presenta a continuación el siguiente esquema:

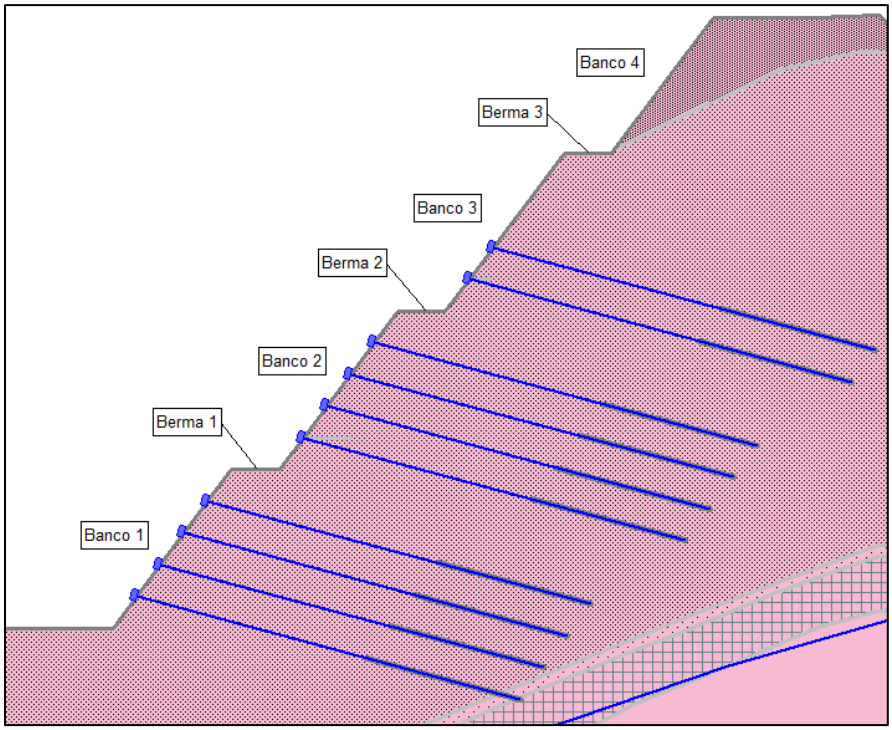


Figura 5.1.7.117 Enumeración de bancos y bermas de los taludes de corte (banco 1 es el más cercano a la rasante de la vía)

Fuente: Integral S.A., 2025

Como parte de los análisis de estabilidad ejecutados, también se presenta la evaluación del potencial de formación de cuñas en función de la orientación y la pendiente de las caras de los taludes de corte a lo largo de los alineamientos de dos vías características: la vía Minera San Antonio (Operaciones) y la vía Presa de Colas Norte.

Con base en los anterior, se utilizó el software Dips 8.0 de Rocscience para representar estereográficamente los datos de las familias de discontinuidades disponibles, los cuales se muestran en la Figura 5.1.7.118. A partir de este análisis, se identificaron también las principales familias de discontinuidades (ver Tabla 5.1.7.131).

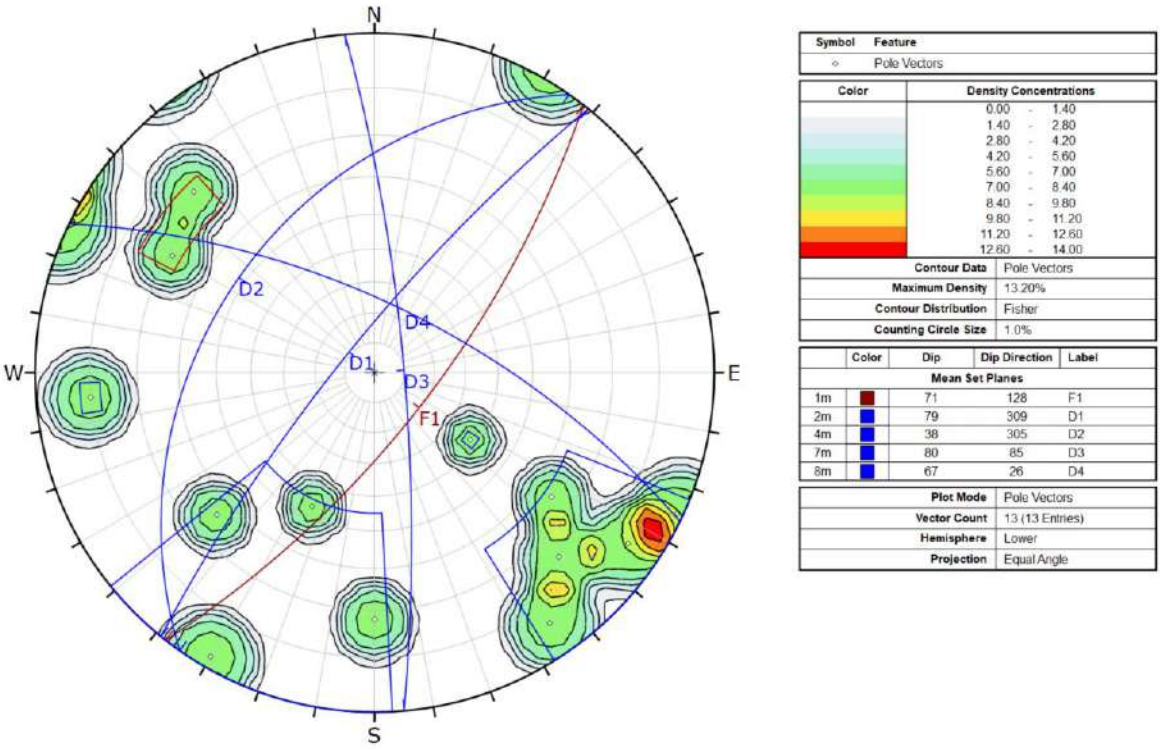


Figura 5.1.7.118 Estereograma de familias de discontinuidades

Fuente: Integral S.A., 2025.

Tabla 5.1.7.131 Familias de discontinuidades identificadas para los análisis de cuñas de la Vía San Antonio (Operaciones) y la vía Presa de Colas Norte

TIPO ESTRUCTURA	ID	*DIP* (°)	*DIP DIRECTION* (°)
Falla	F1	71	128
Diaclasa	D1	79	309
Diaclasa	D2	38	305
Diaclasa	D3	80	085
Diaclasa	D4	67	026

Fuente: Integral S.A., 2025

Con respecto a lo anterior, cabe mencionar que la información utilizada para los análisis de cuña está enmarcada para diseños de factibilidad y de acuerdo con la información disponible en esta etapa de desarrollo del proyecto. Sin embargo, esta información deberá ser verificada en los diseños definitivos de construcción, considerando la información adicional que se recopile durante el desarrollo del proyecto (labores de excavación) o con un plan de exploración complementaria. En caso de identificarse diferencias con respecto a lo proyectado en los estudios de factibilidad, estas deberán incorporarse en el diseño final de las soluciones definitivas de ingeniería.

En las obras de la presa del sedimentador La Colorada (dado que es una estructura multipropósito para conexión vial y tratamiento de aguas) se presentan análisis de esfuerzo-deformación del sistema estructura-fundación, donde se considera el escenario más desfavorable con el nivel máximo de operación. El modelo se construye por medio de fases de construcción, disponiendo en cada fase 1,0 m de lleno (este espesor es para fines de modelación, en la etapa constructiva deberán usarse alturas menores). Una vez finalizado el embalse se incrementa el nivel del agua hasta alcanzar los máximos estimados. Se emplea para el suelo un modelo Mohr-Coulomb; mientras para el macizo rocoso el modelo de Hoek & Brown.

Los análisis de esfuerzo-deformación del sistema estructura-fundación se ejecutan para las siguientes condiciones en el Sedimentador La Colorada:

- Condición inicial de excavación, la proyección de la estructura de desviación y el campo de desplazamientos totales iniciales, el cual es “reiniciado”, para determinar las deformaciones a partir de dicha etapa.
- Condición de avance de construcción y finalización de esta
- Condición del nivel máximo de operación del embalse, después de reiniciar el modelo al final de la etapa constructiva.
- Condición con cargas sísmicas para identificar el efecto sobre las deformaciones del cuerpo de la presa.

La conductividad hidráulica es una de las principales propiedades para estimar la magnitud de las infiltraciones a través de una estructura tipo presa y de los horizontes de meteorización de la fundación. Por lo tanto, a partir de las condiciones geológicas existentes en el área de influencia de la estructura de presa del sedimentador la Colorada, se realizó la evaluación de los caudales infiltrados en el conjunto estructura-fundación. Los valores de permeabilidad utilizados en el modelo de diseño se presentan en el Numeral J.

5.1.7.6.2 Criterios de Desempeño

En este capítulo se definen las metodologías y criterios de diseño aplicables al proyecto minero Gramalote:

Aceleraciones de diseño para taludes en vías, plataformas y ZODME:

Las aceleraciones de diseño sísmico mínimas para estos taludes fueron definidas con base en lo requerido por la ANLA (2016), donde se establece la aceleración crítica a ser considerada en los análisis de tipo seudo estático en términos de la aceleración máxima Am. Este valor Am se define por la ANLA como igual al PGA. Adicionalmente, la misma entidad establece que se debe analizar la situación de cierre con un sismo de operación cuyo periodo de retorno no sea inferior a 50 años y tomando como mínimo el 50% de Am. Por su parte, esta también establece la necesidad de evaluar la situación de post cierre usando un Sismo Máximo de Diseño con un periodo de retorno no menor a 475 años, para lo cual se ha tomado 2/3 de Am. En ambos casos, la relación entre el coeficiente de diseño sísmico vertical y horizontal, se ha tomado igual al 50%.

Las condiciones de carga anteriores se resumen a continuación:

- Tomando como base el estudio de amenaza sísmica local (WSP Golder, 2022) el cual se resume en la Tabla 5.1.7.15 y Figura 5.1.7.19 del presente documento, el PGA para 50 años es 0,04g y el PGA para 475 años es 0,238 g.
- Coeficiente de aceleración horizontal y vertical de k_h=0,16 g y k_v=0,08 g, para un sismo con periodo de retorno de 475 años.
- Coeficiente de aceleración horizontal y vertical de kh=0,02 g y kv=0,01 g, para un sismo con periodo de retorno de 50 años.

El procedimiento indicado por la ANLA para estimar las aceleraciones de diseño es alternativo a lo dispuesto por la norma NSR 10 en sus títulos A y H (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica [AIS], 2010), sin embargo, teniendo en cuenta que las aceleraciones del estudio de amenaza sísmica particular de sitio son más conservadores que las dispuestas por la normativa colombiana, los valores estimados para el proyecto son mayores y se consideran adecuados para el análisis.[1]

Las cargas vivas vehiculares van desde 15 a 30 kPa según los vehículos de diseño que apliquen para cada caso particular.

Factores de seguridad para taludes de corte y lleno para plataformas y ZODME:

Siguiendo lo indicado en ANLA (2016), se usa como base la Tabla H.2.4-1 del Título H del reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10 con el fin de establecer los factores de seguridad admisible:

- Para una condición de estabilidad en condición estática, el factor seguridad deberá ser superior a 1,5.
- Para el caso pseudo estático deberá ser mínimo 1,05.

Para el caso del escenario del nivel freático extremo (incremento del nivel freático normal por ocasión de una lluvia con periodo de retorno Tr=20 años), por ser un evento de carácter temporal, se debe tener en cuenta que eventualmente la ladera natural y los taludes de excavación drenarían el exceso de agua aportado por la lluvia extrema, regresando el nivel freático a su nivel normal (promedio) si es que este existe. Con base en lo anterior, para esta condición extrema se definió un factor de seguridad mínimo de 1,2.

En resumen, a continuación, se listan los criterios de desempeño adoptados en términos de factores de seguridad mínimos para los análisis de estabilidad de taludes. En la Tabla 5.1.7.132 se resumen la condición de análisis y el factor de seguridad objetivo.

[1] Se verificó que las aceleraciones de diseño utilizadas en los taludes del proyecto Gramalote fueran superiores a las obtenidas conforme a la definición del Título H de la NSR-10, es decir, considerando la aceleración máxima (amáx) calculada para periodos cercanos a cero, mediante la fórmula Aa × Fa × I (donde Aa es la aceleración efectiva en roca, Fa el factor de amplificación y I el coeficiente de importancia, siendo este último igual a 1 para periodos de retorno de 475 años).

Teniendo en cuenta que, para el municipio de San Roque, el valor de Aa es de 0,15 g según el Título A de la NSR-10, y que el tipo de suelo en el área del proyecto oscila entre tipo C y tipo D (predominando el tipo C en las zonas con grandes excavaciones), los factores Fa varían entre 1,2 y 1,5. Con base en lo anterior, los coeficientes mínimos de aceleración horizontal para el análisis seudoestático, aplicando lo dispuesto en la NSR-10 para el amáx y reducidos en un 2/3 conforme a lo indicado por la ANLA, estarían en el rango de 0,12 g a 0,15 g.

Tabla 5.1.7.132 Factores de seguridad objetivo para los análisis de estabilidad de taludes en vías, plataformas y ZODME

Condición	Factor de Seguridad mínimo
Nivel freático normal	1,50
Nivel freático extremo (por ocasión de lluvia con Tr=20 años)	1,20
Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,05
Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,05

Fuente: Integral S.A., 2025

Muros reforzados en geosintéticos:

El informe incluye recomendaciones para el muro en suelo reforzado del *Primary Crusher*, las cuales se ajustarán posteriormente para asegurar su compatibilidad estructural con la planta. Debido a la criticidad de la infraestructura, se seleccionó un sismo de diseño con un periodo de retorno de 975 años, un estándar superior al exigido por el licenciamiento ambiental y que está acorde con normativas más rigurosas como el código de Puentes de la AASTHO y su ajuste al contexto colombiano en el Código Colombiano de Puentes (INVIAS, 2015). En consecuencia, el diseño se rige por la metodología LRFD (Diseño por Factores de Carga y Resistencia), aplicando los factores de seguridad específicos para muros reforzados con geosintéticos establecidos en dicha normativa.

En relación con las aceleraciones de diseño utilizadas, éstas se resumen a continuación:

- Tomando como base el estudio de amenaza sísmica local (WSP Golder, 2022) el cual se resume en la Tabla 5.1.7.15 y Figura 5.1.7.19 del presente documento, el PGA para 975 años es 0,308 g.
- Como se verá más adelante, los perfiles de diseño sísmico en la zona de la planta son tipo C o D. Dado que en la zona del Primary crusher será removido parte del suelo residual y saprolito para conformar la plataforma, se trabajará en este sector con un perfil C. A este perfil le corresponde un coeficiente de sitio de 1,2.
- El CCP 14 establece que para muros se puede tomar un coeficiente de aceleración horizontal igual al 50% del PGA multiplicado por el factor de amplificación que en este caso se toma como 1,2 aproximadamente.
- Con lo anterior, el coeficiente de aceleración horizontal y vertical es de k_h=0,18 g y k_v=0,09 g respectivamente, para un sismo con periodo de retorno de 975 años.

Para el muro de la trituradora primaria (Primary crusher en inglés) la sobre carga vehicular se calculó para el camión de diseño CAT 793F, considerando que la carga total de este se distribuye en el área aferente del eje trasero así:

- Ancho del eje trasero 7,61 m
- Largo del camión hasta la tolva 10,16 m
- Área carga aferente al eje trasero 77,3 m^2
- Peso Bruto Vehicular - PBV 3.785,5 kN

- Presión distribuida en el área aferente al eje trasero 50 kPa

Por lo tanto, se requiere el diseño de una losa de concreto para facilitar dicha distribución de carga, permitiendo la descarga del material hacia la trituradora primaria. En el análisis de factibilidad, se ha supuesto que esta losa tiene un espesor de 50 cm y que se extiende a lo largo de toda la longitud reforzada con geosintéticos.

Diseño de presa sedimentador La Colorada:

La presa del sedimentador La Colorada tendrá la función de retener las aguas de no contacto que han sido descargadas en su piscina de sedimentación, además de servir como conexión vial hacia la zona de plataforma principal. Sus criterios de análisis fueron definidos a la luz de lo estipulado en guías de diseño internacional con enfoque específico para presas de minería tales como los de la Asociación Canadiense de Presas (CDA, 2019).

- Aceleraciones de diseño para la presa del sedimentador La Colorada

De acuerdo con la metodología de la Asociación Canadiense de Presas (CDA), la presa del sedimentador La Colorada se clasifica como de riesgo “Alto” (ver análisis en el Numeral 5.1.7.6.3 y subcapítulo A). El coeficiente de aceleración sísmica horizontal (Kh) para los análisis seudoestáticos se detalla en la Tabla 5.1.7.133 siendo este igual a 2/3 del PGA para ser coherentes con la fracción propuesta por la ANLA. Además, el coeficiente de aceleración sísmica vertical (Kv) se establece considerando una relación Kv/Kh = 0,5.

Tabla 5.1.7.133 Resumen de periodos de retorno y valores de coeficiente sísmico horizontal para análisis seudo estático – La Colorada

Periodo de retorno	Clasificación presa CDA	PGA tomado del estudio de Amenaza	Kh= 2/3 PGA (máximo coeficiente horizontal involucrado en análisis seudo estáticos)
Presa sedimentador La Colorada: 2475 años	Alta	0,418	0,28

Fuente: Integral S.A 2025

- Factores de seguridad para la presa del sedimentador La Colorada y escenarios de análisis

Los factores de seguridad objetivo para los análisis de estabilidad de taludes de presas, teniendo en cuenta las consideraciones de la guía de diseño canadiense CDA se presentan en la Tabla 5.1.7.134 y Tabla 5.1.7.135, los cuales consideran el funcionamiento de este tipo de estructuras y las condiciones de carga que realmente son críticas para su estabilidad:

Tabla 5.1.7.134 Factores de seguridad objetivo para la estabilidad de taludes en evaluación estática (traducción no oficial al español) – La Colorada

Condición de carga	Factor de seguridad mínimo	Talud
Durante o al final de la construcción	> 1,3 dependiendo de la evaluación de riesgos durante la construcción	Típicamente aguas abajo

Condición de carga	Factor de seguridad mínimo	Talud
Largo plazo (flujo estacionario, nivel normal del embalse)	1,5	Aguas abajo
Descenso del embalse rápido total o parcial	1,2 a 1,3	Talud aguas arriba donde aplique

Fuente: Traducción libre al español de (CDA, 2019)

Tabla 5.1.7.135 Factores de seguridad objetivo para la estabilidad de taludes en evaluación suedoestática (traducción libre al inglés) – La Colorada

Condición de carga	Factor de seguridad mínimo
Pseudo-estática	1,0
Post-sismo	1,2

Fuente: Traducción libre al español de (CDA, 2019)

Factores de seguridad para taludes de corte y lleno en vías:

La Tabla 5.1.7.136 presenta la tipología y clasificación para cada una de las vías que componen el proyecto. De esta manera, la clasificación considera cuatro categorías: Operación, Construcción, Minería y Comunidad; mientras que la tipología de vías establece las condiciones de Permanente o Temporal en función del desarrollo de infraestructura del proyecto.

Tabla 5.1.7.136 Tipología y clasificación de vías

No.	Vía	Tipo de Vía	Categoría
1	Acceso Principal	Permanente	Operación
2	Minera San Antonio	Permanente	Minera
3	Filtración	Permanente	Operación
4	Presa de Colas Sur	Temporal	Construcción
5	Decantación	Temporal	Construcción
6	Acceso Este a Estación Terminal	Permanente	Operación
7	Plataforma Ciclones	Temporal	Construcción
8	Depósito E	Permanente	Construcción
9	Depósito K	Permanente	Construcción
10	Minera ROM	Permanente	Minera
11	Acceso El Torito	Permanente	Operación
12	Presa de Colas Norte	Permanente	Operación
13	Carriles cambio de velocidad vía Acceso	Permanente	Operación
14	Sedimentador La Colorada	Permanente	Construcción
15	Sedimentador San Antonio	Permanente	Construcción
16	Sedimentador El Banco	Permanente	Construcción
17	La Bateita	Temporal	Construcción
18	Depósito El Torito	Permanente	Construcción
19	Ciclones Baja	Temporal	Construcción

No.	Vía	Tipo de Vía	Categoría
20	Balsal Existente	Permanente	Construcción
21	Sustitutiva Cristales	Permanente	Comunidad
22	Cresta Sedimentador El Banco	Permanente	Construcción
23	Cresta Sedimentador San Antonio	Permanente	Construcción
24	Bocatoma	Permanente	Operación
25	Acceso Palestina	Permanente	Operación
26	Cantera	Temporal	Construcción

Fuente: Integral S.A 2025

En función de la clasificación de las vías, se tomará como carga viva vehicular de diseño 15kPa, 20kPa y 30 kPa para vías de operación, construcción y mineras respectivamente. Lo anterior, teniendo en cuenta el vehículo de diseño para cada una de ellas.

Siguiendo lo indicado en ANLA (2016), se usa como base la Tabla H.2.4-1 del Título H del reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10 con el fin de establecer los factores de seguridad admisible para vías permanentes:

- Para una condición de estabilidad en condición estática, el factor seguridad deberá ser superior a 1,5.
- Para el caso pseudo estático deberá ser mínimo 1,05.

Para las vías temporales se usan los siguientes factores admisibles:

- Para una condición de estabilidad en condición estática, el factor seguridad deberá ser superior a 1,3.
- Para el caso pseudo estático deberá ser mínimo 1,05.

El análisis del terreno natural se establece bajo condiciones estáticas, con el objetivo de evaluar la estabilidad de la ladera antes de cualquier intervención. En este escenario, los factores de seguridad esperados deben ser, como mínimo, de 1,2 a 1,3 en zonas geomorfológicamente estables, o de 1,0 en sitios donde se identifiquen procesos activos de inestabilidad.

Para el caso del escenario del nivel freático extremo (incremento del nivel freático normal por ocasión de una lluvia con periodo de retorno Tr=20 años), por ser un evento de carácter temporal, se debe tener en cuenta que eventualmente la ladera natural y los taludes de excavación drenarían el exceso de agua aportado por la lluvia extrema, regresando el nivel freático a su nivel normal (promedio) si es que este existe. Con base en lo anterior, para esta condición extrema se definió un factor de seguridad mínimo de 1,2.

En resumen, a continuación, se listan los criterios de desempeño adoptados en términos de factores de seguridad mínimos para los análisis de estabilidad de taludes en función del tipo y clasificación de la vía. En la Tabla 5.1.7.173 se resumen la condición de análisis y el factor de seguridad objetivo.

Tabla 5.1.7.137 Factores de seguridad objetivo para los análisis de estabilidad de taludes en vías

Tipo de vía	Condición	F.S. Mínimo
Permanente	Terreno Natural	1,2
	Estática - Nivel freático normal	1,5
	Estática - Nivel freático extremo (por ocasión de lluvia con Tr=20 años)	1,2
	Pseudoestática - Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,05
	Pseudoestática - Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,05
Temporal	Terreno Natural	1,2
	Estática - Nivel freático normal	1,3
	Estática - Nivel freático extremo (por ocasión de lluvia con Tr=20 años)	1,2
	Pseudoestática - Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,0
	Pseudoestática - Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,0

Fuente: Integral S.A 2025

Factores de seguridad para cimentaciones superficiales y profundas:

Para cimentaciones se usa como base la Tabla H.4.7-1 del Título H del reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica [AIS], 2010) con el fin de establecer los factores de seguridad admisible.

Las capacidades en suelo para cimentaciones superficiales se calculan por el método de Terzaghi y se aplica la teoría de Boussinesq para el control de asentamientos. Las capacidades en suelo para cimentaciones profundas, por suelo y por punta, se calculan por el método de Poulus and Davis (1980). Los asentamientos se calculan por Vesic (Das, 2011). Las capacidades por punta en macizo rocoso se calculan con base en Horvarth y Kenney (1979), método avalado en el CCP 14 (Código Colombiano de Puentes). Los anteriores métodos se presentan en el informe de criterios (Integral S.A., 2025), documento que se puede consultar en ANEXOS_CARACTERIZACION_GEOTECNIA_PROYECTO_GENERAL_AXO_B.

A continuación, se listan los criterios de desempeño adoptados en términos de factores de seguridad mínimos para cimentaciones superficiales y profundas. En la se resumen la condición de análisis y los factores de seguridad aplicados.

Tabla 5.1.7.138 Factores de seguridad objetivo para los análisis de fundaciones

Condición	Factor de seguridad FS
Carga Muerta+Carga Viva Normal (Servicio)	3,0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima (Resistencia)	2,5

Fuente: Integral S.A 2025

Factores de seguridad para los depósitos de estériles y sus sedimentadores asociados:

Los criterios de análisis de estabilidad para los depósitos San Antonio y el Balsal, así como para las presas de sus sedimentadores asociados (Banco y San Antonio) fueron establecidos de acuerdo con las guías de Proyectos de Grandes Tajos Abiertos (LOP, por sus siglas en inglés) según (Hawley & Cunning, 2017) y la Asociación Canadiense de Presas (CDA, por sus siglas en ingles), la cual corresponde a la referencia (CDA, 2019). Se incluyeron criterios de diseño adicionales cuando fue apropiado, basados en juicio profesional, prácticas de ingeniería estándar y condiciones específicas del sitio, así como los objetivos operativos y parámetros requeridos por el dueño del proyecto.

La Tabla 5.1.7.139 y Tabla 5.1.7.140 resumen los factores de seguridad mínimo requeridos.

Tabla 5.1.7.139 Factores de seguridad mínimo requeridos para los depósitos San Antonio y el Balsal de acuerdo con (Hawley & Cunning, 2017)

Etapa	Estático	Pseudo-estático	Post-pico
Operación y cierre	1,5	1,1	1,2

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2025

Tabla 5.1.7.140 Factores de seguridad mínimo requeridos para las presas de los sedimentadores El Banco y San Antonio (Hawley & Cunning, 2017)

Etapa	Estático	Pseudo-estático	Post-pico
Operación y cierre	1,5	1,0	1,2

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2025

Los resultados de la clasificación de los depósitos de estériles usando (Hawley y Cunning, 2017) se presentan en la Tabla 5.1.7.141 y se detallan en el Numeral 5.1.7.6.9, subcapítulo A.

Tabla 5.1.7.141 Clasificación de los depósitos de estériles San Antonio y El Balsal

Depósito	Nivel de confianza	Consecuencia
San Antonio	Moderado	Alta
El Balsal	Moderado	Alta

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2025

Por otro lado, los sedimentadores del Banco y San Antonio han sido asumidos como estructuras temporales para la etapa de construcción y etapa inicial de operación. Si estas estructuras son mantenidas a largo plazo, la clasificación por consecuencias deberá ser evaluada siguiendo los lineamientos recomendados por el CDA, incluido modos de falla, rompimiento de presa e inundación.

El sismo de diseño se tomó con base en la importancia de la obra y con base en los periodos de retorno que son representativos de su clasificación. Los PGA asociados a cada periodo de retorno han sido definidos por (Golder Associates USA Inc, 2022) quien realizó una

evaluación de peligro sísmico específica del sitio (SHA por sus siglas en ingles) para el proyecto Gramalote en el área del TSF en el año 2022. El SHA se basó en enfoques probabilísticos y determinísticos de peligro sísmico estimar valores de aceleración máxima del suelo (PGA). La Tabla 5.1.7.142 resume las PGA asociadas con una probabilidad del 10% de superación en un tiempo de 50 años (lo cual corresponde a un periodo de retorno de terremoto de 475 años) y la PGA media asociada con el Terremoto Máximo Creíble (MCE por sus siglas en ingles).

Tabla 5.1.7.142 Clasificación de los depósitos de estériles San Antonio y El Balsal

Metodología	Evento sísmico	Periodo de retorno	PGA (g)
Probabilístico	NA (1)	475	0,238
Determinístico	MCE	NA (1)	0,370

Notas: NA (1) = No aplica
Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2025

En consecuencia, debido a que el Depósito San Antonio es una estructura diseñada a largo plazo, se realizaron análisis pseudo-estáticos bajo condiciones de carga sísmica utilizando coeficientes de carga horizontal iguales a la mitad del PGA asociado con un evento máximo sísmico creíble (MCE por sus siglas en ingles). Las propiedades de resistencia de los materiales para los suelos de la fundación (suelo residual y saprolito) se redujeron en un 20% para los análisis pseudo-estáticos (Hynes-Griffin & Franklin, 1984).

Además, el Depósito El Balsal y las Presas de los Sedimentadores El Banco y San Antonio, fueron consideradas estructuras temporales. Por esta razón, se realizaron análisis pseudo-estáticos bajo condiciones de carga sísmica utilizando coeficientes de carga horizontal iguales a la mitad de la aceleración pico del terreno (PGA por sus siglas en ingles) para un evento sísmico con un periodo de retorno de 475 años. Las propiedades de resistencia de los materiales para los suelos de la fundación se redujeron en un 20% para los análisis pseudo-estáticos (Hynes-Griffin & Franklin, 1984).

También, se realizó un análisis de sensibilidad para el modelamiento post-pico de todas las instalaciones propuestas asumiendo de manera conservadora que los suelos de la fundación (aluvión (aluvial), suelo residual y saprolito) son potencialmente susceptibles a licuefacción. Para este análisis se asignó un rango de valores de la resistencia residual al corte no drenado de los suelos de la fundación, los cuales deberán ser validados durante el seguimiento a la construcción.

Por último, dentro del área de San Antonio se encuentran varios piezómetros Casagrande los cuales estiman los niveles piezométricos entre 10 y 20 m por debajo de la superficie. Para El Balsal, se instalaron piezómetros Casagrande, indicando niveles piezométricos aproximados entre 2 y 10 m por debajo de la superficie. Tierra Group modeló los depósitos San Antonio y El Balsal de manera conservadora, asumiendo que, durante operación, los niveles piezométricos se incrementarían y se desarrollaría un nivel freático a lo largo de la interfaz entre el material de relleno (estéril y mineral) y la fundación.

5.1.7.6.3 Metodología para la caracterización del nivel freático en taludes de corte y lleno de vías, plataformas, depósitos ZODME y sedimentador La Colorada

Teniendo en cuenta que la guía metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa del (Servicio Geológico Colombiano, 2016) define la lluvia como un factor detonante de los procesos de deslizamiento; en este capítulo, se procede a evaluar la variabilidad del nivel freático producto del proceso de infiltración que puede presentarse sobre la masa de suelo. Dicho análisis será efectuado aplicando el método lluvia-escorrentía del Servicio de Conservación de Suelos Americano (SCS), esquema que es recomendado según los lineamientos propuestos por el Servicio Geológico Colombiana (SGC).

Información base disponible para la precipitación:

Para seleccionar la(s) estación(es) de análisis, se realiza en primera instancia la recopilación de la información hidrológica que se encuentra disponible de la red de monitoreo del Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales Colombiano (IDEAM), entidad del gobierno de Colombia, encargada del manejo de la información hidrológica y meteorológica de Colombia. De esta forma se hallaron nueve (9) estaciones de precipitación que se encuentran próximas al área de influencia (ver Figura 5.1.7.119). A fines ilustrativos se expone en la Tabla 5.1.7.143 un breve resumen de la información general perteneciente a la instrumentación consultada, detallando su ubicación geográfica (en coordenadas nacionales), su elevación y longitud de registro. Sobre este último aspecto se aclara que las series fueron sometidas a pruebas no paramétricas de homogeneidad, tendencia y de detección de valores atípicos (Outliers), lo anterior en aras de valorar y garantizar la calidad de la información utilizada. Este proceso implica que del total de datos disponibles solo se seleccionen aquellas extensiones que cumplen satisfactoriamente con los criterios anteriormente descritos.

Tabla 5.1.7.143 Estaciones hidrometereológicas cercanas al área de influencia

Nombre Estación	Código Estación	Tipo	Coordenadas Magna Sirgas Origen Nacional		Periodo de registro máximo		Elevación (m s.n.m.)	Años de registro
			Este (m)	Norte (m)	Desde	Hasta		
San Roque	23080760	PM	4776699,00	2275578,00	1.995	2.024	1.435	30
Gja. Exp. el Nus	23085080	CP	4796601,00	2274397,00	1.995	2.024	859	30
Alejandría	23085030	CO	4763377,00	2263469,00	1.998	2.024	1.712	27
El morro	23080660	PG	4764525,00	2273417,00	1.973	1.986	2.210	13
Guayabito	27015190	CO	4762346,00	2281166,00	1.970	2.024	1.440	54
Las violetas	23085210	CP	2260090,00	4778851,00	1.999	2.011	1.016	13
San Antonio	27011230	PM	4762384,00	2290012,00	2.004	2.024	1.029	21
Santo domingo	23080390	PG	4761207,00	2273431,00	1.988	2.024	1.944	37
Yolombo	23100040	PM	4777850,00	2286631,00	2.050	2.024	1.442	20

Nota1: PM: Pluviométrica, CO: Climatológica Ordinaria, CP: Climática principal, PG: Pluviográfica

Nota2: Las longitudes de las series, se obtienen luego de aplicar las pruebas no paramétricas para valorar la calidad de los datos utilizados.

Fuente: Integral S.A., 2025

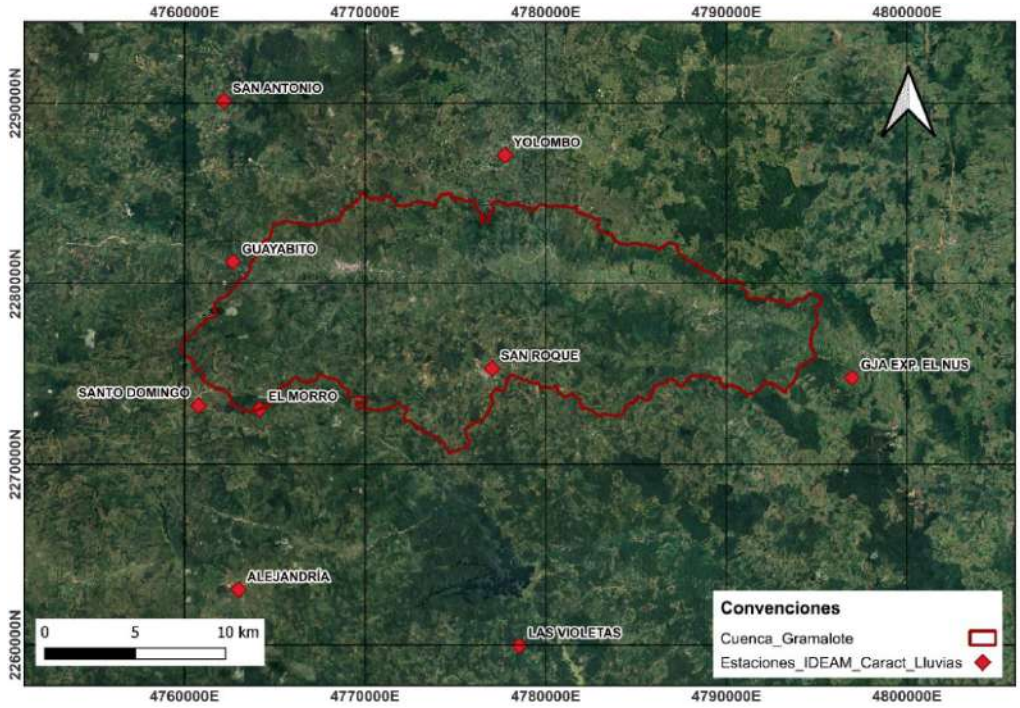


Figura 5.1.7.119 Localización general de las estaciones.

Fuente: Integral S.A. 2025.

A partir de los registros de precipitación que fueron reunidos se determinó el valor mensual multianual de la lluvia, identificando de esta forma que dicha variable presenta un comportamiento bimodal con eventos pico que se presentan al inicio y final del año (mayo y octubre aproximadamente). Dichos registros se presentan en la Figura 5.1.7.120.

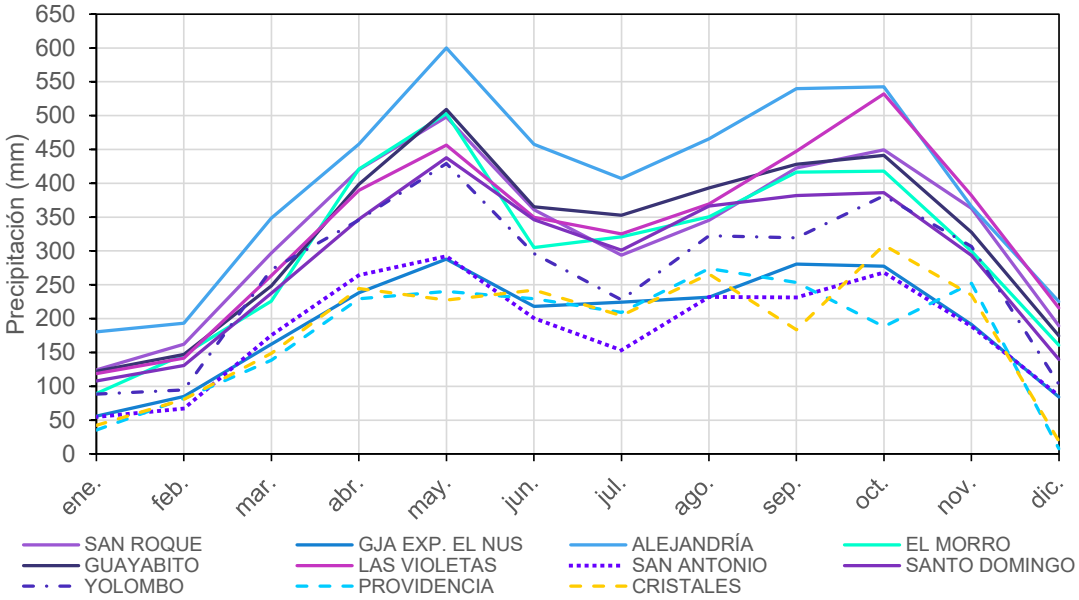


Figura 5.1.7.120 Ciclos característicos de la precipitación para cada una de las estaciones.

Fuente: Integral S.A. 2025.

Para la definición de la estación que será utilizada para los análisis de variabilidad del nivel freático, se verificó la ubicación dentro del área de influencia y la cercanía a la zona de estudio, de igual manera se tuvo en cuenta que el instrumento contara con una longitud de datos de por lo menos 15 años (registro mínimo requerido por la guía del SGC), de esta manera, se discretizaron las estaciones, definiendo así a la estación [23080760] San Roque como la estación de análisis.

Curvas de Intensidad Duración y Frecuencia (IDF)

Para determinar la frecuencia de ocurrencia de posibles deslizamientos se recurre a las curvas de Intensidad, Duración y Frecuencia (IDF) para las lluvias que son representativas para la zona de interés. Con este objetivo, se tuvo en cuenta el Estudio de Impacto Ambiental (EIA) desarrollado para el proyecto durante el año 2015, en el cual como parte de las valoraciones realizadas se encuentra definida para la estación San Roque su respectiva curva IDF. Es importante resaltar que, dentro del alcance de los análisis realizados, se efectuó la actualización de dichas tendencias recurriendo a la información de precipitación recopilada (ver Tabla 5.1.7.143).

En la Figura 5.1.7.121 se presenta la comparación de ambas IDF, identificando que las curvas actualizadas (registros 1982-2024) presentan una disminución en las intensidades para los diferentes periodos de retorno, por lo que, con el objetivo de mantener una postura

conservadora se decide utilizar la información que se encuentra consignada en el EIA del 2015 (ver Tabla 5.1.7.144).

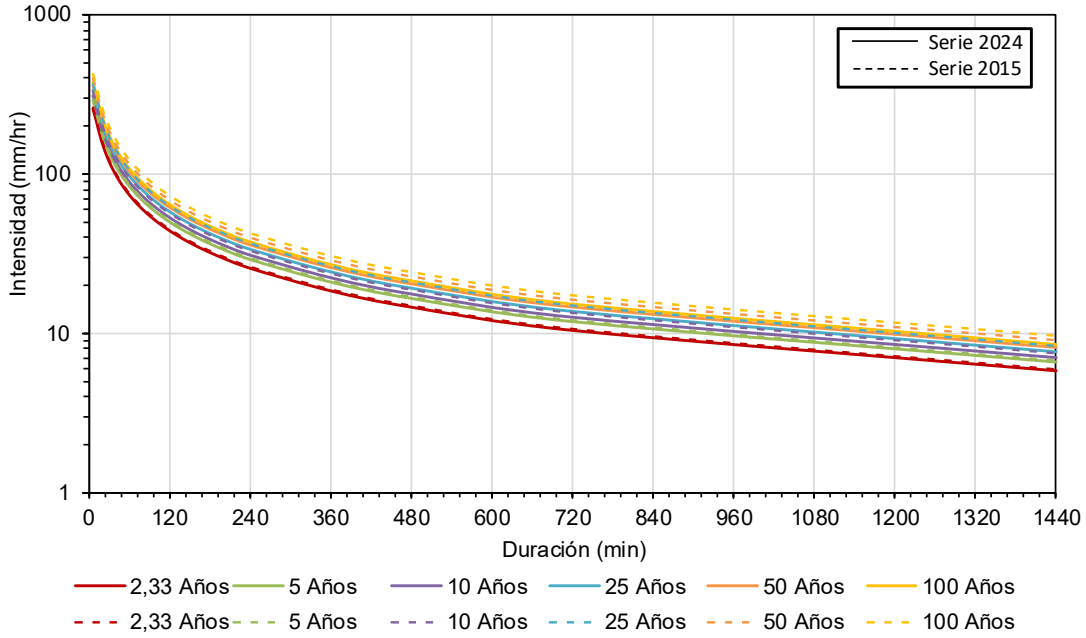


Figura 5.1.7.121 Comparación de IDF actual vs IDF EIA 2015 de la estación San Roque.

Fuente: Integral S.A. 2025

Tabla 5.1.7.144 Intensidades de la estación San Roque

Duración (min)	Intensidad (mm/hr)					
	Tr. 2	Tr. 5	Tr. 10	Tr. 25	Tr. 50	Tr. 100
5	259.4	298.0	329.5	369.2	398.7	428.0
10	217.8	250.2	276.6	309.9	334.7	359.2
30	119.1	136.8	151.3	169.5	183.0	196.5
60	74.2	85.3	94.3	105.6	114.1	122.4
120	44.5	51.1	56.5	63.3	68.3	73.3
180	32.5	37.3	41.3	46.2	49.9	53.6
240	25.9	29.7	32.9	36.9	39.8	42.7
360	18.7	21.5	23.7	26.6	28.7	30.8
480	14.8	17.0	18.8	21.0	22.7	24.4
720	10.6	12.1	13.4	15.0	16.2	17.4
1440	5.9	6.8	7.5	8.4	9.1	9.7

Fuente: Integral S.A., 2025

Es importante aclarar que la anterior definición cobra sentido al considerar que la guía del SGC establece que el nivel freático relacionado con un posible evento de inestabilidad se encuentra asociado a una intensidad de lluvia con periodo de retorno de 20 años (probabilidad del 5%) y una duración de 1.440 minutos (24 horas). De acuerdo con lo anterior, se identifica un valor de 8,1 mm/hora, equivalente a una lluvia de 195 mm/día magnitud con la cual se estimará la profundidad del nivel freático para un periodo de retorno de 20 años.

Descripción de la metodología para la caracterización del nivel freático

Los deslizamientos profundos generalmente ocurren debido a una inestabilidad del suelo asociado a un incremento en la presión de poros, la cual a su vez es generada por el ascenso del nivel freático. Con el objetivo de relacionar la posible oscilación del nivel freático con la variabilidad de la lluvia acumulada para largos periodos de tiempo, la guía del SGC sugiere que el cambio en la profundidad del nivel de agua subsuperficial se encuentra como función de la precipitación y la permeabilidad que posee el medio poroso (proceso de infiltración).

Teniendo en cuenta que una fracción de la lluvia que cae al suelo se infiltra, que otro porcentaje queda retenido en la vegetación y en las depresiones del suelo mientras se evapora y que otro más fluye como escorrentía directa, es conveniente utilizar el volumen infiltrado para calcular la variabilidad de la profundidad del nivel freático.

Para estimar la fracción de agua infiltrada, la guía del (Servicio Geológico Colombiano, 2016) propone utilizar el método lluvia-escorrentía del Servicio de Conservación de Suelos Americano (SCS) del Departamento de Agricultura de Estados Unidos. El método del SCS para abstracciones de precipitación (Soil Conservation Service, 1972), considera que la profundidad de la escorrentía directa (Pe) siempre es menor o igual a la profundidad de la precipitación (P); de manera que, después de que la escorrentía se inicia, la fracción de agua retenida en la cuenca (Fa) es menor o igual a la retención potencial máxima (S). Adicionalmente, el método considera que existe una cierta cantidad de abstracción inicial (Ia) que se presenta antes del encharcamiento para la cual no ocurrirá en escorrentía. Teniendo en cuenta lo anterior, se presentan desde la Ecuación 5.3 hasta la Ecuación 5.6 la parametrización matemática que es utilizada por el método anteriormente descrito.

$$P = Pe + Ia + Fa$$

Ecuación 5.3 Ecuación para estimar la profundidad de la precipitación.

$$Pi = P - Pe$$

Ecuación 5.4 Ecuación para estimar la profundidad de la infiltración.

$$Pe = \frac{(P - 0.2\,S)^2}{P + 0.8\,S}$$

Ecuación 5.5 Ecuación para estimar la profundidad de la escorrentía directa.

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

Ecuación 5.6 Ecuación para estimar la retención potencial máxima.

Por otro lado, la guía del SGC especifica que suponiendo que la variación del nivel freático sigue una distribución estadística del tipo normal, la profundidad del flujo subsuperficial para un evento con periodo de retorno de 20 años puede ser estimado utilizando la Ecuación 5.7 que se define a continuación:

$$P_{f20} = \left(\bar{P}_f - 1{,}65\ CV\ P_f\right) - (I_{20} * 24)$$

Ecuación 5.7 Ecuación para estimar la profundidad de la tabla de agua asociado a una lluvia de 20 años de periodo de retorno.

Donde:

P_{f20}: Corresponde a la profundidad de la tabla de agua asociado a una lluvia de 20 años de periodo de retorno, en milímetros.
$\bar{P}_f$: Corresponde a la profundidad media del nivel freático, en milímetros.
$CV\ P_f$: Es la desviación estándar asignada a la variación nivel freático en términos del coeficiente de variación de los acumulados anuales de precipitación.
I_{20}: Corresponde a la intensidad de la lluvia infiltrada diaria para un periodo de retorno de 20 años.

En consecuencia, para estimar la variabilidad del nivel freático a partir de la variabilidad de la magnitud de la infiltración, la guía del SGC especifica que se requiere contar con la siguiente información:

- Una clasificación de los suelos de la unidad geotécnica de análisis, según los tipos A, B, C o D con base en los criterios del SCS. Esta clasificación se deberá hacer considerando la textura, espesor y origen de los suelos, de acuerdo con el criterio del experto en hidrología a partir de la información básica recolectada.
- Una descripción detallada de la cobertura y uso del suelo de la zona de análisis que permita clasificarla de acuerdo con el SCS.
- Datos de precipitación diaria de una estación meteorológica próxima a la cabecera del municipio objeto de la presente evaluación de amenaza, seleccionada teniendo en cuenta los siguientes criterios:
- La estación debe representar adecuadamente el régimen de precipitación de la zona de interés, a juicio del hidrólogo analista.
- La estación debe estar localizada lo más próximo posible a la zona de interés. En caso de duda con respecto a la localización de varias estaciones próximas, se recomienda trazar polígonos de Thiessen para precisar la estación que se va a utilizar (Linsley, 1977).
- La diferencia entre la cota de la cabecera del municipio y la elevación de la estación no habrá de ser mayor de 500 m.
- La estación debe contar con un registro de precipitación diaria de por lo menos 15 años.
- Un estimativo de la profundidad media del nivel freático. En ausencia de información más precisa, considerarla igual a la profundidad medida en la exploración geotécnica de campo. En aquellos casos en que se encuentre a gran profundidad y no se logre medir, se podrá considerar como condición crítica que dicho nivel medio coincide con el de la profundidad de la superficie de falla. La profundidad media que se asuma servirá de referencia para añadirle el estimativo de su variabilidad, la cual

se podrá suponer igual a la del acumulado anual de la lluvia que se infiltra (abstracciones), según lo descrito en este apartado.

Desarrollo de la metodología para proyecto Gramalote

A partir de las ecuaciones anteriormente mencionadas, y la descripción de la información necesaria para su desarrollo, a continuación, se describen los procedimientos realizados para la estimación del nivel freático.

- Se identificó a San Roque [23080760] monitoreada por el IDEAM, como la estación de lluvia de análisis, la cual cumple con los criterios definidos por la guía del (Servicio Geológico Colombiano, 2016), y a partir de su curva IDF se identificó la intensidad asociada a un periodo de retorno de 20 años: 8,1 mm/hora -equivalente a una lluvia de 195 mm/día.
- Se realiza un análisis espacial de la precipitación infiltrada, para lo cual se tuvo en cuenta que la precipitación infiltrada presenta una codependencia con los números de curva (NC), que a su vez depende directamente del tipo de coberturas y de la clasificación hidrológica del suelo superficial; por tal motivo se elaboraron ecuaciones en función de los NC para la estimación de la precipitación infiltrada media multianual, la precipitación infiltrada por una lluvia diaria con intensidad de 20 años y la variación de la precipitación infiltrada anual con probabilidad del 5% y coeficiente de variación (CV) de 1,65 (ver Figura 5.1.7.122, Figura 5.1.7.123 y Figura 5.1.7.124).

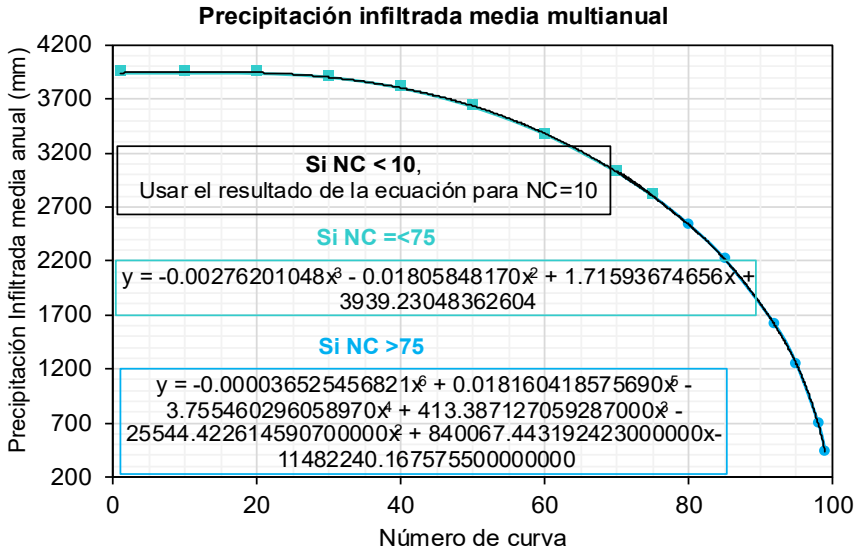


Figura 5.1.7.122 Curva de estimación de la precipitación infiltrada media multianual – Estación San Roque

Fuente: Integral S.A. 2025

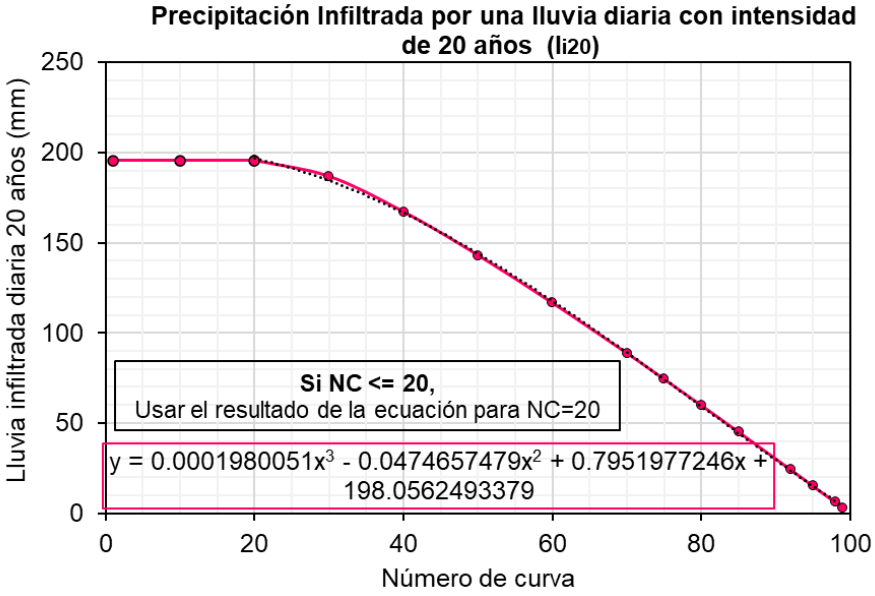


Figura 5.1.7.123 Curva de estimación de la precipitación infiltrada por una lluvia diaria con intensidad de 20 años – Estación San Roque

Fuente: Integral S.A. 2025

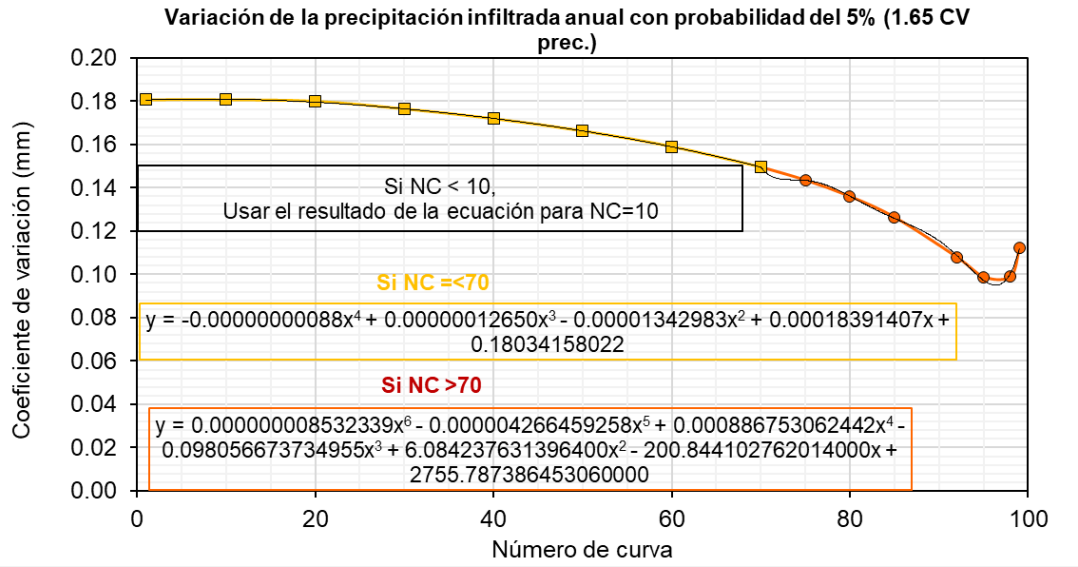


Figura 5.1.7.124 Curva de estimación de la variación de la precipitación infiltrada anual con probabilidad del 5% - Estación San Roque

Fuente: Integral S.A. 2025

Las coberturas se estimarán con base en los mapas elaborados para la modificación de licencia ambiental.

En los diseños de estabilización geotécnica, se indicarán las medidas de drenaje para el control de nivel freático y que tiene influencia en la estabilidad esperada de las obras.

5.1.7.6.4 Presa del sedimentador La Colorada

Para el análisis de estabilidad de los taludes de la presa del sedimentador La Colorada, se definió una sección transversal A-A' representativa (abscisa km 0+820), empleada en los análisis de estabilidad y flujo. La Figura 5.1.7.125 muestra su localización en planta y en la Figura 5.1.7.126 se presenta una sección transversal típica de la presa.

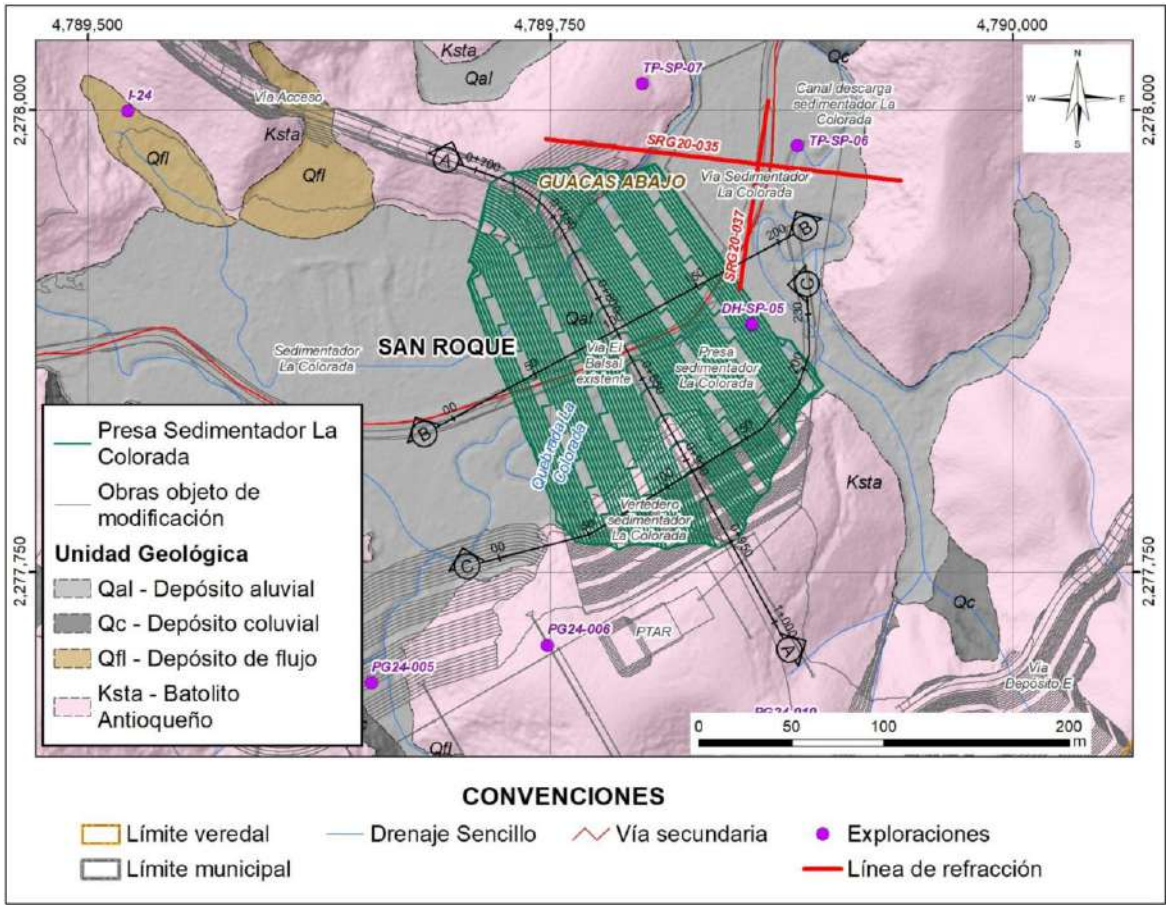


Figura 5.1.7.125 Localización en planta de las secciones de interés para el análisis geotécnico – Presa del sedimentador La Colorada

Fuente: Integral S.A., 2025

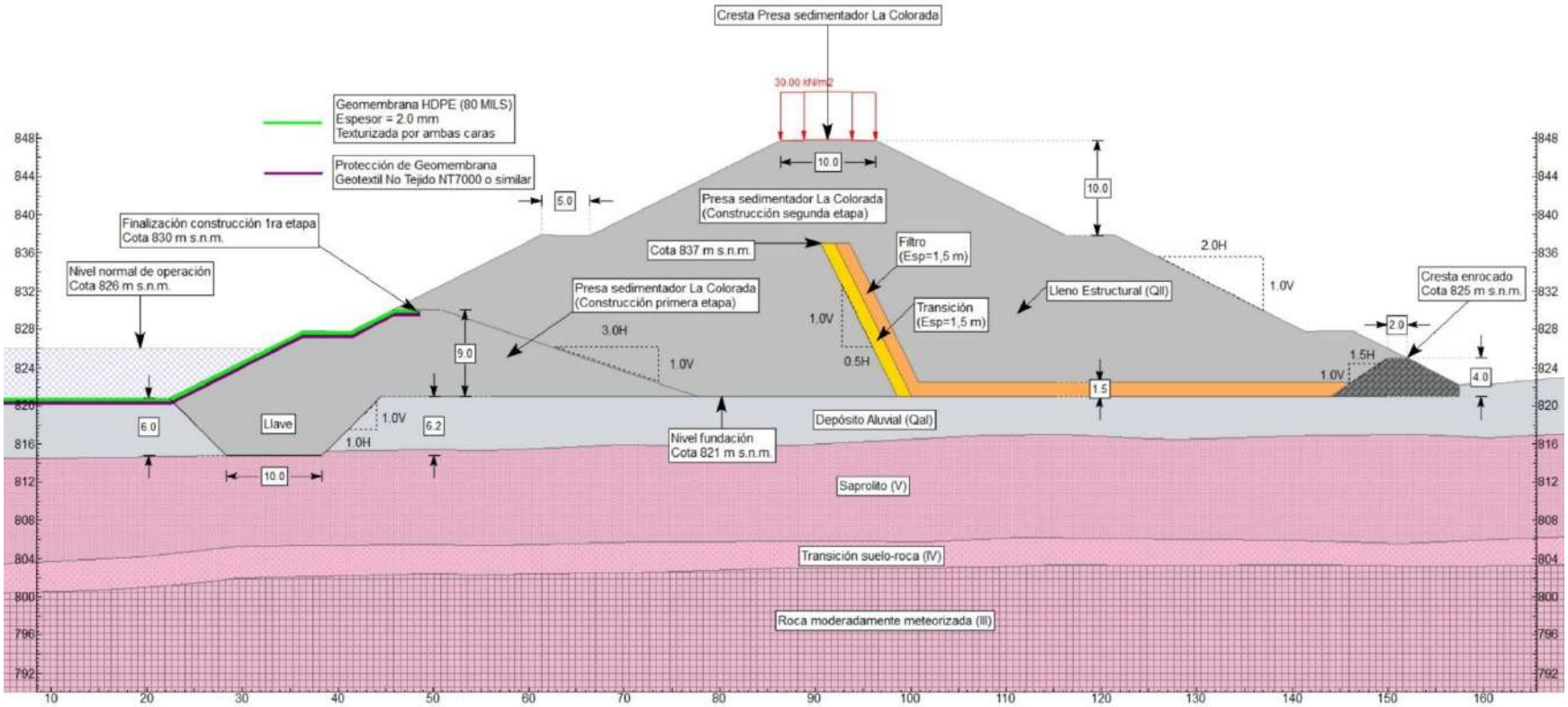


Figura 5.1.7.126 Sección transversal típica (Sec-B km 0+820) de la presa del sedimentador La Colorada

Fuente: Integral S.A., 2025

A. Clasificación del riesgo según el CDA para La Colorada

Siguiendo la guía metodológica del CDA (CDA, 2019), en primera instancia se debe establecer la clasificación del nivel de riesgo de la presa, pues de ello dependen parámetros de diseño hidrológico, sísmico y geotécnico. La clasificación del tipo de presa se establece según la población en riesgo, potencial de pérdidas de vidas humanas, afectaciones al medio ambiente, afectaciones al patrimonio cultural y a la infraestructura. En el presente numeral se suministra el resumen de las consideraciones evaluadas para establecer el nivel de riesgo de dicha presa.

En primer lugar, se debe tener en cuenta lo siguiente:

- La presa del sedimentador La Colorada podrá construirse en 2 fases como mencionado antes. En una primera fase se construirá hasta la cota 830 m s.n.m. aproximadamente. Esto permitirá la conformación del sedimentador y del vertedero de excesos, pero sin depender de la terminación de la vía de acceso que conecta hacia la plataforma principal del proyecto.
- La presa será del tipo “materiales homogéneos” la cual se conformará usando parte del suelo residual del proyecto. La misma mezcla se usará para construir una llave en la fundación que permita eliminar parcialmente el depósito aluvial que se ha identificado allí y que conecte hasta los horizontes de meteorización del Batolito Antioqueño los cuales son de mayor competencia geomecánica en términos de permeabilidad y compresibilidad (respecto a dicho depósito aluvial).
- Como sistema de impermeabilización inicial y superficial se instalará una geomembrana de polietileno de alta densidad (HDPE) de 80 MILS (2,0 mm de espesor) o similar cuyo límite superior será la cota 830 m s.n.m. aproximadamente. Se debe tener en cuenta que, previo a la instalación de la geomembrana, como capa protectora se deberá instalar un geotextil no tejido tipo NT7000 o similar (para evitar daños por punzonamiento o rasgadura en la geomembrana por protuberancias en el suelo). Cabe mencionar que las geomembranas HDPE tienen una vida útil esperada, en general, de alrededor de 20 a 30 años bajo condiciones normales de uso. Sin embargo, la vida útil puede variar dependiendo de factores ambientales, de instalación y de uso, tipo de fabricación. Al momento del suministro se deberá verificar que dicha geomembrana posea una alta resistencia al ataque de agentes químicos y rayos ultravioleta, altas propiedades mecánicas para la supervivencia frente a los esfuerzos de instalación en obra. Adicionalmente, en caso de presentarse daños por defectos, huecos, cizallamientos o roturas durante su instalación o vida útil, se deberá contemplar durante operación la realización de trabajos de mantenimiento mediante reparación con parches los cuales se sellan por medio de soldadura por extrusión garantizando la continuidad y funcionamiento de la geomembrana, entre otras.
- Posteriormente, conforme se defina en el cronograma de construcción del cliente, se podrá recrecer el terraplén hasta llegar a la cota de rasante de la vía de acceso (que es variable hasta la cota 850 m s.n.m. aproximadamente). En la Figura 5.1.7.126 se presenta la sección típica transversal del terraplén con las correspondientes cotas de diseño hidráulico y geotécnico.

- Dicho lo anterior, para la clasificación del tipo de presa del sedimentador La Colorada, es necesario evaluar potenciales mecanismos de falla. De manera general, desde el diseño de factibilidad tales modos probables de falla pueden ser descritos como se expresa a continuación:

- **Fallo por erosión interna de la presa.** La falla por erosión interna de la presa puede originarse por diversos factores, como una compactación deficiente del material, asentamientos excesivos durante la construcción, asentamientos a largo plazo o la ocurrencia de un sismo, entre otros. Para prevenir este modo de falla, durante el proceso constructivo se debe implementar un control riguroso que incluya:
  - Control de compactación: Verificar la humedad y la densidad seca máxima del material, para lograr alcanzar como mínimo el 90 % de la densidad obtenida en el ensayo de Proctor modificado.
  - Colocación del material: Aplicar capas de material con espesores del orden de 30 a 40 cm (el espesor final dependerá de la mezcla utilizada en la construcción).
  - Compactación mecánica: Realizar entre 4 y 10 pasadas con un vibro compactador de aproximadamente 18 toneladas, equipado con cilindro de pata de cabra. El número de pasadas podrá ajustarse en campo mediante un terraplén de prueba, considerando las condiciones meteorológicas durante la colocación. Las anteriores recomendaciones constructivas a nivel de factibilidad se encuentran en los planos adjuntos para este frente.
  - Evaluación de desempeño: Las especificaciones de los materiales de relleno deben verificarse según su comportamiento, estableciendo valores de resistencia al corte (cohesión, fricción y peso unitario efectivos) y parámetros de deformación (módulo de elasticidad) definidos en el diseño, los cuales deben comprobarse durante el control de calidad en obra. Los valores mínimos esperados se encuentran en Tabla 5.1.7.126
  - Verificación de la fundación: Inspeccionar permanentemente la fundación con la participación de un geólogo o geotecnista para garantizar la remoción de materiales inadecuados.

  Con la implementación de estas medidas, la probabilidad de ocurrencia de una falla por erosión interna se reduce significativamente.

- **Falla del vertedero de excesos y su taponamiento.** La falla del vertedero de excesos ya sea por un derrumbe en su emboquille o por una falla estructural en la sección de concreto, podría provocar su taponamiento completo. Sin embargo, la probabilidad de que el vertedero falle y que adicionalmente quede completamente inoperante es muy baja debido a los estrictos criterios de diseño estructural, sísmico e hidráulico aplicados. Para viabilizar su estabilidad, se incluye un diseño geotécnico de excavación que cumple con los criterios establecidos para los taludes del proyecto. Además, el vertedero se diseñará con una sección hidráulica rectangular de 2,5 m x 2,5 m, capaz de manejar la CMP (equivalente a 1.000.000 de años de periodo de retorno). En el caso poco probable de que ocurra esta falla, el nivel del embalse podría aumentar hasta superar la barrera física más baja aguas arriba, ubicada en el tramo de la vía de acceso entre las abscisas km 0+600 y km 0+640 (tramo que se puede observar en la Figura 5.1.7.125 y Figura 5.1.7.132), sitio que se encuentra a una cota de 837 m s.n.m. En este

escenario, la vía actuaría como un vertedero de excesos natural. No obstante, como se mencionó antes, dadas las medidas de diseño y la gestión responsable del proyecto, la probabilidad de ocurrencia de este modo de fallo es muy baja.

- Una falla por erosión interna podría ocurrir si el nivel del embalse supera la cota de anclaje de la geomembrana HDPE (833 m s.n.m.). Sin embargo, este escenario es hipotético y solo sería posible en caso de materializarse la falla del vertedero de excesos descrita previamente. No obstante, para mitigar este riesgo y prevenir infiltraciones a través del cuerpo de la presa debido a posibles imperfecciones en la geomembrana durante la operación normal del embalse (cota 826 m s.n.m.) o bajo crecidas de diseño (cotas 827 a 828 m s.n.m.), el diseño incorpora un dren inclinado ubicado en el eje central del terraplén principal (segunda etapa). Este filtro se extiende desde la base hasta la pata aguas abajo y está acompañado por una capa de material de transición aguas arriba e integrada al suelo de la presa.
  Ambas capas, filtro y transición, alcanzan la cota máxima de inundación posible (837 m s.n.m.), limitada por el tramo de la vía de acceso entre las abscisas km 0+600 y km 0+640, que podría actuar como un vertedero natural de excesos en caso de desbordamiento debido a las condiciones topográficas. En la pata aguas abajo, el filtro estará confinado por un enrocado y conectado mediante tuberías que permiten monitorear el caudal de filtración durante la operación. Estas medidas reducen significativamente la probabilidad de una falla por erosión interna, llevando el grado de seguridad y estabilidad de la presa a niveles adecuados según los criterios de diseño. Los detalles de estos elementos han sido incluidos en los planos de factibilidad.

- **Agrietamiento durante el sismo de diseño.** Este es un fenómeno normalmente previsto en presas de tierra, donde las mayores deformaciones suelen concentrarse en la cresta, acompañadas de grietas longitudinales. Para preservar el borde libre, se cuenta con dren inclinado y el material de transición mencionados previamente como elementos de respaldo. Estos componentes deben tener un espesor mayor al ancho de las grietas esperadas, estimándose que un ancho constructivo de 1,5 m para cada capa les confiere capacidad de autosellado en este tipo de escenarios. Tanto el filtro como la transición actúan como elementos redundantes frente a la propuesta de diseño de impermeabilización superficial con la geomembrana HDPE, por lo cual el filtro interceptaría posibles caminos preferenciales de flujo generados por el agrietamiento o deterioro de la geomembrana ante un evento sísmico. Si el vertedero de excesos no falla, el nivel del embalse no superará la cota de 830 m s.n.m., correspondiente al incremento del nivel ante la creciente máxima probable de diseño (CMP). Con estas medidas, la probabilidad de ocurrencia de esta falla se reduce significativamente. La verificación de estabilidad bajo condición sísmica se muestra en el presente numeral.

Como parte del diseño de la presa del sedimentador La Colorada, se deberá implementar un sistema de alertas tempranas y monitoreo conectado a instrumentación hidráulica y geotécnica con el cual el proyecto pueda realizar una evaluación continua de las condiciones de seguridad de la presa sedimentador. Este sistema debe comprender:

- Instrumentación hidráulica: Medición del nivel del embalse aguas arriba y sensores de nivel en los vertederos de aforo ubicados en la pata aguas abajo de la presa.

- Instrumentación geotécnica: Piezómetros y medidores de deformación instalados en el cuerpo y la superficie del terraplén para monitorear la estabilidad estructural. Las recomendaciones de instrumentación se encuentran en los planos anexos de este frente.

Estos instrumentos permitirán al proyecto Gramalote realizar evaluaciones rutinarias de seguridad, proporcionando datos esenciales para la toma de decisiones.

En relación con lo anterior, con la información recopilada por el sistema de monitoreo, el proyecto podrá implementar planes de contingencia y emergencia que incluyan:

- Ejecución de obras de reparación en caso de detectar anomalías.
- Recomendación de evacuación de la población vulnerable dentro de la mancha de inundación.
- Cierre temporal de la vía de acceso para proteger vidas humanas ante la posible materialización de un modo de falla de la presa.

Estas medidas aseguran una respuesta oportuna y coordinada con las autoridades competentes para mitigar riesgos.

Por otra parte, el diseño de la presa considera que el agua almacenada en el embalse es de no contacto, y se espera que la quebrada La Colorada no transportará grandes bloques de roca que puedan dañar la geomembrana HDPE. En caso de que dichos bloques estén presentes en el depósito El Balsal, serán gestionados in situ, evitando su traslado al cauce.

El vertedero de excesos está diseñado para amortiguar crecientes con un período de retorno de hasta 500 años, incluso la CMP, reduciendo sus caudales a magnitudes equivalentes a una creciente de 10 años. Esto disminuye significativamente el riesgo de inundación para la vía nacional y las viviendas ubicadas en la margen izquierda de la quebrada La Colorada, en el corregimiento de Providencia, que actualmente están expuestas a todo tipo de crecientes. El sistema, en conjunto, actúa como un amortiguador de crecientes controladas a través del vertedero.

La configuración geotécnica del terraplén, la presencia del vertedero de excesos y la cota máxima del embalse (limitada por la vía de acceso a 837 m s.n.m.) reducen drásticamente la probabilidad de falla de la presa. En el caso poco probable de una falla total del vertedero de excesos, el nivel del embalse tardaría semanas en alcanzar la cota de rebose (837 m s.n.m.), una condición que solo se presentaría bajo un escenario extremo de precipitaciones acumuladas de 512 mm sin intervención correctiva. Esta ventana de tiempo permite coordinar con las autoridades acciones como:

- Evacuación de la población vulnerable dentro de la mancha de inundación.
- Cierre de la vía de acceso para evitar riesgos a la vida humana.
- Reparaciones al terraplén o al vertedero según sea necesario.

Con estas medidas, la probabilidad de una falla se considera muy baja, generando condiciones seguras para el proyecto y para las comunidades aledañas.

Con base en todo lo anterior, es posible concluir que la clasificación de la presa del sedimentador La Colorada es la siguiente:

- Tipo de población en riesgo: Permanente.

- Potencial de pérdidas de vidas: Ante un fallo poco probable, se proyectan de 0 a 10 potencial de pérdidas, mediante la implementación de alertas tempranas, de planes de contingencia y emergencia para los cuales se deberá vincular a las autoridades competentes.
- Valores ambientales y culturales afectados: Ante un fallo poco probable, se estima que son posibles medidas de restauración o compensación, por la alteración a ecosistemas, hábitats acuáticos e hidrobiota incluyendo la fauna acuática, también se presenta la alteración hidrogeomorfológica de la dinámica fluvial lacustre y/o del régimen sedimentológico.
- En cuanto a la infraestructura, se prevén ante un fallo poco probable altas pérdidas económicas que afectan a la infraestructura, transporte público, entre otras.

En consecuencia, el terraplén de la Colorada se diseñará como una presa clase “Alta” para la cual los criterios de diseño son:

- Las aguas almacenadas por la presa de la quebrada la Colorada solo estarán contactadas por sedimentos provenientes del depósito de estériles, razón por la cual la retención de las crecientes no es necesaria, y solo se busca la retención del sedimento proveniente del depósito del Balsal ubicando la entrada del vertedero en la cota 825 m s.n.m.
- La presa ha sido diseñada para clasificación de riesgo alta por lo cual contempla un vertedero con capacidad de transitar la creciente de 500 años de periodo de retorno (39,68 m^3/s) a flujo libre y la CMP (66,39 m^3/s) a presión, con niveles máximos de agua de 827,1 m s.n.m. y 828,0 m s.n.m. para los dos crecientes mencionadas.

B. Caracterización del nivel freático y del efecto de la precipitación

En la zona definida para el sedimentador La Colorada existe limitada información piezométrica que permita realizar un monitoreo continuo de las condiciones del nivel freático, sin embargo, en el área donde se localiza la Presa del Sedimentador La Colorada se hallaron dos pozos de monitoreo nombrado como PZA-12-01 y PZR-12-03, los cuales se consideraron para la definición del nivel del agua; de acuerdo con Golder Associates Colombia S.A.S. (2017) el nivel piezómetro para el pozo de monitoreo PZA-12-01 se encuentra en la cota 821,5 m s.n.m., mientras que el nivel piezómetro para el pozo de monitoreo PZR-12-03 se encuentra en la cota 812,2 m s.n.m. En la Tabla 5.1.7.145 se presentan las coordenadas y los resultados.

Tabla 5.1.7.145 Datos de niveles freáticos en la zona del sedimentador La Colorada

Nombre	Este	Norte	Cota (m s.n.m.)	Nivel freático (m s.n.m.)
PZA-12-01	4789697,28	2277901,69	822	821,53
PZR-12-03	4789858,95	2277757,94	818	812,16

Fuente: Integral S.A., 2025

Con base en los niveles tomados durante el proceso de perforaciones, se construyeron los perfiles freáticos esquemáticos (normales) en las secciones de análisis que se muestran en los literales C y F, sin embargo, es necesario aclarar que estas lecturas de los niveles tomadas durante el proceso de perforación pueden estar alteradas por el uso de agua y

fluidos de manera constante, además, los pozos no tuvieron un reposo significativo para tomar dichas lecturas de manera más acertada.

Se recomienda que durante construcción se establezca de manera detallada la posición del nivel freático y, en caso de que este represente condiciones más críticas a las usadas para la determinación de los métodos de estabilización de la obra, se deberán realizar los ajustes a aspectos de diseño relacionados con este parámetro (ejemplo, intensificación medidas de drenaje, etc.).

Efecto de la precipitación sobre el nivel freático

Siguiendo la metodología descrita en el numeral 5.1.7.6.3, a continuación, se presenta la estimación del cambio del nivel freático en el área donde se proyecta construir la presa del sedimentador La Colorada por efecto de la precipitación con Tr de 20 años. En la Tabla 5.1.7.146 se reporta el nivel freático tomado de los perfiles esquemáticos mencionados anteriormente y los parámetros claves fijados por el Servicio Geológico Colombiano (2016).

Es importante destacar que el uso del suelo en la zona donde se localiza la presa del sedimentador La Colorada se clasifica principalmente en dos categorías de acuerdo con el mapa de coberturas: un 50% del área se clasifica como Distritos Industriales y el otro 50% del área clasifica como Áreas Abiertas en Condiciones Aceptables. Esta clasificación responde a la coexistencia de obras de infraestructura con zonas sin intervención directa dentro del área de construcción de la presa del sedimentador La Colorada. En este contexto, el escenario más crítico está representado por las Áreas Abiertas, ya que presentan un mayor potencial de incremento del nivel freático. Por esta razón, dicho uso de suelo fue considerado como base para la estimación del incremento.

Tabla 5.1.7.146 Estimación del incremento del nivel freático por efecto de la precipitación con periodo de retorno de 20 años

Estimación del incremento del nivel freático	
Datos iniciales	
Nivel freático Promedio - por debajo de la superficie (P_f)	5,0 m
Cobertura promedio según zonificación ambiental (proyectada)	Zonas industriales o comerciales y redes de comunicación
Datos obtenidos por medio de la guía metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa:	
Grupo hidrológico del suelo	Grupo C: Suelos francoarcillosos, francoarenosos poco profundos, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con alto contenido de arcillas.
Uso del suelo según metodología del SGC	Áreas abiertas - Condiciones aceptables: cubierta en pasto (50 al 75 %)
Aplicación del procedimiento propuesto por el SGC	
Número de curva según grupo hidrológico y uso del suelo	79

Estimación del incremento del nivel freático	
Desviación, expresada en términos de CV (*CV P_f*)	0,082
Intensidad de lluvia para un Tr=20 años (I_{i20})	60
Profundidad del Nivel freático asociado a Tr=20 años (P_{f20})	4,3 m
Incremento del nivel freático	0,7 m

Fuente: Integral S.A., 2025

Aunque los resultados de la Tabla 5.1.7.146 indican un incremento del nivel freático de 0,7 m, para efectos prácticos, se consideró un incremento del nivel freático de 1,0 m para los análisis.

C. Resultados del análisis de estabilidad del sedimentador

Según lo establecido en los criterios de diseño, se evaluaron los escenarios definidos. La Figura 5.1.7.127 presenta los parámetros geomecánicos y la leyenda de los horizontes de suelo y roca utilizados.

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (°)
Saprolito (V)		18	Mohr-Coulomb	22	32
Transición suelo-roca (IV)		19	Mohr-Coulomb	8	41
Depósito Aluvial (Qal)		20	Mohr-Coulomb	13	30
Lleno Estructural (QII)		20	Mohr-Coulomb	10	30
Filtro		20	Mohr-Coulomb	2	35
Transición		20	Mohr-Coulomb	9	35
Enrocado		20	Mohr-Coulomb	5	35

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	USC (intact) (kPa)	GSI	mi	D
Roca moderadamente meteorizada (III)		27	Generalized Hoek-Brown	46000	50	29	0.5

Figura 5.1.7.127 Parámetros geomecánicos de los horizontes de suelo y roca

Fuente: Integral S.A., 2025

a. Fin de construcción de la presa

Bajo condiciones estáticas y sin embalse, se obtuvo un factor de seguridad (FS) de 1,76, tanto en análisis determinísticos como probabilísticos, confirmando la estabilidad de los espaldones pues el FS es superior a 1,3 (ver Figura 5.1.7.128).

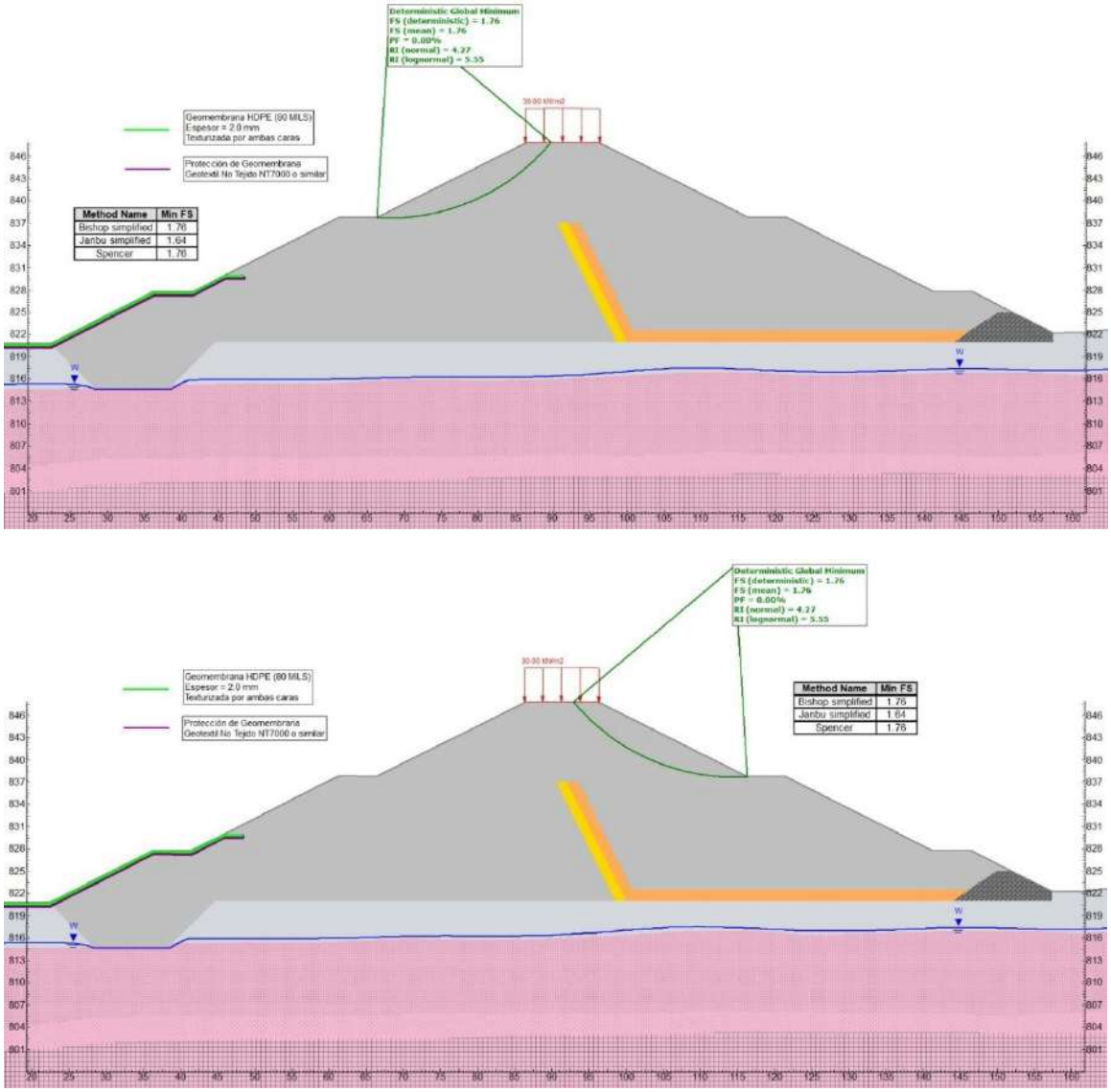


Figura 5.1.7.128 Condición fin de construcción. Espaldón aguas arriba y aguas abajo de la presa del sedimentador La Colorada. Análisis estático. Sección B – km 0+820

Fuente: Integral S.A., 2025

b. Largo plazo considerando nivel normal de operación del embalse – Condición estática

En condiciones estáticas y con el embalse en cota 826 m s.n.m., se mantiene un FS medio de 1,76 (ver Figura 5.1.7.129). La baja altura de la lámina de agua (6–8 m) y la impermeabilización con geomembrana HDPE minimizan su efecto sobre la estabilidad.

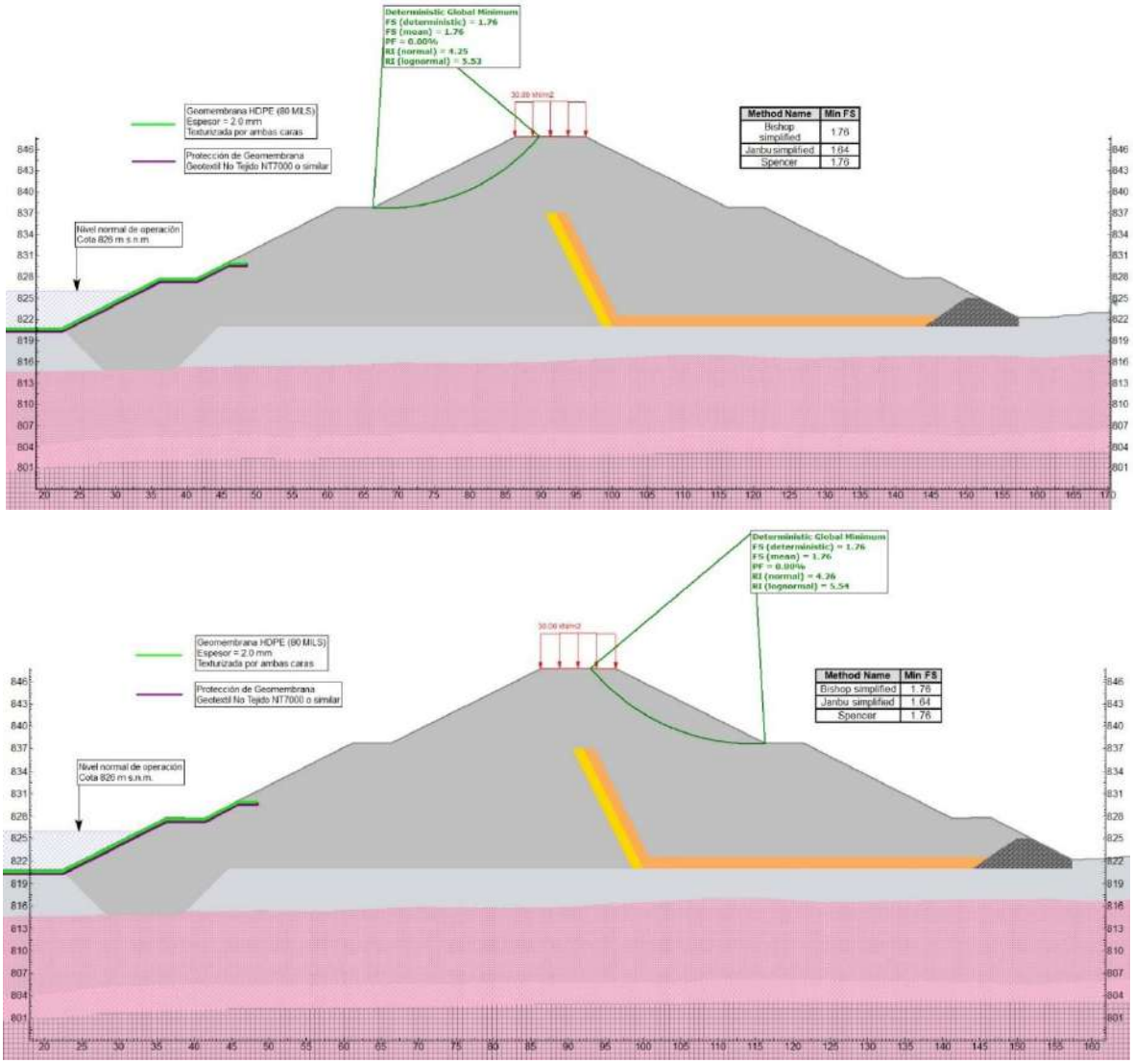


Figura 5.1.7.129 Condición largo plazo. Espaldón aguas arriba y aguas abajo de la presa del sedimentador La Colorada. Análisis estático con el nivel normal de operación del embalse. Sección B – km 0+820

Fuente: Integral S.A., 2025

c. Largo plazo considerando nivel normal de operación del embalse – Condición pseudoestática (sismo Tr 2475 años)

Este escenario considera la acción sísmica con coeficientes asociados a un periodo de retorno de 2475 años. El análisis arrojó un FS medio de 1,04, cumpliendo con el mínimo requerido (FS ≥ 1,00), lo que indica un desempeño estructural adecuado (ver Figura 5.1.7.130).

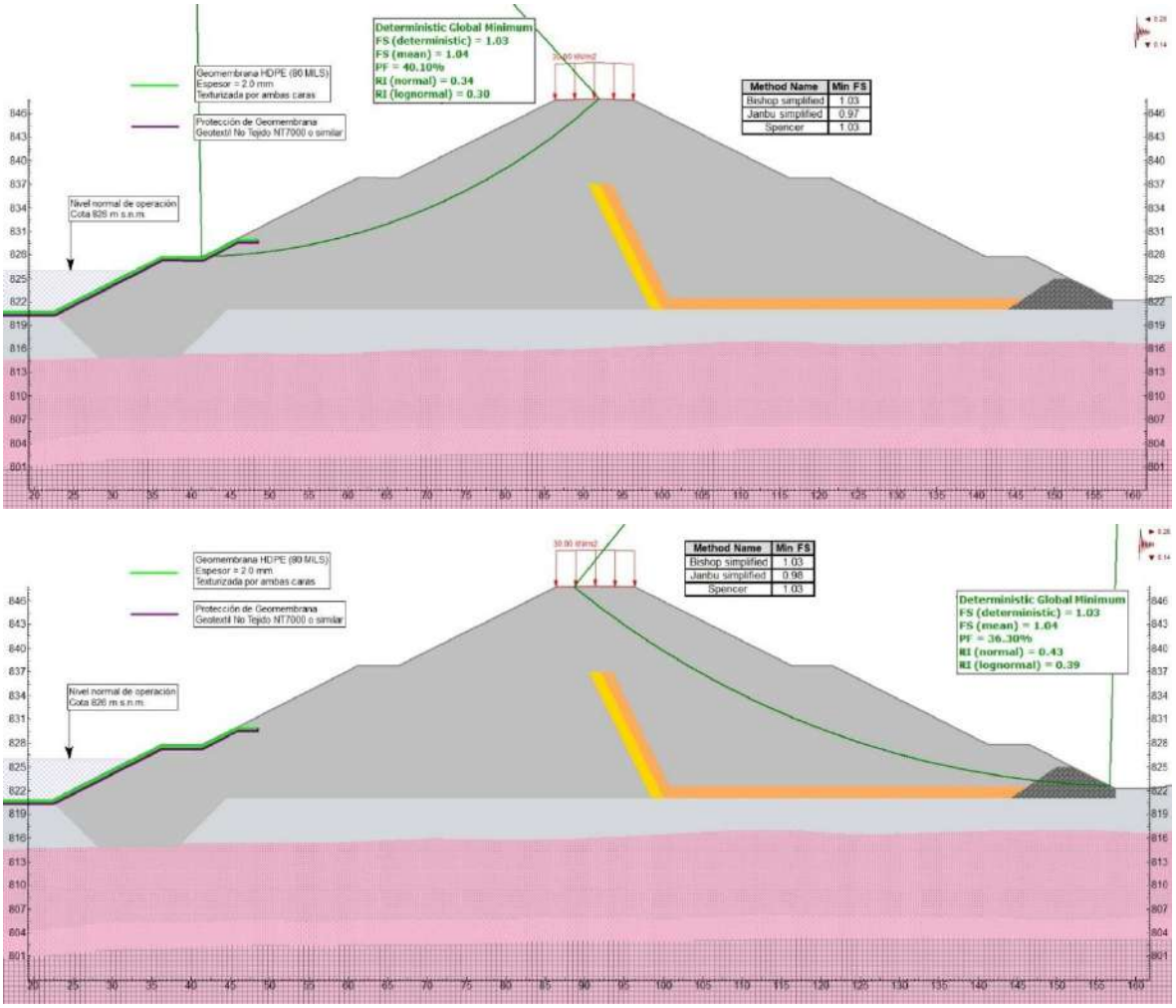


Figura 5.1.7.130 Condición largo plazo. Espaldón aguas arriba y aguas abajo de la presa del sedimentador La Colorada. Análisis pseudoestático (sismo Tr 2475 años) con el nivel normal de operación del embalse. Sección B – km 0+820

Fuente: Integral S.A., 2025

d. Desembalse rápido total o parcial de la presa

Se analizó la estabilidad del espaldón aguas arriba ante una reducción rápida del nivel del embalse desde la cota 826 m s.n.m. Según la CDA (2019), el FS esperado debe estar entre 1,2 y 1,3. La presa cuenta con una geomembrana HDPE hasta la cota 830 m s.n.m., que impide el ingreso de flujo en condiciones estacionarias.

Para evaluar un escenario crítico, se modeló el espaldón sin geomembrana y bajo el escenario de desembalse rápido, para el cual el FS obtenido fue de 1,38 (Figura 5.1.7.131), cumpliendo con los criterios de diseño. En el desembalse rápido no se consideró el efecto de la geomembrana asumiendo (como caso hipotético) un mal funcionamiento de esta, sin embargo, este riesgo podrá controlarse con la aplicación de inspección y mantenimientos rutinarios.

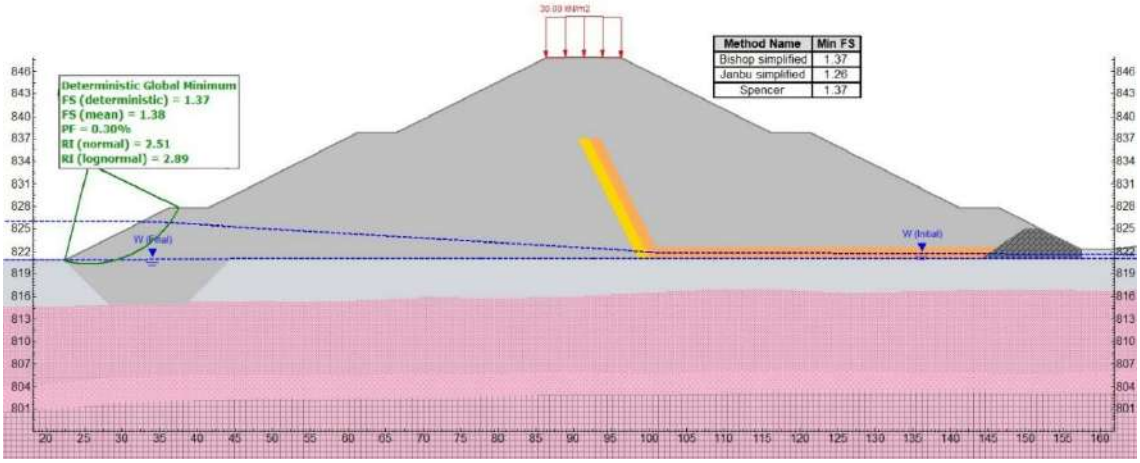


Figura 5.1.7.131 Grado de estabilidad del espaldón aguas arriba de la presa del sedimentador La Colorada ante el escenario de desembalse rápido

Fuente: Integral S.A., 2025

e. Resumen de resultados

La Tabla 5.1.7.147 resume los factores de seguridad obtenidos para los distintos escenarios, todos superiores a los mínimos exigido en los criterios de diseño.

Tabla 5.1.7.147 Resumen de resultados de los factores de seguridad obtenidos en los diferentes escenarios de análisis de la presa del sedimentador La Colorada

Escenario según CDA	Factor de seguridad					
	Talud aguas arriba	RI Normal	Pf Calculado	Talud aguas abajo	RI Normal	Pf Calculado
Fin de construcción	1,76	4,27	1E-05	1,76	4,27	1E-05

Escenario según CDA	Factor de seguridad					
	Talud aguas arriba	RI Normal	Pf Calculado	Talud aguas abajo	RI Normal	Pf Calculado
Largo plazo + Nivel normal de operación	1,76	4,25	1E-05	1,76	4,26	1E-05
Largo plazo + Nivel normal de operación + Sismo con Tr=2475 años.	1,04	0,34	4E-01	1,04	0,43	4E-01
Desembalse rápido.	1,38	2,51	3E-03	N/A	N/A	N/A

Fuente: Integral S.A., 2025

D. Resultados del análisis de estabilidad de los estribos

Para el diseño de los estribos, se elaboró una sección longitudinal a través del eje de la presa del sedimentador La Colorada. La sección B-B' en planta se presenta en la Figura 5.1.7.125. La Figura 5.1.7.132 presenta el perfil de la sección longitudinal B-B' definido a través del eje de la presa del sedimentador La Colorada para los análisis de estabilidad de los estribos. El conjunto de todas las secciones analizadas, se presentan en el Anexo ANEXOS_CARACTERIZACION_GEOTECNIA_PRESA_SEDI_LACOLO_AXO_B_mems_Calculo

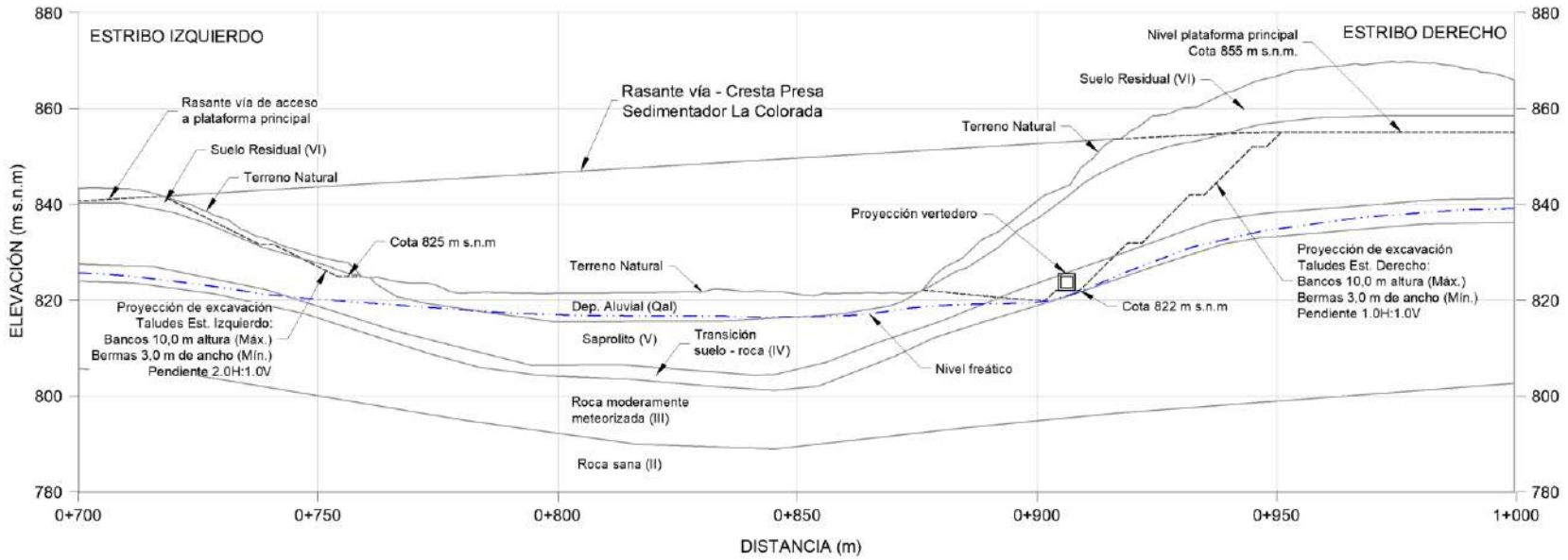


Figura 5.1.7.132 Perfil longitudinal Sección A-A'. Proyección de excavación de los estribos de la presa del sedimentador La Colorada

Fuente: Integral S.A., 2025

Teniendo en cuenta que la presa se construirá en dos etapas, en la Etapa 1 (hasta la cota 830 m s.n.m.), los estribos deben cumplir factores de seguridad para excavaciones temporales: FS estático ≥ 1,3 y FS pseudoestático ≥ 1,0. Los taludes de los estribos por encima de esta cota se diseñaron como taludes permanentes, según los escenarios de los criterios de diseño, ya que pierden su carácter temporal por la programación de obra. No se analiza la condición de presa terminada, pues los taludes quedarán cubiertos por los llenos de dicha estructura.

Para el estribo derecho se definió la siguiente geometría:

- Bancos de máximo 10,0 m de altura.
- Bermas de mínimo 3,0 m de ancho.
- Pendiente de excavación 1,0H:1,0V.
- La primera berma del estribo derecho, medida desde la fundación de la presa hacia arriba, tendrá un ancho mínimo de 5,0 m. Su nivel de elevación se definirá según el nivel de desplante del vertedero (considerando la pendiente de diseño de dicha obra), y servirá como base de la estructura.

El estribo izquierdo se propone sea excavado con la siguiente configuración geométrica:

- Bancos de máximo 10,0 m de altura.
- Bermas de mínimo 3,0 m de ancho.
- Pendiente de excavación 2.0H:1.0V

a. Nivel freático normal condición estática – Excavación temporal (Etapa 1 de construcción)

Para las condiciones de este escenario de análisis, el criterio de aceptación establece un factor de seguridad mínimo de 1,30, el cual se cumple satisfactoriamente pues los factores de seguridad determinístico y probabilístico obtenidos son del orden de 1,4 (Figura 5.1.7.133). Esto se logra con la implementación del terraceo de la ladera que fue descrito antes

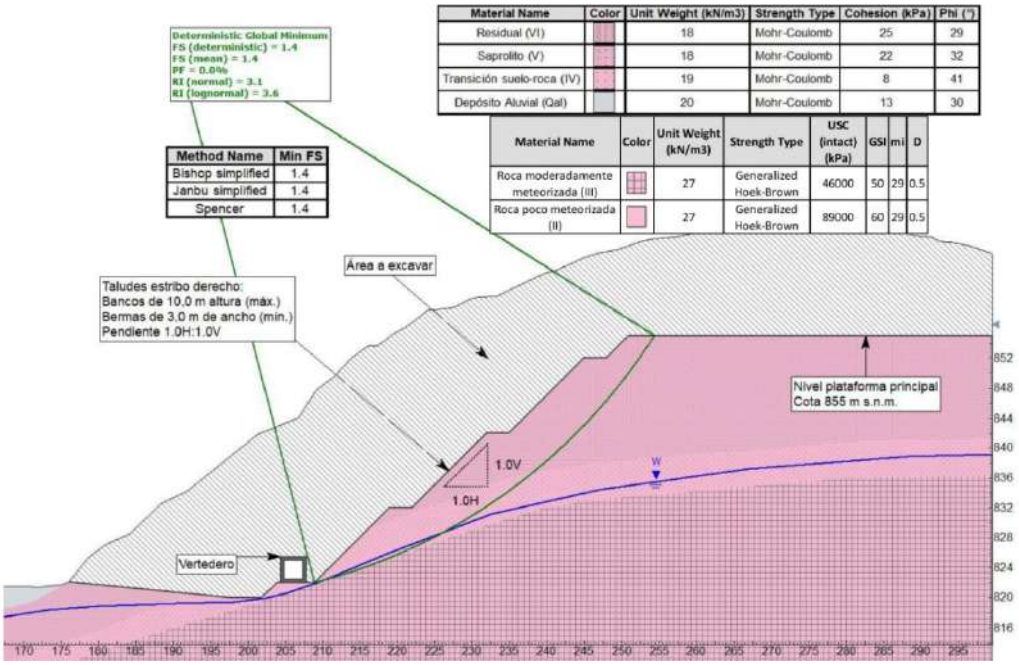


Figura 5.1.7.133 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal. Estribo derecho presa del sedimentador La Colorada (Etapa 1 – Excavación temporal)

Fuente: Integral S.A., 2025

b. Nivel freático normal condición estática – Excavación permanente (Etapa 2 de construcción)

Para las condiciones de este escenario de análisis, el criterio de aceptación establece un factor de seguridad mínimo de 1,5, el cual se cumple satisfactoriamente de acuerdo con los resultados obtenidos, los cuales se pueden observar a continuación en la Figura 5.1.7.134.

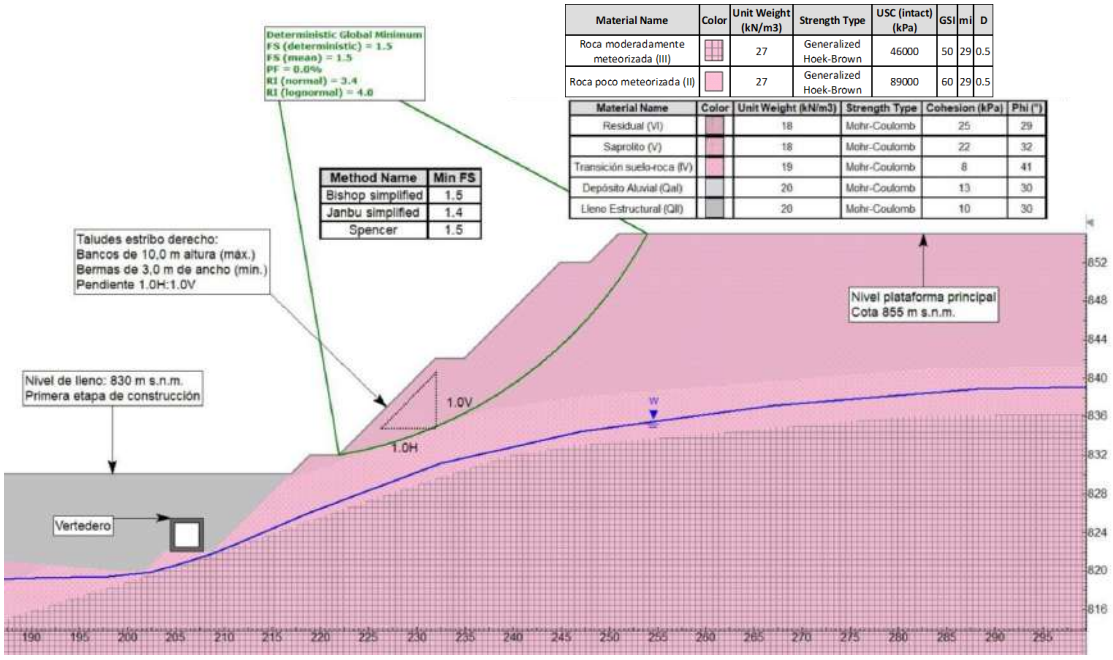


Figura 5.1.7.134 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal. Estribo derecho presa del sedimentador La Colorada (Etapa 2 – Excavación permanente)

Fuente: Integral S.A., 2025.

c. Resumen de resultados

En la Tabla 5.1.7.148 se resumen los resultados para la Etapa 1 de construcción (la cual considera excavación de taludes temporales), análogamente, en la Tabla 5.1.7.149 se resumen los resultados obtenidos considerando la Etapa 2 de construcción (en la cual se considera la excavación de taludes permanentes). En este caso se omite el análisis del terreno natural pues dicha condición es considerada durante el análisis de excavación de la Etapa 1 de construcción (ver Tabla 5.1.7.148).

Los taludes permanentes deberán ser protegidos con revegetalización con especies nativas o con potencial de crecimiento en la zona (se deberá combinar pastos, especies rastreras y arbustos). Adicionalmente, en caso de requerirse, se deberá instalar manto permanente tipo TRM 500 o similar.

Tabla 5.1.7.148 Etapa 1 de construcción – Resumen de resultados de los factores de seguridad obtenidos para los taludes de corte en los estribos de la presa del sedimentador La Colorada

TALUD	CONDICIÓN	FS	PF Slide (%)	RI NORMAL	RI LOGNORMAL	PF CALC
Estribo Derecho (excavaciones temporales)	Terreno natural.	1,30	0,10	2,80	3,10	2,6E-03
	Nivel freático normal – Estático.	1,40	0,00	3,10	3,60	9,7E-04
	Nivel freático normal – 50% del sismo Tr=475 años.	1,24	0,80	2,09	2,28	1,8E-02
Estribo Izquierdo (excavaciones temporales)	Terreno natural.	2,60	0,00	6,70	10,30	1,0E-11
	Nivel freático normal – Estático.	2,40	0,00	6,30	9,40	1,5E-10
	Nivel freático normal – 50% del sismo Tr=475 años.	2,01	0,00	5,33	7,37	4,9E-08

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.149 Etapa 2 de construcción – Resumen de resultados de los factores de seguridad obtenidos para los taludes de corte en los estribos de la presa del sedimentador La Colorada

TALUD	CONDICIÓN	FS	PF Slide (%)	RI NORMAL	RI LOGNORMAL	PF CALC
Estribo Derecho (excavaciones permanentes)	Nivel freático normal – Estático.	1,50	0,00	3,40	4,00	3,4E-04
	Nivel freático extremo – Estático.	1,50	0,00	3,40	4,10	3,4E-04
	Nivel freático normal – Sismo Tr=50 años.	1,43	0,10	3,09	3,64	1,0E-03
	Nivel freático normal – Sismo Tr=475 años.	1,13	11,40	1,17	1,20	1,2E-01
Estribo Izquierdo (excavaciones permanentes)	Nivel freático normal – Estático.	2,70	0,00	6,90	10,90	2,6E-12
	Nivel freático extremo – Estático.	2,70	0,00	6,90	10,90	2,6E-12
	Nivel freático normal – Sismo Tr=50 años.	2,57	0,00	6,70	10,33	1,0E-11
	Nivel freático normal – Sismo Tr=475 años.	1,91	0,00	5,18	7,00	1,1E-07

PF: Probabilidad de falla
FS: Factor de seguridad
RI: Índices de confiabilidad
Fuente: Integral S.A., 2025

E. Resultados del análisis deformaciones del sedimentador

Finalmente, la Figura 5.1.7.135 muestra los desplazamientos totales para la condición de fin de construcción de la segunda etapa (conformación completa de la presa en condición estática), y el nivel normal de operación del embalse. Los resultados dan cuenta de que los niveles de desplazamiento máximos verticales serían del orden de 0,31 m, lo cual no compromete la estabilidad de estructura de presa, pero deben ser considerados para darles manejo durante construcción mediante la conformación del camber. Los desplazamientos se presentan en la zona central de la presa, desde la base de la fundación. Los resultados convalidan que no se generan mecanismos de falla en los espaldones (superficies de falla por plastificación), ni en el contacto con el material de la fundación o del sistema de transición-filtro, así como los demás resultados de los análisis (etapas de construcción y operación) se presentan en las memorias de cálculo en ANEXOS_CARACTERIZACION_GEOTECNIA_PRESA_SEDI_LACOLO_AXO_B.

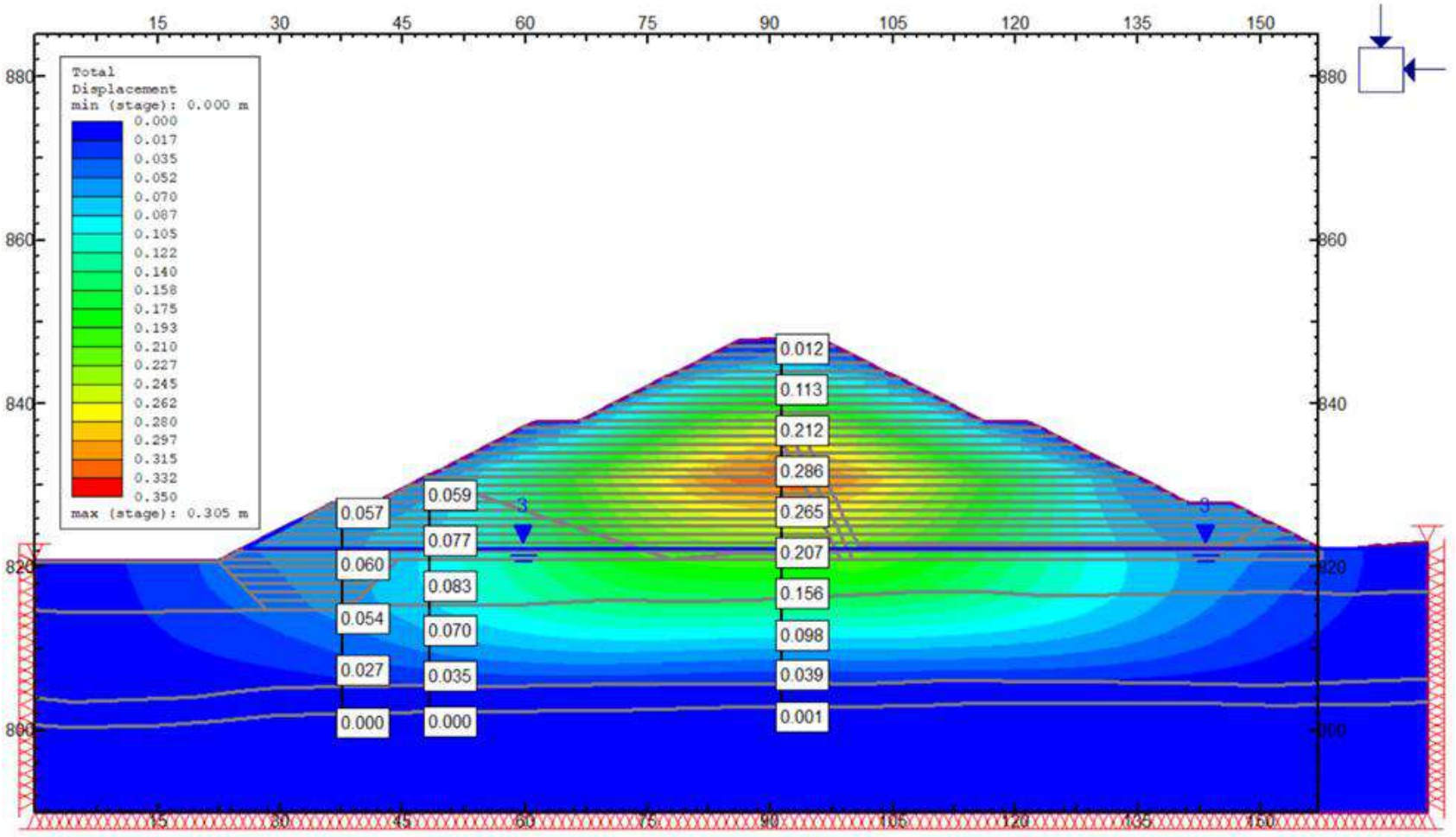


Figura 5.1.7.135 Desplazamientos totales – Sobrecarga vehicular. Presa del sedimentador La Colorada. Sección B – km 0+820

Fuente: Integral S.A., 2025

De acuerdo con los anteriores resultados, es posible concluir lo siguiente:

- La concentración máxima de los desplazamientos se presenta en el centro de la estructura de la presa, la magnitud de los desplazamientos en esta zona se espera que sean de 31,0 cm aproximadamente.
- El asentamiento máximo de 31,0 cm corresponde al 1,15 % de la altura de la presa, teniendo en cuenta que la presa en la sección de análisis tiene 27,0 m de altura aproximadamente.
- Teniendo en cuenta lo establecido por (Bureau of Reclamation, 2011), reporte en el cual se abordan las deformaciones estáticas en presas de tierra, se menciona como medida de control (conservadora) típicamente la regla empírica de deformación del 1,0% de la altura de la presa para la corrección del camber. de las deformaciones esperadas. Sin embargo, ante valores superiores de 1,0% para asentamientos, el documento de referencia resalta la importancia de medidas adicionales tales como, por ejemplo, la construcción por etapas: dividir la construcción en etapas permite que las deformaciones ocurran de manera controlada.
- De acuerdo con la recomendación del (Bureau of Reclamation, 2011), la construcción de la presa del Sedimentador La Colorada se planifica en dos etapas, lo que permitirá gestionar de manera controlada los asentamientos mediante el proceso constructivo. Además, los asentamientos elásticos, típicos en la construcción de presas, son generalmente absorbidos por los procedimientos de nivelación inherentes a dicho proceso.
- Teniendo en cuenta los resultados de los análisis de deformación y dado que la cresta de la presa del Sedimentador La Colorada presenta una pendiente, al funcionar como rasante de la vía de acceso a la plataforma principal y, por ende, una altura variable (entre 18 y 32 m aproximadamente), se recomienda aplicar durante la construcción una corrección por camber de al menos el 1,3% de la altura de la presa a lo largo de la cresta.

F. Resultados análisis de flujo

Teniendo en cuenta los valores de permeabilidad y la composición de materiales de la fundación, se considera que las mayores probabilidades de pérdidas se podrían presentar a través del depósito aluvial (Qal) presente en la base de la presa. Por lo tanto, el diseño considera la construcción de una llave trapezoidal formada por una excavación con pendiente 1.0H:1.0V, de aproximadamente 6 a 7 m de altura (según el espesor del depósito aluvial que se encuentre) y con una base inferior de 10 m de longitud.

El diseño de la presa del sedimentador La Colorada incorpora una geomembrana HDPE que impermeabiliza la superficie hasta la cota 830 m s.n.m., manteniendo la estanqueidad de los rellenos en el nivel normal de operación del embalse (826 m s.n.m.) y en la creciente máxima probable (CMP) de diseño (828 m s.n.m.). Esto proporciona un borde libre de aproximadamente 4,0 m en el primer caso y 2,0 m en el segundo, evitando filtraciones a través del cuerpo de la presa.

Se analizó un escenario extremo hipotético, que considera un nivel del embalse hasta la cota 837 m s.n.m., en caso de falla y taponamiento total del vertedero. Aunque la

probabilidad de ocurrencia de este evento es remota, con el análisis se busca demostrar que, incluso si el nivel del embalse supera la cota de la geomembrana, la presa permanecería estable, cumpliendo los criterios de diseño.

Dicho lo anterior, la evaluación de la infiltración se realizó teniendo en cuenta tres (3) condiciones:

- Condición normal de operación. El nivel del embalse se encuentra en la cota 826 m s.n.m.
- Condición de operación bajo el escenario de creciente máxima probable (CMP). El nivel del embalse se encuentra en la cota 828 m s.n.m.
- Condición extrema falla de vertedero de excesos y taponamiento total de la estructura. En este escenario el nivel del embalse se encuentra en la cota 837 m s.n.m, estando el nivel del agua 7,0 m por encima de la cota superior de instalación de la geomembrana HDPE (830 m s.n.m.).

Como mencionado antes, para el tercer escenario el diseño de la presa considera el uso de un filtro-dren inclinado con pendiente 0,50H:1,0V con dos zonas. La primera zona (aguas arriba) conformada por una transición, de 16,0 m de altura y de 1,5 m de espesor, seguido por filtro de 14,5 m de altura y 1,5 m de espesor. Ambas capas se conectan de manera horizontal hasta un material de enrocado que constituye el remate en la pata del espaldón aguas abajo de la presa.

El filtro tendrá una permeabilidad de K=1,0x10-4 m/s y la zona de transición una permeabilidad K=1,0x10-5 m/s. Consultando la Figura 5.1.7.126, se puede observar la disposición geométrica de los elementos de drenaje en la presa del sedimentador La Colorada.

En los análisis de flujo se evidenció que el gradiente hidráulico en general se mantiene por debajo 1.

A continuación, de la Figura 5.1.7.136 a la Figura 5.1.7.139 se muestran los resultados del comportamiento hidráulico de la presa La Colorada.

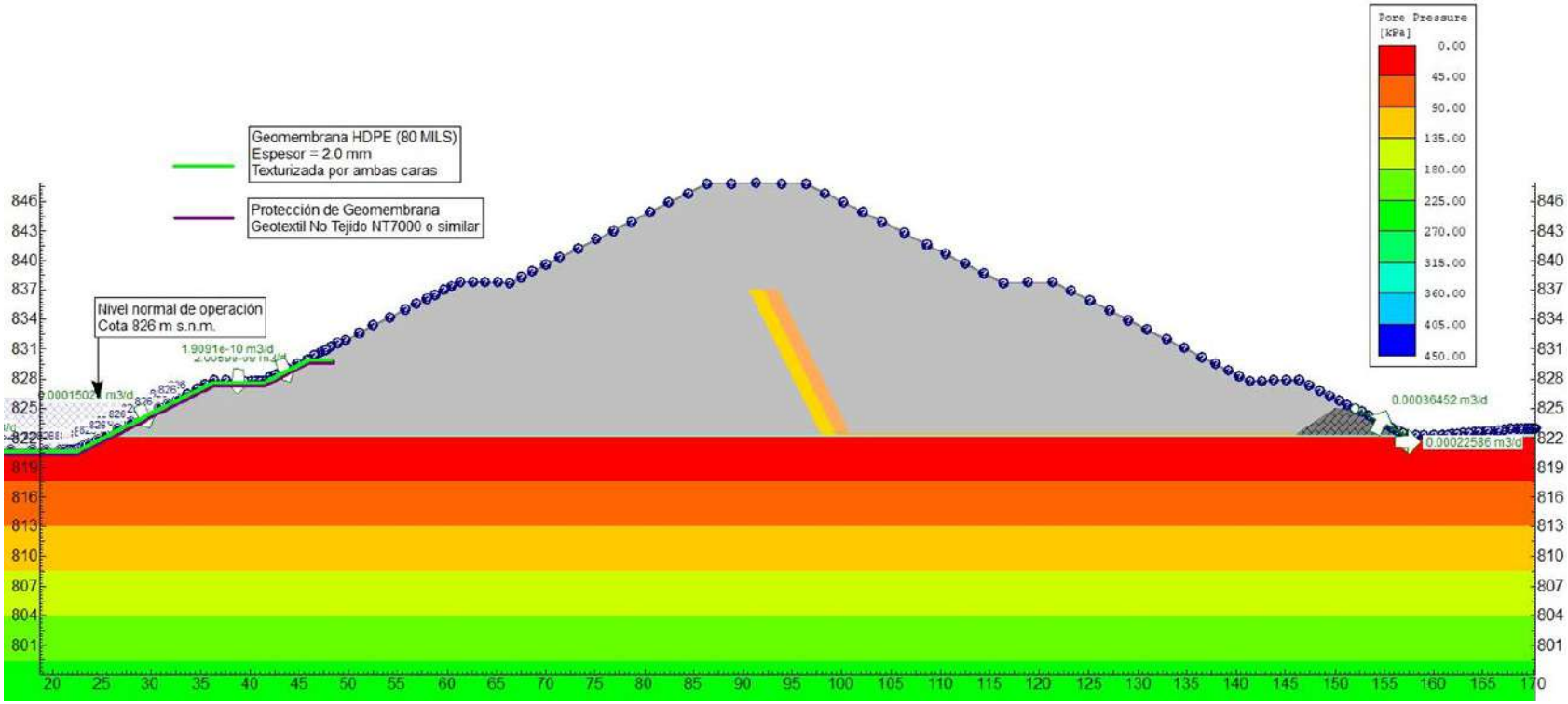


Figura 5.1.7.136 Comportamiento hidráulico de la presa del sedimentador La Colorada. Presiones de poros. Condición nivel normal de operación del embalse. Sección B – km 0+820

Fuente: Integral S.A., 2025

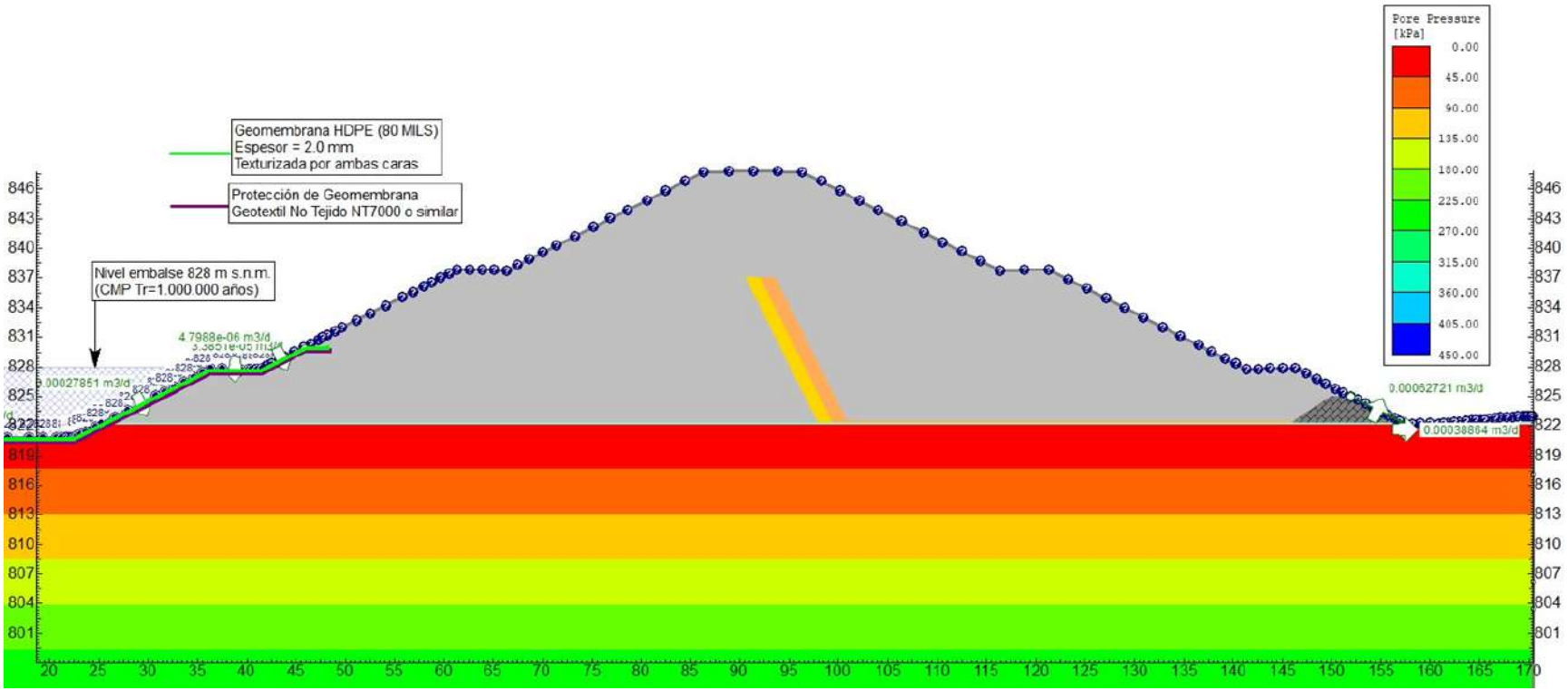


Figura 5.1.7.137 Comportamiento hidráulico de la presa del sedimentador La Colorada. Presiones de poros. Condición nivel del embalse ante creciente máxima probable de diseño (CMP). Sección B – km 0+820

Fuente: Integral S.A., 2025

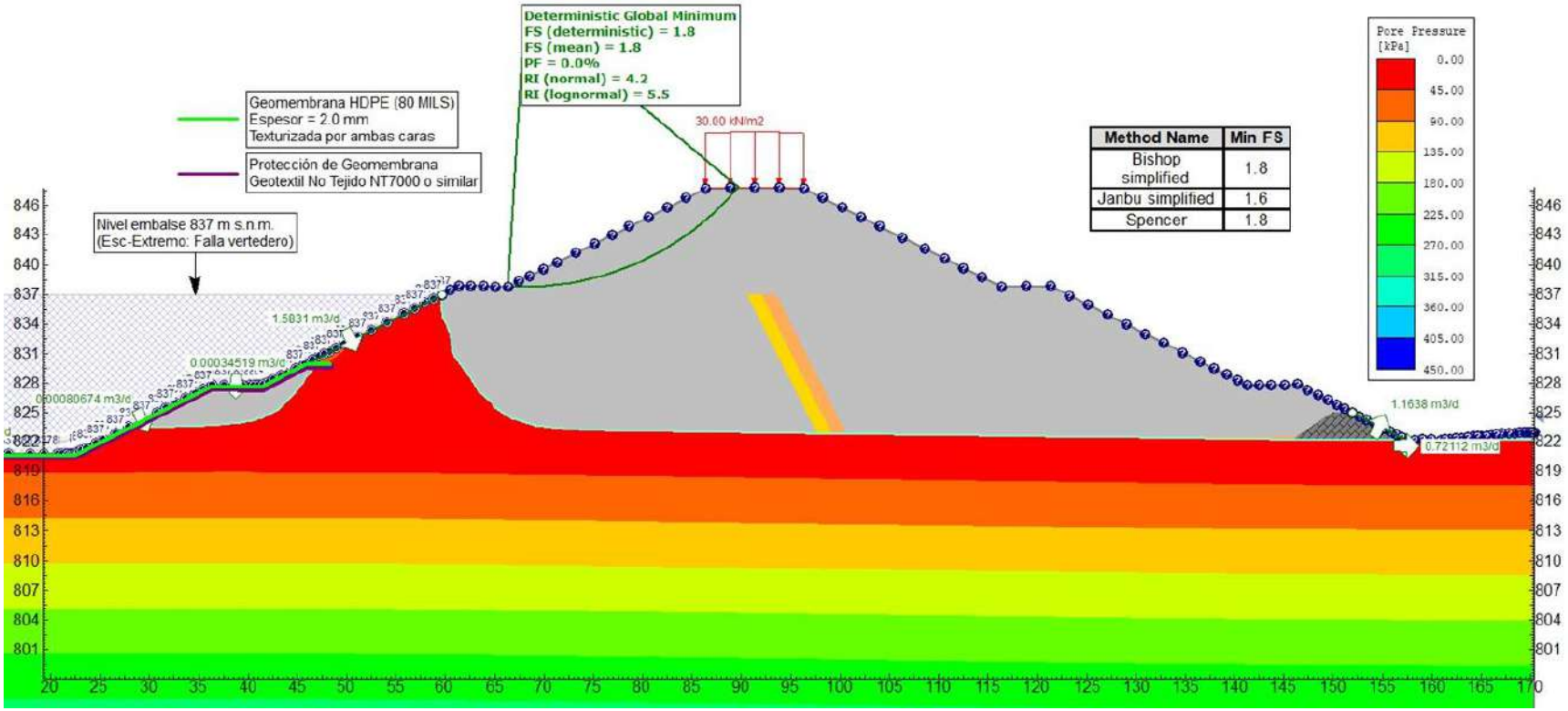


Figura 5.1.7.138 Comportamiento hidráulico de la presa del sedimentador La Colorada. Presiones de poros y condición de estabilidad espaldón aguas arriba. Condición extrema: fallo del vertedero de excesos. Sección B – km 0+820

Fuente: Integral S.A., 2025

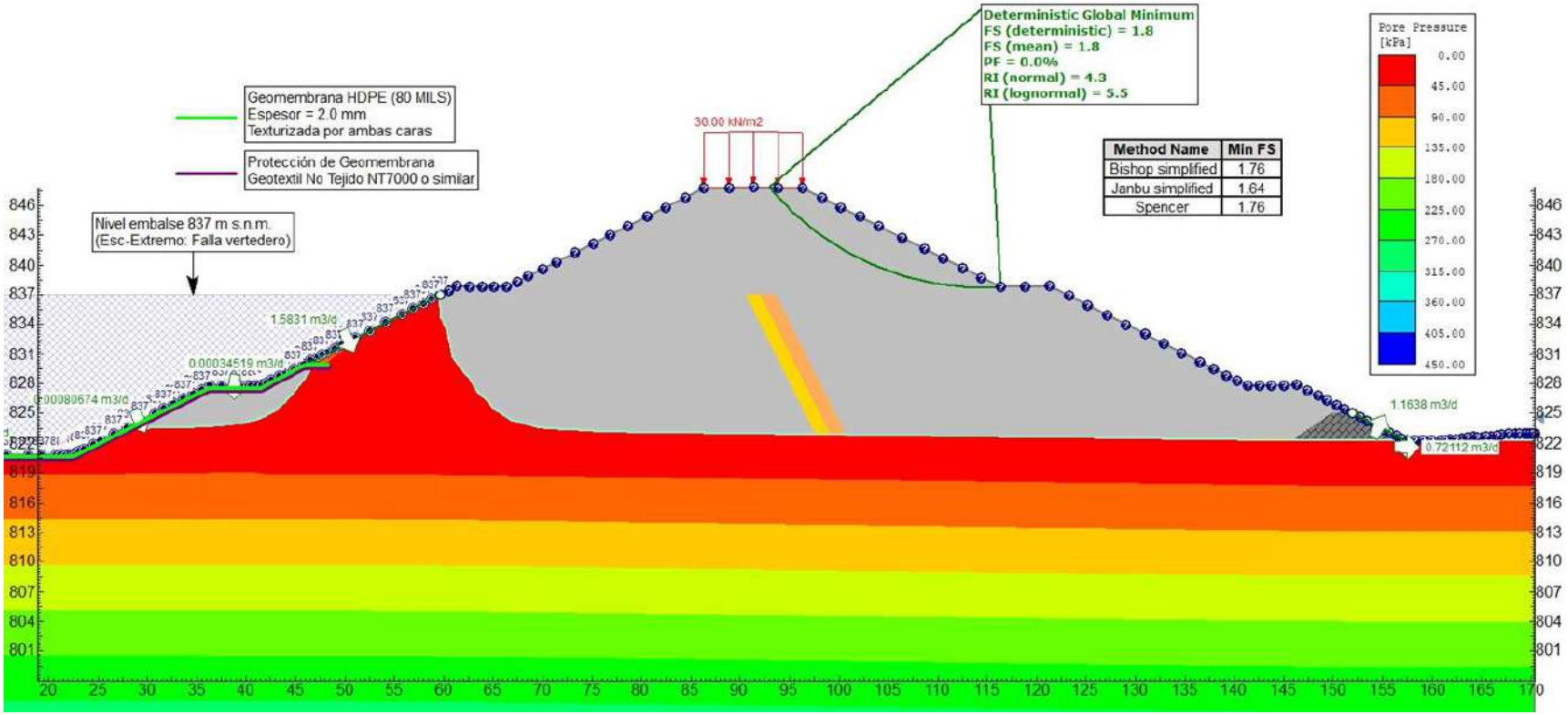


Figura 5.1.7.139 Comportamiento hidráulico de la presa del sedimentador La Colorada. Presiones de poros y condición de estabilidad espaldón aguas abajo. Condición extrema: fallo del vertedero de excesos. Sección B – km 0+820

Fuente: Integral S.A., 2025

Los resultados obtenidos para las condiciones de operación normal y de creciente máxima (Figura 5.1.7.136 y Figura 5.1.7.137) muestran, como era de esperarse, un caudal de salida en el enrocado del espaldón aguas abajo inferior a 1,0 l/día. La línea superior de flujo (línea azul) presenta un comportamiento coherente con la presencia de la geomembrana impermeabilizante en superficie, manteniéndose un gradiente hidráulico menor a 1,0 en todo el cuerpo de la presa. Esto indica la ausencia de presiones de poros excesivas y, por tanto, un bajo riesgo de tubificación en los rellenos de la presa.

Para la condición de evento extremo (Figura 5.1.7.138 y Figura 5.1.7.139), el modelo muestra un caudal de salida del orden de 200 l/día en el enrocado de la pata del espaldón aguas abajo. En este caso, la línea de flujo supera el nivel de la geomembrana, pero pierde carga dentro del cuerpo de la presa al atravesar el filtro, lo que confirma su adecuado funcionamiento. Además, el gradiente hidráulico se mantiene por debajo de 1,0 en casi toda la estructura.

Cabe reiterar que, gracias al diseño adoptado (inclinaciones de taludes y ancho generoso para la conformación de los llenos), y a la aplicación de una adecuada gestión del proyecto, la probabilidad de fallo y taponamiento total del vertedero de excesos es muy baja. Incluso en ese escenario, no se visualiza compromiso de la estabilidad estructural de la presa, como lo demuestran los factores de seguridad obtenidos en ambos espaldones (FS = 1,76), según lo indicado en la Figura 5.1.7.139.

Se recomienda que dentro del diseño definitivo se complemente la exploración con ensayos de erosión interna para la mezcla final definida para la conformación de la presa.

G. Resumen de tratamientos

En general, para una adecuada ejecución de las actividades en obra referente a la conformación de los llenos del sedimentador La Colorada, se establecen las siguientes recomendaciones técnicas.

- Materiales para el cuerpo de la presa

En primer lugar, se debe realizar un control de compactación verificando la humedad y la densidad seca máxima del material, asegurando que se alcance como mínimo el 90 % de la densidad seca obtenida en el ensayo Proctor modificado. La colocación del material debe efectuarse en capas con espesores comprendidos entre 30 y 40 cm, ajustando el espesor final según la mezcla utilizada en la construcción. Para la compactación mecánica, se recomienda ejecutar entre 4 y 10 pasadas con un vibrocompactador de aproximadamente 18 toneladas, equipado con cilindro de pata de cabra; el número de pasadas podrá ajustarse en campo mediante la construcción de un terraplén de prueba, considerando las condiciones meteorológicas presentes. Asimismo, se debe evaluar el desempeño del material verificando sus especificaciones en función del comportamiento esperado, incluyendo parámetros de resistencia al corte (cohesión, fricción y peso unitario efectivos) y deformación (módulo de elasticidad), los cuales deberán comprobarse durante el control de calidad en obra. Los valores mínimos esperados se encuentran en la Tabla 5.1.7.126. Finalmente, se debe realizar una inspección permanente de la fundación con la participación de un geólogo o geotecnista, garantizando la remoción de materiales inadecuados antes de la colocación del relleno.

Para la selección del material en el cuerpo de la presa, se tuvo en cuenta el rango de materiales típicos en casos históricos para este tipo de estructuras desarrolladas en el oriente Antioqueño sobre unidades geológicas similares (ICOLD, 2009 y Esper, 2017), además de la evaluación del fenómeno de erosión interna del material. Entre los casos históricos colombianos evaluados, se presentan los siguientes:

a) Central Troneras: Presa de 25 m de altura formada principalmente con suelos residuales de material fino, con índices de plasticidad de 12%, y porcentaje de material fino (pasa 200) de 80 %. (ICOLD, 2009).
b) Central Santa Rita I: Presa de 30 m de altura, con índices de plasticidad de 6%, límite liquido de 38%, y porcentaje de material fino (pasa 200) de 54 %. (ICOLD, 2009).
c) Presas de factibilidad Gramalote: material del proyecto Gramalote en el área TMF (*Tailing Management Facility*).
d) Gramalote-TD: material del proyecto Gramalote para el diseño de "*Tailing Sand Dam*".
e) Las referencias de Gramalote corresponden a (Esper, 2017).

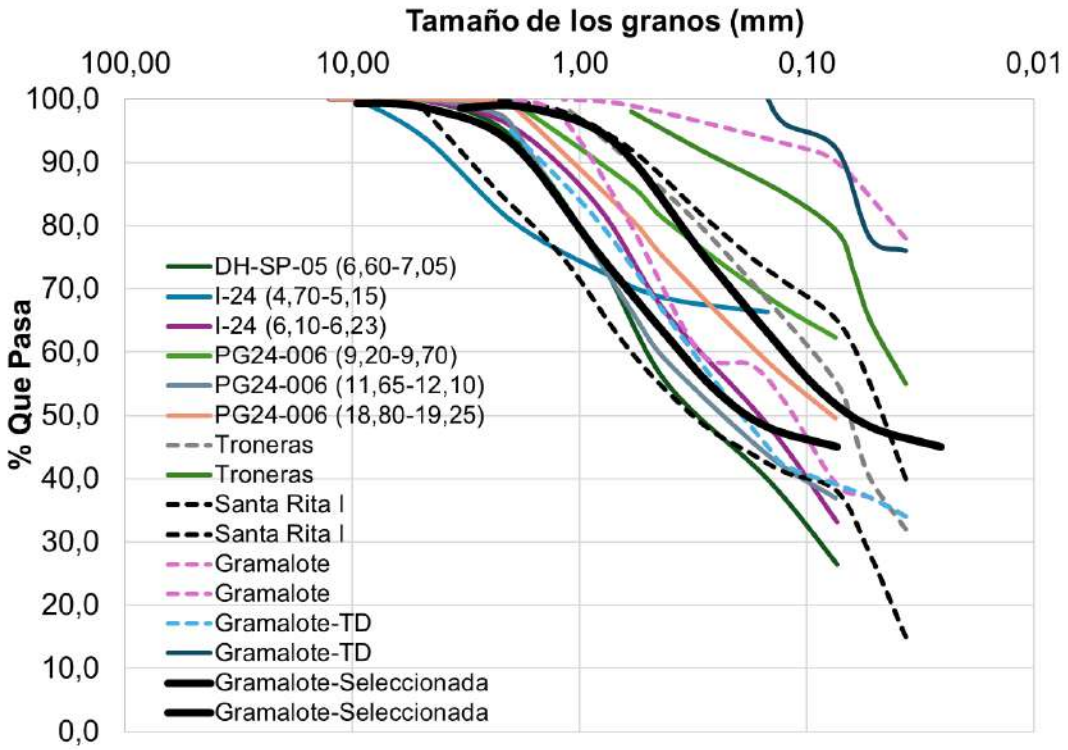


Figura 5.1.7.140 Límites granulométricos para el material de conformación de la presa La Colorada

Fuente: Integral S.A., 2025

- Materiales para filtro y transición

El material para la transición 2A corresponde a un suelo seleccionado de tipo granular con características granulométricas, típicamente entre el material impermeable (arcilla y/o limo) y el filtro. Este material previene la migración de partículas finas desde la zona 1A hacia el filtro y sirve como "puente" entre los materiales 1A y 2B para reducir el riesgo de interfases inestables o zonas con filtraciones no controladas.

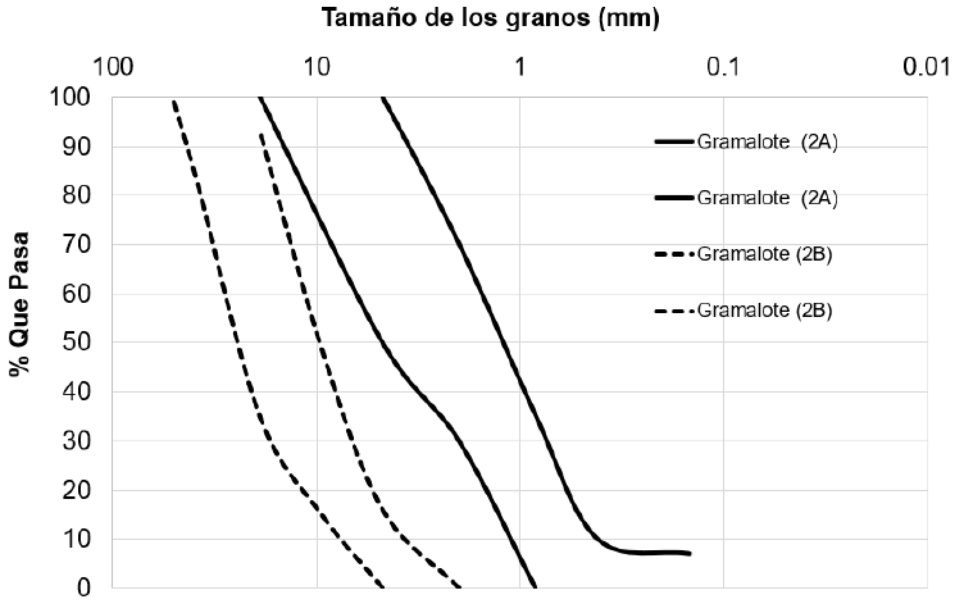


Figura 5.1.7.141 Límites granulométricos para los materiales 2B (filtro) y 2A (transición)- La Colorada

Fuente: Integral S.A., 2025

- Tratamientos de los estribos

A continuación, la Tabla 5.1.7.150 presenta el resumen de tratamientos y geometrías de conformación necesarios según el diseño, para la construcción de la presa del sedimentador La Colorada y sus estribos de cierre.

Tabla 5.1.7.150 Tratamientos recomendados para la estabilidad de la Presa del Sedimentador La Colorada y sus estribos de cierre

Etapa constructiva	Sector	Talud	Geometría	Descripción del Tratamiento
Etapa 1 Excavaciones temporales (Hasta la cota 830 m s.n.m.)	Estribo izquierdo	Todos los taludes de corte	Corte: Geometría: 2,0H:1,0V Bancos Altura (Máx.): 10,0 m Bermas Ancho (Mín.): 3,0 m	No se considera necesario instalar tratamientos en los bancos excavados del estribo izquierdo durante la primera etapa constructiva (hasta la cota 830 m s.n.m.), por su condición de excavación temporal.
	Estribo Derecho	Todos los taludes de corte	Corte: Geometría: 1,0H:1,0V Bancos Altura (Máx.): 10,0 m La primera Berma (fundación vertedero de excesos) deberá tener un ancho (Mín.): 5,0 m Las demás Bermas Ancho (Mín.): 3,0 m	- No se considera necesario instalar tratamientos en los bancos excavados del estribo izquierdo durante la primera etapa constructiva (hasta la cota 830 m s.n.m.), por su condición de excavación temporal. - La primera berma del estribo derecho, medida desde la fundación de la presa hacia arriba, tendrá un ancho mínimo de 5,0 m. Su nivel de elevación se definirá según el nivel de desplante del vertedero de excesos (considerando la pendiente de diseño de dicha obra), y servirá como base de dicha estructura.
	Presa	Espaldón aguas arriba	Excavación: Llave trapezoidal en la pata: Geometría: 1,0H:1,0V Altura (variable): 6 a 7 m Longitud Base (Mín.): 10,0 m	Llave Trapezoidal: La altura de los taludes de conformación de la llave trapezoidal se prevén que sean de 6 a 7 metros, sin embargo, dicha altura podrá variar y está condicionada al espesor del depósito aluvial (Qal) que se encuentre al momento de la construcción de la fundación de la presa.
			Lleno presa: Geometría: 2,0H:1,0V Bancos Altura (Máx.): 10,0 m Bermas Ancho (Mín.): 5,0 m	Impermeabilización: Capa 1: Geotextil no tejido NT7000 o equivalente, funcionará como protección de la geomembrana de impermeabilización.

Etapa constructiva	Sector	Talud	Geometría	Descripción del Tratamiento
				Capa 2 (impermeabilización): Geomembrana de polietileno de alta densidad (HDPE) de 80 MILS (2,0 mm de espesor). Límite: Berma en la cota 830 m s.n.m. para el remate y cierre del geotextil y la geomembrana.
		Espaldón aguas abajo	Lleno presa: Geometría 3,0H:1,0V Bancos Altura (Máx.): 10,0 m Bermas Ancho (Mín.): 5,0 m	La geometría de lleno recomendada para el espaldón aguas abajo durante la primera etapa constructiva, es con el fin de facilitar posteriormente la compactación de la segunda fase constructiva de la presa.
Etapa 2 Excavaciones Permanentes (Desde la cota 830 m s.n.m. hasta la cota de empalme con la rasante de la vía de acceso a la plataforma principal)	Estribo izquierdo	Todos los taludes de corte	Corte: Geometría 2,0H:1,0V Bancos Altura (Máx.): 10,0 m Bermas Ancho (Mín.): 3,0 m	Se deberán proteger los taludes con revegetalización con especies nativas o con potencial de crecimiento en la zona (se deberán combinar pastos, especies rastreras y arbustos). Adicionalmente, en caso de requerirse, se deberá instalar manto permanente tipo TRM 500 o similar.
Etapa 2 Excavaciones Permanentes (Desde la cota 830 m s.n.m. hasta la cota 855 m s.n.m. nivel de acceso a la plataforma principal)	Estribo Derecho	Todos los taludes de corte	Corte: Geometría 1,0H:1,0V Bancos Altura (Máx.): 10,0 m Bermas Ancho (Mín.): 3,0 m	Se deberán proteger los taludes con revegetalización con especies nativas o con potencial de crecimiento en la zona (se deberán combinar pastos, especies rastreras y arbustos). Adicionalmente, en caso de requerirse, se deberá instalar manto permanente tipo TRM 500 o similar.
Presa terminada	Presa	Espaldón aguas arriba	Lleno presa: Geometría: 2,0H:1,0V Bancos Altura (Máx.): 10,0 m Bermas Ancho (Mín.): 5,0 m	Se deberán proteger los taludes con revegetalización con especies nativas o con potencial de crecimiento en la zona (se deberán combinar pastos, especies rastreras y arbustos). Adicionalmente, en caso de

Etapa constructiva	Sector	Talud	Geometría	Descripción del Tratamiento
				requerirse, se deberá instalar manto permanente tipo TRM 500 o similar.
		Dren inclinado al interior de los llenos	Transición: Geometría: 0,5H:1,0V Altura: 16,0 m Espesor (Mín.): 1,5 m Permeabilidad: K=1,0x10^{-5} m/s	El material de transición hace parte de la primera zona (aguas arriba) del dren inclinado al interior de los llenos de la presa.
			Filtro: Geometría: 0,5H:1,0V Altura: 14,5 m Espesor (Mín.): 1,5 m Permeabilidad: K=1,0x10^{-4} m/s	El material de filtro hace parte de la segunda zona (aguas abajo) del dren inclinado al interior de los llenos de la presa. Este se extiende y se conecta horizontalmente por la fundación de la presa hasta el enrocado de remate en la pata.
		Espaldón aguas abajo	Lleno presa: Geometría: 2,0H:1,0V Bancos Altura (Máx.): 10,0 m Bermas Ancho (Mín.): 5,0 m	Se deberán proteger los taludes con revegetalización con especies nativas o con potencial de crecimiento en la zona (se deberán combinar pastos, especies rastreras y arbustos). Adicionalmente, en caso de requerirse, se deberá instalar manto permanente tipo TRM 500 o similar.
			Enrocado de remate en la pata de la presa: Geometría: 1,5H:1,0V (aguas arriba) 2,0H:1,0V (aguas abajo) Altura (Mín.): 4,0 m Ancho de Cresta (Mín.): 2,0 m	El enrocado tiene el objetivo de conectar con el dren inclinado y recibir las aguas de infiltración captadas por dicha estructura.

Fuente: Integral S.A. 2025

5.1.7.6.5 Vías o accesos

Esta sección presenta los análisis de estabilidad geológica y adecuación geotécnica de las vías del sistema de infraestructura de Gramalote, lo cual incluye soluciones de estabilidad de los taludes de corte y de lleno. La red vial objeto de modificación de licencia abarca aproximadamente 25,04 km distribuidos en 26 vías, las cuales forman parte de las diferentes etapas del proyecto y se dividen en dos tipos: Permanente o Temporal en función del desarrollo de infraestructura del proyecto. Además, cada vía obedece a una categoría de clasificación: Operación, Construcción, Minería y Comunidad.

A continuación, se presenta el análisis de estabilidad de las vías en estudio, considerando una sectorización longitudinal geológico-geotécnica y otra basada en la orientación de los tramos.

A. Escenarios de análisis

Respecto al análisis de estabilidad, 9 de las 26 vías incluyen análisis en secciones representativas por cada corte o lleno, elegidas en función de la geometría y de su relevancia desde el punto de vista geológico y geotécnico. Para todas las vías, en aquellos tramos donde los cortes son menores a 30 metros de altura y los llenos menores a 25 metros de altura, se adoptaron tratamientos proyectados mediante análisis de estabilidad genéricos.

B. Caracterización del nivel freático y del efecto de la precipitación

La zona destinada para el desarrollo vial durante el periodo 2024-2025 cuenta con información piezométrica limitada para el monitoreo continuo del nivel freático. Sin embargo, se identificaron varios pozos de monitoreo en el área que sirvieron como referencia para estimar los niveles de agua subterránea.

De acuerdo con Golder Associates Colombia S.A.S. (2017), los registros piezométricos de estos pozos muestran variaciones significativas debido al diseño de las vías con cotas variables. Como resultado, se observan fluctuaciones del nivel del agua entre las cotas 803,69 y 943,33 m s.n.m. La Tabla 5.1.7.151 muestra las coordenadas, la cota de instalación y los resultados de medición de los piezómetros considerados por vía para el monitoreo del nivel freático.

Tabla 5.1.7.151 Datos de niveles freáticos asociados a las vías

Vía	Piezómetro	Este CMT12	Norte CMT12	Este UTM Z18N	Norte UTM Z18N	Cota (m s.n.m.)	Nivel freático (m s.n.m.)
Carriles cambio de velocidad vía de Acceso	PZS-12-14	4789241,2	2278423,32	510316,76	720264,88	820	818,78
Vía Acceso Principal	PZA-12-01	4789697,28	2277901,69	510774,83	719745,14	850	821,53
	PZR-12-03	4789858,95	2277757,94	510937,05	719602,06	876	812,2
	PZS-12-14	4789241,2	2278423,32	510316,76	720264,88	820	818,78

Vía	Piezómetro	Este CMT12	Norte CMT12	Este UTM Z18N	Norte UTM Z18N	Cota (m s.n.m.)	Nivel freático (m s.n.m.)
Vía sedimentador El Banco	DH-WR-201	4786607,73	2279278	507680,33	721108,98	824	821,72
Vía La Bateíta	PZR-13-05	4788795,74	2278273,32	509871,96	720113,14	818	814,46
	PZR-13-09	4788416,71	2278012,22	509494,03	719850,59	824	815,28
Vía Canal de Desviación	PZA-12-02	4787620,27	2276874,59	508702,22	718709,99	935	932,1
Vía Minera ROM	PZA-12-03	4788695	2278385	509770,80	720224,41	818	812,16
	PZR-13-09	4788416,71	2278012,22	509494,03	719850,59	824	815,28
Vía Depósito El Torito	PZR-12-04	4791548,81	2277500,72	512627,68	719351,56	858	832,56
Vía Acceso El Torito	PZR-12-04	4791548,81	2277500,72	512627,68	719351,56	858	832,56
Vía Cristales Existente	DH-TM-03	4793387,38	2276723,32	514469,07	718581,54	823	812,78
	PZA-12-05	4793048,54	2276687,07	514130,41	718543,96	814	810,64
Vía Presa de Colas Norte	PZS12-14	4789241,2	2278423,32	510316,76	720264,88	969	943,33
Vía Filtración	DH-GA-501	4793974,28	2276694,45	515056,00	718555,00	809	806,54
Vía Presa de Colas Sur	DH-TM-01	4792603,32	2276750,88	513685,00	718606,00	860	820,17
	DH-TM-100	4793025,14	2276684,86	514107,03	718541,66	814	811,26
	PZA-12-05	4793048,54	2276687,07	514130,41	718543,96	814	810,64
Vía Sustitutiva Cristales	DH-FS-315	4794134,26	2276696,5	515215,96	718557,67	808	804,65
	PZS-12-09	4794373	2276956	515315,48	718640,03	807	803,69
Vía Minera San Antonio	PZR-12-02	4787574,08	2278157,17	508650,97	719992,18	832	828,06
	PZR-13-09	4788416,71	2278012,22	509494,03	719850,59	824	815,28
Vía Cresta Sedimentador El Banco	DH-WR-201	4786607,73	2279278	507680,33	721108,98	824	821,72
Vía Plataforma Ciclones	DH-SD-09	4792961,62	2277067,51	514042,00	718924,00	870	857,22

Fuente: Integral S.A. 2025

Con base en los niveles tomados durante el proceso de perforaciones, se construyeron los perfiles freáticos esquemáticos para cada sección estudiada en el literal D, sin embargo, es necesario aclarar que estas lecturas de los niveles tomadas durante el proceso de perforación pueden estar alteradas por el uso de agua y fluidos de manera constante, además, los pozos no tuvieron un reposo significativo para tomar dichas lecturas de manera más acertada.

Se recomienda complementar la instrumentación de cada sector mediante la instalación de piezómetros para verificar la variación del nivel freático al menos durante un año para el complemento de los insumos de ingeniería de etapas posteriores y de control ambiental y civil de construcción y operación.

Efecto de la precipitación sobre el nivel freático

Siguiendo la metodología descrita en el numeral 5.1.7.6.3, se presenta el cálculo de la variación del nivel freático inducida por eventos de precipitación con un período de retorno (Tr) de 20 años. Para la estimación del incremento en la tabla de agua, se considera el número de curva (CN) correspondiente al grupo hidrológico del suelo identificado en el área del proyecto. En este caso, se trata de un suelo del Grupo C, caracterizado por ser francoarcilloso, francoarenoso poco profundo, con bajo contenido orgánico y alta proporción de arcillas.

La Tabla 5.1.7.152 presenta la información utilizada para calcular el incremento del nivel freático bajo condiciones de nivel freático extremo. En ella se detalla el nivel freático promedio asociado a cada una de las vías analizadas mediante equilibrio límite, considerando dicha condición extrema. Asimismo, se incluye la cobertura del suelo predominante según la zonificación ambiental, el uso del suelo en cada tramo vial conforme a la metodología del Servicio Geológico Colombiano (SGC) (2016), y los parámetros hidrológicos definidos por dicha entidad para este análisis.

Tabla 5.1.7.152 Estimación del incremento del nivel freático por efecto de la precipitación con periodo de retorno de 20 años

Obra	Nivel freático Promedio (m)	Cobertura promedio según zonificación ambiental	CN según cobertura metodología del SGC	Incremento nivel freático (m)
Vía de Acceso	25,9	Zonas industriales o comerciales y redes de comunicación	Distritos industriales (NC 91)	2,7
Vía Minera San Antonio	25	Bosques	Bosques (NC 70-77)	3,7
Vía Cristales Existente (Mejoramiento)	21,22	Bosques	Bosques (NC 70-77)	2,1
Vía Presa de Colas Sur	33,6	Zona arbustiva	Areas abiertas, cespedes (74-79)	4,8
Vía de Acceso Este a Estación Terminal	30	Zona arbustiva	Areas abiertas, cespedes (74-79)	4,4
Vía Deposito E	17,34	Zona arbustiva	Areas abiertas, cespedes (74-79)	2,6
Vía Bocatoma	14,5	Zona arbustiva	Areas abiertas, cespedes (74-79)	2,1
Vía Minera ROM	29,28	Zona arbustiva	Areas abiertas, cespedes (74-79)	4,2
Vía de Acceso El Torito	14,6	Zona arbustiva	Areas abiertas, cespedes (74-79)	2,9
Vía Presa de Colas Norte	25,9	Zona arbustiva	Areas abiertas, cespedes (74-79)	3,8
Vía la Bateita	13,9	Zona arbustiva	Areas abiertas, cespedes (74-79)	2,1

Obra	Nivel freático Promedio (m)	Cobertura promedio según zonificación ambiental	CN según cobertura metodología del SGC	Incremento nivel freático (m)
Vía Sustitutiva Cristales	19,5	Zona arbustiva	Areas abiertas, cespedes (74-79)	2,8
Vía Plataforma Ciclones	15,18	Zona arbustiva	Areas abiertas, cespedes (74-79)	2,25

Fuente: Integral S.A. 2025.

C. Tratamientos genéricos

Como parte de los análisis de estabilidad, se proponen tratamientos genéricos para la estabilización de los taludes de corte y de lleno que así lo requieren. En el ANEXOS_CARACTERIZACION_GEOTECNIA_VIAS_O_ACCESOS_AXO_C se facilitan los planos con la identificación de la ubicación de dichos tratamientos.

En la Tabla 5.1.7.153 y Tabla 5.1.7.154 se incluye una descripción de los tipos de tratamientos genéricos en función de la clasificación de la vía, sea esta permanente (P) o temporal (T). Para el caso de las secciones que involucran cortes, los tratamientos indican las características en términos del mecanismo de trabajo del soporte, tensión, cantidad, longitud, espaciamiento vertical y horizontal. De igual manera a las secciones que involucren la conformación de llenos, se describe la protección de las caras de frente a procesos erosivos.

Tabla 5.1.7.153 Tratamientos genéricos recomendados para la estabilidad de las vías permanentes

Tipo de Tratamiento	Descripción del Tratamiento
T1-P Excavación 1 solo banco (Hasta 1 Berma)	Banco 1: No requiere soporte. Tratamiento en la cara del Banco 1: Revegetalización con especies nativas o con potencial de crecimiento en la zona (se deberá combinar pastos, especies rastreras y arbustos). Adicionalmente, en caso de requerirse, se deberá instalar manto permanente tipo TRM 500 o similar.
T2-P Excavación 2 bancos (2 Bermas)	Banco 1: Cuatro (4) filas de anclajes activos de 2 torones de 5/8", de 300 kN de tensión, de 20,0 m de longitud y espaciados a 2,0 m horizontal y verticalmente. Adicionalmente, dos (2) filas de drenes con tubería micro fisurada de 51 mm de diámetro y de 27,0 m de longitud, espaciados a 2,0 m horizontal y verticalmente, distribuidos al tresbolillo, intercalados entre las dos primeras filas de anclajes. Tratamiento en la cara del Banco 1: Instalar concreto lanzado de 0,10 m de espesor (2 capas de 0,05 m cada una) reforzado con fibra sintética (cuantía 6 kg/m3) y malla electrosoldada de cuantía Q188 o similar. Banco 2: No requiere soporte. Tratamiento en la cara del Banco 2: Revegetalización con especies nativas o con potencial de crecimiento en la zona (se deberá combinar pastos, especies rastreras y arbustos). Adicionalmente, en caso de requerirse, se deberá instalar manto permanente tipo TRM 500 o similar.
T3-P Excavación hasta 3 bancos (3 Bermas)	Banco 1: Cinco (5) filas de anclajes activos con 2 torones de 5/8" y de 300 kN de tensión, de 37,0 m de longitud y espaciados a 2,0 m horizontalmente y a 1,8 m en la vertical. Adicionalmente, dos (2) filas de drenes con tubería micro fisurada de 51 mm de diámetro y de 27,0 m de longitud, espaciados a 2,0 m horizontal y a 1,8 m en la vertical, distribuidos al tresbolillo, intercalados entre las dos primeras filas de anclajes. Banco 2: Cinco (5) filas de anclajes activos con 2 torones de 5/8" y de 300 kN de tensión, de 40,0 m de longitud y espaciados a 2,0 m horizontalmente y a 1,8 m en la vertical.

Tipo de Tratamiento	Descripción del Tratamiento
	Adicionalmente, dos (2) filas de drenes con tubería micro fisurada de 51 mm de diámetro y de 35,0 m de longitud, espaciados a 2,0 m horizontal y a 1,8 m en la vertical, distribuidos al tresbolillo, intercalados entre las dos primeras filas de anclajes. Tratamiento en la cara de los Bancos 1 y 2: En las caras de los Bancos 1 y 2 deberá instalarse concreto lanzado de 0,10 m de espesor (2 capas de 0,05 m cada una) reforzado con fibra sintética (cuantía 6 kg/m3) y malla electrosoldada de cuantía Q188 o similar. Banco 3: No requiere tratamiento. Tratamiento en la cara del Banco 3: Revegetalización con especies nativas o con potencial de crecimiento en la zona (se deberá combinar pastos, especies rastreras y arbustos). Adicionalmente, en caso de requerirse, se deberá instalar manto permanente tipo TRM 500 o similar.
T-Lleno-P Vías en lleno	Tratamiento en la cara de todos los Bancos Revegetalización con especies nativas o con potencial de crecimiento en la zona (se deberá combinar pastos, especies rastreras y arbustos). Adicionalmente, en caso de requerirse, se deberá instalar manto permanente tipo TRM 500 o similar."

Fuente: Integral S.A. 2025

Tabla 5.1.7.154 Tratamientos genéricos recomendados para la estabilidad de las vías temporales (soluciones a nivel de factibilidad)

Tipo de Tratamiento	Descripción del Tratamiento
T1-T Excavación 1 solo banco (Hasta 1 Berma)	Banco 1: No requiere soporte. Tratamiento en la cara del Banco 1: Revegetalización con especies nativas o con potencial de crecimiento en la zona (se deberá combinar pastos, especies rastreras y arbustos). Adicionalmente, en caso de requerirse, se deberá instalar manto permanente tipo TRM 500 o similar.
T2-P Excavación 2 bancos (2 Bermas)	Banco 1: Dos (2) filas de anclajes activos de 2 torones de 5/8", de 300 kN de tensión, de 20,0 m de longitud y espaciados a 2,0 m horizontal y verticalmente.

Tipo de Tratamiento	Descripción del Tratamiento
	Adicionalmente, dos (2) filas de drenes con tubería micro fisurada de 51 mm de diámetro y de 27,0 m de longitud, espaciados a 2,0 m horizontal y verticalmente, distribuidos al tresbolillo, intercalados entre las dos primeras filas de anclajes con barra. Tratamiento en la cara del Banco 1: Instalar concreto lanzado de 0,10 m de espesor (2 capas de 0,05 m cada una) reforzado con fibra sintética (cuantía 6 kg/m3) y malla electrosoldada de cuantía Q188 o similar. Banco 2: No requiere soporte. Tratamiento en la cara del Banco 2: Revegetalización con especies nativas o con potencial de crecimiento en la zona (se deberá combinar pastos, especies rastreras y arbustos). Adicionalmente, en caso de requerirse, se deberá instalar manto permanente tipo TRM 500 o similar.
T3-P Excavación hasta 3 bancos (3 Bermas)	Banco 1: Tres (3) filas de anclajes activos con 2 torones de 5/8" y de 300 kN de tensión, de 24,0 m de longitud y espaciados 2,0 m horizontal y verticalmente. Adicionalmente, dos (2) filas de drenes con tubería micro fisurada de 51 mm de diámetro y de 24,0 m de longitud, espaciados a 2,0 m horizontal y verticalmente, distribuidos al tresbolillo, intercalados entre las primeras dos (2) filas de anclajes con barra. Banco 2: Dos (2) filas de anclajes activos con 2 torones de 5/8" y de 300 kN de tensión, de 20,0 m de longitud y espaciados 2,0 m horizontal y verticalmente. Adicionalmente, dos (2) filas de drenes con tubería micro fisurada de 51 mm de diámetro y de 27,0 m de longitud, espaciados a 2,0 m horizontal y verticalmente, distribuidos al tresbolillo, intercalados entre las filas de anclajes con barra. Tratamiento en las caras de los Bancos 1 y 2: En las caras de los Bancos 1 y 2 deberá instalarse concreto lanzado de 0,10 m de espesor (2 capas de 0,05 m cada una) reforzado con fibra sintética (cuantía 6 kg/m3) y malla electrosoldada de cuantía Q188 o similar. Banco 3: No requiere soporte. Tratamiento en la cara del Banco 3: Revegetalización con especies nativas o con potencial de crecimiento en la zona (se deberá combinar pastos, especies rastreras y arbustos). Adicionalmente, en caso de requerirse, se deberá instalar manto permanente tipo TRM 500 o similar.
T-Lleno-P	Tratamiento en la cara de todos los Bancos:

Tipo de Tratamiento	Descripción del Tratamiento
Vías en lleno	Revegetalización con especies nativas o con potencial de crecimiento en la zona (se deberá combinar pastos, especies rastreras y arbustos). Adicionalmente, en caso de requerirse, se deberá instalar manto permanente tipo TRM 500 o similar.

Fuente: Integral S.A. 2025

D. Análisis de estabilidad por equilibrio límite

De acuerdo con los escenarios descritos en la sección 5.1.7.6.2, a continuación, se presentan los resultados de las cinco modelaciones realizadas para cada margen del talud, ya sea de corte o de lleno, según corresponda a cada vía.

a. Vía Minera San Antonio (Operaciones)

En la Tabla 5.1.7.155 se presentan los resultados de los factores de seguridad para los distintos escenarios de las secciones analizadas.

Tabla 5.1.7.155 Factores de seguridad para las secciones de análisis en la Vía Mineras San Antonio (Operaciones)

Sección de Análisis	Margen	Condición	FS					
			Global	PF Slide (%)	RI Normal	RI LogN	PF Calc	FS Local
0+420	Terreno natural		2,16	0,0%	6,17	8,81	4E-10	N/A
	Corte MD	Nivel freático normal	1,55	0,0%	3,89	4,77	5E-05	N/A
		Nivel freático extremo	1,55	0,0%	3,89	4,77	5E-05	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,49	0,0%	3,65	4,39	1E-04	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 475 años	1,19	2,8%	1,74	1,85	4E-02	N/A
	Terreno natural		1,84	0,0%	5,09	6,77	2E-07	N/A
	Corte MI	Nivel freático normal	1,51	0,0%	4,21	5,11	1E-05	N/A
		Nivel freático extremo	1,49	0,0%	3,89	4,69	5E-05	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,45	0,0%	3,88	4,62	5E-05	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 475 años	1,13	8,5%	1,36	1,40	9E-02	N/A
0+525	Terreno natural		N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	Lleno MD	Nivel freático normal	1,69	0,0%	4,89	6,26	5E-07	2,79
		Nivel freático extremo	1,69	0,0%	4,90	6,26	5E-07	2,19
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,63	0,0%	4,66	5,87	2E-06	2,68
		Nivel freático normal y sismo Tr 475 años	1,31	0,0%	2,87	3,24	2E-03	1,69
	Lleno MI	Nivel freático normal	1,78	0,0%	5,67	7,44	7E-09	2,53
		Nivel freático extremo	1,75	0,0%	5,18	6,72	1E-07	1,96

Sección de Análisis	Margen	Condición	FS					
			Global	PF Slide (%)	RI Normal	RI LogN	PF Calc	FS Local
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,71	0,0%	5,38	6,93	4E-08	2,32
		Nivel freático normal y sismo Tr 475 años	1,38	0,0%	3,62	4,20	0E+00	1,86
0+710	Terreno natural		2,49	0,0%	5,46	8,30	2E-08	N/A
	Corte MD	Nivel freático normal	1,6	0,0%	4,56	5,68	3E-06	N/A
		Nivel freático extremo	1,6	0,0%	4,56	5,68	3E-06	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,58	0,0%	4,53	5,61	3E-06	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 475 años	1,26	0,3%	2,64	2,92	4E-03	N/A
	Terreno natural		2,1	0,0%	6,01	8,47	9E-10	N/A
	Corte MI	Nivel freático normal	1,74	0,0%	5,06	6,56	2E-07	N/A
		Nivel freático extremo	1,74	0,0%	5,06	6,56	2E-07	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,79	0,0%	5,74	7,55	5E-09	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 475 años	1,38	0,0%	3,62	4,21	1E-04	N/A
0+925	Terreno natural		1,24	1,2%	2,04	2,23	2E-02	N/A
	Lleno MD	Nivel freático normal	1,70	0,0%	4,56	5,84	3E-06	1,71
		Nivel freático extremo	1,70	0,0%	4,56	5,84	3E-06	1,71
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,65	0,0%	4,32	5,45	8E-06	1,97
		Nivel freático normal y sismo Tr 475 años	1,32	0,0%	2,66	3,00	4E-03	1,43
	Lleno MI	Nivel freático normal	1,59	0,0%	5,39	6,70	4E-08	1,92
		Nivel freático extremo	1,48	0,0%	4,60	5,53	2E-06	1,96
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,52	0,0%	4,98	6,06	3E-07	2,12
		Nivel freático normal y sismo Tr 475 años	1,15	1,6%	1,98	2,09	2E-02	1,39
1+060	Terreno natural		1,45	0,0%	3,43	4,07	3E-04	N/A
	Corte MD	Nivel freático normal	1,51	0,0%	4,62	5,60	2E-06	N/A

Sección de Análisis	Margen	Condición	FS					
			Global	PF Slide (%)	RI Normal	RI LogN	PF Calc	FS Local
		Nivel freático extremo	1,51	0,0%	4,62	5,60	2E-06	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,46	0,0%	4,31	5,14	8E-06	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 475 años	1,16	2,1%	2,01	2,14	2E-02	N/A
	Corte MI	Nivel freático normal	2,29	0,0%	6,59	9,66	2E-11	N/A
		Nivel freático extremo	2,29	0,0%	6,59	9,66	2E-11	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	2,12	0,0%	6,31	8,95	1E-10	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 475 años	1,63	0,0%	4,79	6,02	9E-07	N/A
1+130	Terreno natural		1,17	4,2%	1,61	1,70	5E-02	N/A
	Lleno MI	Nivel freático normal	1,58	0,0%	4,38	5,42	6E-06	2,14
		Nivel freático extremo	1,54	0,0%	4,23	5,17	1E-05	2,04
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,50	0,0%	4,12	4,99	2E-05	1,87
		Nivel freático normal y sismo Tr 475 años	1,15	4,8%	1,59	1,66	6E-02	1,52

PF = Probabilidad de falla; RI = Índice de confiabilidad; FS = Factor de seguridad
Fuente: Integral S.A., 2025

b. Vía Presa Colas Sur

La Tabla 5.1.7.156 presenta los resultados de los factores de seguridad para los distintos escenarios de las secciones analizadas.

Tabla 5.1.7.156 Factores de seguridad para las secciones de análisis Vía Presas Colas Sur

Sección de Análisis	Margen	Condición	FS					
			Global	PF Slide (%)	RI Normal	RI LogN	PF Calc	FS Local
3+705	Terreno natural		1,18	4,4%	1,57	1,65	6E-02	N/A
	Corte MD	Nivel freático normal	1,50	0,0%	3,36	4,05	4E-04	N/A
		Nivel freático extremo	1,38	0,3%	2,29	2,63	1E-02	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,43	0,0%	3,05	3,58	1E-03	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 475 años	1,08	26,5%	0,73	0,71	2E-01	N/A

Sección de Análisis	Margen	Condición	FS					
			Global	PF Slide (%)	RI Normal	RI LogN	PF Calc	FS Local
3+950	Terreno natural		1,12	11,4%	1,16	1,18	1E-01	N/A
	Corte MD	Nivel freático normal	1,51	0,0%	3,36	4,06	4E-04	N/A
		Nivel freático extremo	1,33	0,4%	2,12	2,38	2E-02	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,44	0,1%	3,05	3,61	1E-03	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 475 años	1,11	15,3%	0,96	0,97	2E-01	N/A

PF = Probabilidad de falla; RI = Índice de confiabilidad; FS = Factor de seguridad
Fuente: Integral S.A., 2025

c. Vía de Acceso Este a Estación Terminal

La Tabla 5.1.7.157 presenta los resultados de los factores de seguridad para los distintos escenarios de las secciones analizadas.

Tabla 5.1.7.157 Factores de seguridad para las secciones de análisis Vía de Acceso Estación Terminal

Sección de análisis	Margen	Condición	FS					
			Global	PF Slide (%)	RI Normal	RI LogN	PF Calc	FS Local
0+540	Terreno natural		1,51	0,0%	3,60	4,35	2E-04	N/A
	Corte MI	Nivel freático normal	1,52	0,0%	3,78	4,59	8E-05	N/A
		Nivel freático extremo	1,52	0,0%	3,78	4,59	8E-05	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,46	0,0%	3,49	4,16	2E-04	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 475 años	1,15	6,9%	1,41	1,47	8E-02	N/A
0+970	Terreno natural		1,59	0,0%	3,75	4,64	9E-05	N/A
	Corte MD	Nivel freático normal	1,53	0,0%	3,57	4,34	2E-04	N/A
		Nivel freático extremo	1,53	0,0%	3,57	4,34	2E-04	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,47	0,0%	3,33	3,98	4E-04	N/A
		Nivel freático	1,17	5,2%	1,46	1,53	7E-02	N/A

Sección de análisis	Margen	Condición	FS					
			Global	PF Slide (%)	RI Normal	RI LogN	PF Calc	FS Local
		normal y sismo Tr 475 años						

PF = Probabilidad de falla; RI = Índice de confiabilidad; FS = Factor de seguridad
Fuente: Integral S.A., 2025

d. Vía Depósito E

La Tabla 5.1.7.158 presenta los resultados de los factores de seguridad para los distintos escenarios de las secciones analizadas.

Tabla 5.1.7.158 Factores de seguridad para las secciones de análisis Vía Depósito E

Sección de análisis	Margen	Condición	FS					
			Global	PF Slide (%)	RI Normal	RI LogN	PF Calc	FS Local
0+033	Terreno natural		1,21	3,1%	1,74	1,87	4E-02	N/A
	Corte MD	Nivel freático normal	1,53	0,0%	3,47	4,22	3E-04	N/A
		Nivel freático extremo	1,53	0,0%	3,44	4,18	3E-04	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,49	0,0%	3,33	3,99	4E-04	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 475 años	1,13	10,6%	1,18	1,21	1E-01	N/A
0+064	Terreno natural		1,25	1,2%	2,02	2,20	2E-02	N/A
	Corte MD	Nivel freático normal	1,52	0,0%	3,58	4,35	2E-04	N/A
		Nivel freático extremo	1,52	0,0%	3,58	4,35	2E-04	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,46	0,0%	3,29	3,91	5E-04	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 475 años	1,14	9,2%	1,28	1,32	1E-01	N/A

PF = Probabilidad de falla; RI = Índice de confiabilidad; FS = Factor de seguridad
Fuente: Integral S.A., 2025

e. Vía Bocatoma

La Tabla 5.1.7.159 presenta los resultados de los factores de seguridad para los distintos escenarios de las secciones analizadas.

Tabla 5.1.7.159 Factores de seguridad para las secciones de análisis Vía Bocatoma

Sección de análisis	Margen	Condición	FS					
			Global	PF Slide (%)	RI Normal	RI LogN	PF Calc	FS Local
0+220	Terreno natural		1,44	0,1%	3,21	3,79	7E-04	N/A
	Corte MI	Nivel freático normal	1,55	0,0%	3,72	4,56	1E-04	N/A
		Nivel freático extremo	1,55	0,0%	3,72	4,56	1E-04	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,49	0,0%	3,41	4,09	3E-04	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 475 años	1,17	4,8%	1,62	1,71	5E-02	N/A
0+685	Terreno natural		1,28	0,6%	2,24	2,48	1E-02	N/A
	Corte MI	Nivel freático normal	1,53	0,0%	3,50	4,26	2E-04	N/A
		Nivel freático extremo	1,53	0,0%	3,50	4,26	2E-04	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,48	0,0%	3,25	3,88	6E-04	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 475 años	1,16	7,3%	1,36	1,42	9E-02	N/A
0+780	Terreno natural		1,91	0,0%	5,01	6,79	3E-07	N/A
	Lleno MI	Nivel freático normal	1,88	0,0%	4,85	6,51	6E-07	2,23
		Nivel freático extremo	1,68	0,0%	3,61	4,59	2E-04	2,04
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,80	0,0%	4,61	6,06	2E-06	2,17

Sección de análisis	Margen	Condición	FS					
			Global	PF Slide (%)	RI Normal	RI LogN	PF Calc	FS Local
		Nivel freático normal y sismo Tr 475 años	1,40	0,1%	2,96	3,45	2E-03	1,82
0+830	Terreno natural		1,35	0,1%	2,75	3,14	3E-03	N/A
	Corte MI	Nivel freático normal	1,53	0,0%	4,33	5,29	7E-06	N/A
		Nivel freático extremo	1,37	0,1%	2,33	2,66	1E-02	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,48	0,0%	4,07	4,89	2E-05	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 475 años	1,14	5,7%	1,57	1,64	6E-02	N/A
0+860	Terreno natural		1,42	0,0%	3,08	3,62	1E-03	N/A
	Corte MI	Nivel freático normal	1,53	0,0%	4,38	5,34	6E-06	N/A
		Nivel freático extremo	1,53	0,0%	4,27	5,21	1E-05	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,47	0,0%	3,82	4,56	7E-05	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 475 años	1,13	8,5%	1,34	1,38	9E-02	N/A

PF= Probabilidad de falla; RI=Índice de confiabilidad; FS= Factor de seguridad
Fuente: Integral S.A., 2025

f. Vía Minera ROM

La

Tabla 5.1.7.160 presenta los resultados de los factores de seguridad para los distintos escenarios de las secciones analizadas.

Tabla 5.1.7.160 Factores de seguridad para las secciones de análisis Vía Minera ROM

Sección de análisis	Margen	Condición	FS					
			Global	PF Slide (%)	RI Normal	RI LogN	PF Calc	FS Local
0+850	Terreno natural		1,61	0,0%	3,88	4,84	5E-05	N/A
	Corte MD	Nivel freático normal	1,51	0,0%	3,50	4,24	2E-04	N/A
		Nivel freático extremo	1,51	0,0%	3,50	4,24	2E-04	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,45	0,0%	3,25	3,85	6E-04	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,13	7,9%	1,20	1,24	1E-01	N/A
1+050	Terreno natural		1,76	0,0%	4,72	6,14	1E-06	N/A
	Corte MI	Nivel freático normal	1,50	0,0%	5,49	6,66	2E-08	1,88
		Nivel freático extremo	1,50	0,0%	5,49	6,66	2E-08	1,86
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,43	0,0%	4,95	5,86	4E-07	1,83
		Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,07	14,7%	1,01	1,02	2E-01	1,26
1+220	Terreno natural		2,28	0,0%	6,11	8,95	5E-10	N/A
	Lleno MI	Nivel freático normal	1,84	0,0%	5,31	7,07	5E-08	2,59
		Nivel freático extremo	1,85	0,0%	5,20	6,93	1E-07	2,59
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,75	0,0%	4,99	6,48	3E-07	2,47

Sección de análisis	Margen	Condición	FS					
			Global	PF Slide (%)	RI Normal	RI LogN	PF Calc	FS Local
		Nivel freático normal y sismo Tr 475 años	1,31	0,0%	2,76	3,10	3E-03	1,74
	Terreno natural		2,00	0,0%	5,57	7,69	1E-08	N/A
	Lleno MD	Nivel freático normal	1,96	0,0%	7,83	10,75	2E-15	3,05
		Nivel freático extremo	1,96	0,0%	7,83	10,74	2E-15	3,05
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,87	0,0%	7,44	9,98	5E-14	2,4
		Nivel freático normal y sismo Tr 475 años	1,39	0,0%	4,42	5,17	5E-06	1,65
1+265	Lleno MI	Terreno natural	1,79	0,0%	4,90	6,44	5E-07	N/A
		Nivel freático normal	2,12	0,0%	5,59	7,92	1E-08	2,27
		Nivel freático extremo	2,12	0,0%	5,58	7,90	1E-08	2,27
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	2,02	0,0%	5,33	7,39	5E-08	2,17
		Nivel freático normal y sismo Tr 475 años	1,52	0,0%	3,59	4,36	2E-04	1,75
	Lleno MD	Terreno natural	1,78	0,0%	4,88	6,39	5E-07	N/A
		Nivel freático normal	1,88	0,0%	4,78	6,43	9E-07	2,19
		Nivel freático extremo	1,88	0,0%	4,78	6,43	9E-07	2,19
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,79	0,0%	4,47	5,87	4E-06	2,12
		Nivel freático	1,33	0,1%	2,53	2,87	6E-03	1,62

Sección de análisis	Margen	Condición	FS					
			Global	PF Slide (%)	RI Normal	RI LogN	PF Calc	FS Local
		normal y sismo Tr 475 años						

PF= Probabilidad de falla; RI=Índice de confiabilidad; FS= Factor de seguridad
Fuente: Integral S.A., 2025

g. Vía Acceso El Torito

La Tabla 5.1.7.161 presenta los resultados de los factores de seguridad para los distintos escenarios de las secciones analizadas.

Tabla 5.1.7.161 Factores de seguridad para las secciones de análisis Vía Acceso El Torito

Sección de análisis	Margen	Condición	FS					
			Global	PF Slide (%)	RI Normal	RI LogN	PF Calc	FS Local
0+535	Terreno natural		1,88	0,00%	5,47	7,36	2E-08	N/A
	Corte MI	Nivel freático normal	1,59	0,00%	3,61	4,47	2E-04	N/A
		Nivel freático extremo	1,59	0,00%	3,59	4,44	2E-04	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,53	0,00%	3,41	4,15	3E-04	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 475 años	1,26	0,67%	2,37	2,61	9E-03	N/A
	Terreno natural		1,51	0,00%	3,83	4,65	6E-05	N/A
	Corte MD	Nivel freático normal	1,54	0,00%	3,80	4,65	7E-05	N/A
		Nivel freático extremo	1,54	0,00%	3,80	4,65	7E-05	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,48	0,00%	3,53	4,24	2E-04	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 475 años	1,17	5,40%	1,52	1,60	6E-02	N/A

PF= Probabilidad de falla; RI=Índice de confiabilidad; FS= Factor de seguridad
Fuente: Integral S.A., 2025

h. Vía Presa Colas Norte

La Tabla 5.1.7.162 presenta los resultados de los factores de seguridad para los distintos escenarios de las secciones analizadas.

Tabla 5.1.7.162 Factores de seguridad para las secciones de análisis Vía Presas Colas Norte

Sección de análisis	Margen	Condición	FS					
			Global	PF Slide (%)	RI Normal	RI LogN	PF Calc	FS Local
0+122	Terreno natural		2,66	0,0%	8,18	12,81	1E-16	N/A
	Corte MI	Nivel freático normal	1,54	0,0%	4,44	5,43	4E-06	N/A
		Nivel freático extremo	1,54	0,0%	4,49	5,50	4E-06	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,48	0,0%	4,13	4,96	2E-05	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,18	2,3%	1,89	2,01	3E-02	N/A
	Terreno natural		2,11	0,0%	4,72	6,68	1E-06	N/A
	Corte MD	Nivel freático normal	1,54	0,0%	4,64	5,69	2E-06	N/A
		Nivel freático extremo	1,54	0,0%	4,64	5,69	2E-06	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,47	0,0%	4,18	5,01	1E-05	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,14	4,6%	1,65	1,73	5E-02	N/A
0+335	Terreno natural		1,29	0,4%	2,31	2,58	1E-02	N/A
	Corte MD	Nivel freático normal	1,53	0,0%	3,47	4,23	3E-04	N/A
		Nivel freático extremo	1,53	0,0%	3,47	4,23	3E-04	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,48	0,0%	3,25	3,89	6E-04	N/A

Sección de análisis	Margen	Condición	FS					
			Global	PF Slide (%)	RI Normal	RI LogN	PF Calc	FS Local
		Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,15	7,6%	1,34	1,39	9E-02	N/A
0+475	Terreno natural		1,22	2,0%	1,85	2,00	3E-02	N/A
	Corte MD	Nivel freático normal	1,53	0,0%	3,47	4,22	3E-04	N/A
		Nivel freático extremo	1,53	0,0%	3,45	4,2	3E-04	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,46	0,0%	3,14	3,73	8E-04	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,10	19,5%	0,87	0,87	2E-01	N/A
2+005	Terreno natural		1,24	1,2%	2,03	2,22	2E-02	N/A
	Corte MI	Nivel freático normal	1,54	0,0%	3,48	4,24	3E-04	N/A
		Nivel freático extremo	1,53	0,0%	3,4	4,13	3E-04	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,48	0,0%	3,21	3,83	7E-04	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,14	8,9%	1,23	1,27	1E-01	N/A
2+905	Terreno natural		1,54	0,0%	3,62	4,42	1E-04	N/A
	Corte MD	Nivel freático normal	1,52	0,0%	3,47	4,21	3E-04	N/A
		Nivel freático extremo	1,5	0,0%	3,38	4,07	4E-04	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,46	0,0%	3,16	3,76	8E-04	N/A
		Nivel freático normal y	1,12	13,8%	1,04	1,05	1E-01	N/A

Sección de análisis	Margen	Condición	FS					
			Global	PF Slide (%)	RI Normal	RI LogN	PF Calc	FS Local
		sismo Tr 475						

PF= Probabilidad de falla; RI=Índice de confiabilidad; FS= Factor de seguridad
Fuente: Integral S.A., 2025

i. Vía Sustitutiva Cristales

La Tabla 5.1.7.163 presenta los resultados de los factores de seguridad para los distintos escenarios de las secciones analizadas.

Tabla 5.1.7.163 Factores de seguridad para las secciones de análisis Vía Sustitutiva Cristales

Sección de análisis	Margen	Condición	Fs					
			Global	PF Slide (%)	RI Normal	RI LogN	PF Calc	FS Local
0+330	Terreno natural		1,55	0,0%	3,89	4,76	5E-05	N/A
	Corte Mi	Nivel freático normal	1,51	0,0%	3,50	4,24	2E-04	N/A
		Nivel freático extremo	1,51	0,0%	3,50	4,24	2E-04	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,46	0,0%	3,29	3,92	5E-04	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 475 años	1,13	8,6%	1,34	1,39	9E-02	N/A
0+435,26	Terreno natural		1,32	0,1%	2,53	2,86	6E-03	N/A
	Corte Mi	Nivel freático normal	1,52	0,0%	3,44	4,17	3E-04	N/A
		Nivel freático extremo	1,52	0,0%	3,45	4,19	3E-04	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,43	0,1%	3,07	3,62	1E-03	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 475 años	1,12	11,9%	1,11	1,12	1E-01	N/A
0+660,475	Terreno natural		1,50	0,0%	3,48	4,20	3E-04	N/A
	Corte Mi	Nivel freático normal	1,51	0,0%	3,56	4,30	2E-04	N/A
		Nivel freático extremo	1,51	0,0%	3,56	4,30	2E-04	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,45	0,0%	3,29	3,90	5E-04	N/A
		Nivel freático normal y	1,15	7,5%	1,37	1,42	9E-02	N/A

Sección de análisis	Margen	Condición	Fs					
			Global	PF Slide (%)	RI Normal	RI LogN	PF Calc	FS Local
		sismo Tr 475 años						
0+824,475	Terreno natural		2,92	0,0%	8,74	14,21	1E-18	N/A
	Corte Mi	Nivel freático normal	1,58	0,0%	4,03	4,99	3E-05	N/A
		Nivel freático extremo	1,58	0,0%	4,03	4,99	3E-05	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,53	0,0%	3,82	4,66	7E-05	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 475 años	1,23	1,0%	2,04	2,22	2E-02	N/A
1+260	Terreno natural		1,89	0,0%	5,24	7,05	8E-08	N/A
	Corte Mi	Nivel freático normal	1,55	0,0%	3,74	4,58	9E-05	N/A
		Nivel freático extremo	1,55	0,0%	3,74	4,58	9E-05	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,49	0,0%	3,48	4,19	3E-04	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 475 años	1,19	2,9%	1,71	1,82	4E-02	N/A
1+650	Terreno natural		1,51	0,0%	3,47	4,19	3E-04	N/A
	Corte Mi	Nivel freático normal	1,60	0,0%	3,87	4,81	5E-05	N/A
		Nivel freático extremo	1,60	0,0%	3,87	4,81	5E-05	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,54	0,0%	3,64	4,44	1E-04	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 475 años	1,22	2,0%	1,87	2,02	3E-02	N/A
1+955,72	Terreno natural		1,74	0,0%	4,60	5,96	2E-06	N/A
	Corte Mi	Nivel freático normal	1,73	0,0%	4,51	5,82	3E-06	N/A
		Nivel freático extremo	1,73	0,0%	4,51	5,82	3E-06	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,66	0,0%	4,25	5,39	1E-05	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 475 años	1,31	0,2%	2,53	2,84	6E-03	N/A

Sección de análisis	Margen	Condición	Fs					
			Global	PF Slide (%)	RI Normal	RI LogN	PF Calc	FS Local
2+070	Terreno natural		1,47	0,0%	3,25	3,88	6E-04	N/A
	Corte Mi	Nivel freático normal	1,55	0,0%	3,86	4,74	6E-05	N/A
		Nivel freático extremo	1,55	0,0%	3,54	4,34	2E-04	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,49	0,0%	3,55	4,26	2E-04	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 475 años	1,15	8,0%	1,25	1,29	1E-01	N/A
3+210	Terreno natural		1,49	0,0%	3,47	4,16	3E-04	N/A
	Corte Mi	Nivel freático normal	1,53	0,0%	3,70	4,51	1E-04	N/A
		Nivel freático extremo	1,53	0,0%	3,70	4,51	1E-04	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,48	0,0%	3,46	4,15	3E-04	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 475 años	1,15	7,4%	1,37	1,43	9E-02	N/A
3+280,72	Terreno natural		1,58	0,0%	3,75	4,63	9E-05	N/A
	Corte Mi	Nivel freático normal	1,53	0,0%	3,66	4,46	1E-04	N/A
		Nivel freático extremo	1,53	0,0%	3,66	4,46	1E-04	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,47	0,0%	3,36	4,01	4E-04	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 475 años	1,13	8,2%	1,25	1,29	1E-01	N/A
3+654,07	Terreno natural		2,05	0,0%	5,98	8,35	1E-09	N/A
	Corte Mi	Nivel freático normal	1,57	0,0%	3,96	4,89	4E-05	N/A
		Nivel freático extremo	1,57	0,0%	3,96	4,89	4E-05	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,51	0,0%	3,70	4,48	1E-04	N/A
		Nivel freático normal y sismo Tr 475 años	1,20	2,2%	1,81	1,93	4E-02	N/A

PF= Probabilidad de falla; RI=Índice de confiabilidad; FS= Factor de seguridad

Fuente: Integral S.A., 2025

j. Vía Plataforma Ciclones

La Tabla 5.1.7.164 presenta los resultados de los factores de seguridad para los distintos escenarios de las secciones analizadas.

Tabla 5.1.7.164 Factores de seguridad para las secciones de análisis Vía Plataforma Ciclones

Sección de análisis	Margen	Condición	Fs					
			Global	PF Slide (%)	RI Normal	RI LogN	PF Calc	FS Local
0+330	Terreno natural		1,26	1,10	2,05	2,25	1,22E-02	-
	Lleno	Nivel freático normal	1,44	0,00	3,96	4,70	1,30E-06	2,63
		Nivel freático extremo	1,44	0,00	3,96	4,70	1,30E-06	2,26
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,37	0,00	3,46	4,00	3,17E-05	2,36
		Nivel freático normal y sismo Tr 475 años	1,01	47,50	0,11	0,07	4,27E-01	2,22

PF= Probabilidad de falla; RI=Índice de confiabilidad; FS= Factor de seguridad
Fuente: Integral S.A., 2025

E. Identificación de potenciales mecanismos de falla por cuñas

a. Vía Minera San Antonio (Operaciones)

Con el propósito de identificar los posibles mecanismos de falla en las laderas, se evaluó la formación de cuñas resultantes de la intersección entre los planos de las familias de discontinuidades identificadas en el proyecto (ver Tabla 5.1.7.131) y los que constituyen las caras de los taludes de excavación de la vía. Este análisis se realizó en cinco tramos de interés, definidos mediante la sectorización del alineamiento de la vía según su orientación general. Dicha sectorización se basó en el perfil geológico longitudinal, en el cual se identificaron los sectores donde, según el nivel de la rasante de la vía, se esperan excavaciones en horizonte de roca.

En la Tabla 5.1.7.165 se describe la nomenclatura del sector para el análisis cinemático, sus abscisas correspondientes, el dip y dip direction de los taludes (estos últimos clasificados según las márgenes izquierda o derecha). Las márgenes de la vía se denominan en el sentido del abscisado.

Tabla 5.1.7.165 Sectores de análisis para evaluación de cuñas potenciales en Vía Minera San Antonio (Operaciones)

Sector	Tramo	Abscisas	Margen Izquierda (MI)		Margen derecha (MD)	
			Dip (°)	Dip Direction (°)	Dip (°)	Dip Direction (°)
1	1	km 0+330 - km 0+360	N/A	N/A	53,1	190
	2	km 0+360 - km 0+390	N/A	N/A	53,1	210
	3	km 0+390 - km 0+430	N/A	N/A	53,1	225
2	4	km 0+670 - km 0+690	53,1	0	53,1	180
	5	km 0+690 - km 0+730	53,1	345	53,1	165
3	6	km 0+780 - km 0+840	53,1	345	53,1	165
	7	km 0+840 - km 0+860	53,1	335	53,1	155
4	8	km 1+000 - km 1+090	53,1	310	53,1	130

Nota: Las márgenes de la vía se definen en el sentido del abscisado. MI: Margen Izquierda. MD: Margen Derecha. N/A: No aplica (no hay excavación en dicha margen).

Fuente: Integral S.A., 2025

Los análisis se llevaron a cabo para evaluar los potenciales mecanismos de falla por cuña en todos los tramos y sectores, considerando ambas márgenes de la vía (derecha e izquierda según aplique) y considerando la geometría de excavación de los bancos de 0.75H:1.0V (53,1º).

Los análisis se realizaron considerando el menor ángulo de fricción empírico típico asociado a un relleno de junta (Ja) tipo E, perteneciente a la categoría “a”, según la Tabla 4 del manual “NGI Q-System for rock mass classification” (NGI, 2015). De esta manera, se priorizó la componente geométrica del talud sobre la resistencia de la discontinuidad, debido a la falta de información que permita realizar una clasificación geomecánica más detallada.

A modo de ejemplo, a continuación, se presentan los resultados de los análisis de evaluación del potencial de formación de cuñas para el Tramo 8 de la vía. En el ANEXOS_CARACTERIZACION_GEOTECNIA_VIAS_O_ACCESOS_AXO_B se presentan las memorias de la evaluación realizada para todos los tramos definidos.

- **Resultados Análisis Sector 4 – Tramo 8**

El análisis estereográfico del tramo 8 permite concluir que, para el caso de excavación de la margen derecha, no se identifica potencial de falla tipo planar. De esta manera, se determinó que el 3,9% de las discontinuidades tienen el potencial para la formación de mecanismos de falla por cuña, un 38,5% de ellas tiene el potencial de presentar fallas por volcamiento flexural y el 11,5% de las discontinuidades tienen potencial de presentar fallas por volcamiento directo. Análogamente, para la margen izquierda se identifica que el 14,1% de las discontinuidades tienen el potencial para la formación de mecanismos de falla por cuña, un 15,4% de ellas tiene el potencial de presentar fallas por volcamiento flexural, el 6,4% de las discontinuidades tienen potencial de presentar fallas por volcamiento directo y el 7,7% de las discontinuidades tienen el potencial de presentar falla tipo plana (las memorias de cálculo se presentan en el ANEXOS_CARACTERIZACION_GEOTECNIA_VIAS_O_ACCESOS_AXO_B).

b. Vía Presa de Colas Norte

Al igual que la vía anterior, se evaluó la formación de cuñas resultantes de la intersección entre los planos de las familias de discontinuidades identificadas en el proyecto (ver Tabla 5.1.7.131) y los que constituyen las caras de los taludes de excavación de la vía. Este análisis se llevó a cabo en cinco tramos de interés, definidos mediante la sectorización del alineamiento de la vía según su orientación general. Dicha sectorización se basó en el perfil geológico longitudinal, en el cual se identificaron los sectores donde, según el nivel de la rasante de la vía, se esperan excavaciones en horizonte de roca.

En la Tabla 5.1.7.166 se describe la nomenclatura del sector para el análisis cinemático, sus abscisas correspondientes, el dip y dip direction de los taludes (estos últimos clasificados según las márgenes izquierda o derecha). Las márgenes de la vía se denominan en el sentido del abscisado.

Tabla 5.1.7.166 Sectores de análisis para evaluación de cuñas potenciales en Vía Presa de Colas Norte

Sector	Abscisas	Margen izquierda (mi)		Márgen derecha (md)	
		Dip (°)	Dip direction (°)	Dip (°)	Dip direction (°)
1	Km 0+330 - km 0+360	53,1	170	53,1	350
2	Km 0+360 - km 0+390	53,1	200	53,1	20
3	Km 0+390 - km 0+430	N/A	N/A	53,1	45
4	Km 0+670 - km 0+690	N/A	N/A	53,1	75
5	Km 0+690 - km 0+730	N/A	N/A	53,1	55

Nota: Las márgenes de la vía se definen en el sentido del abscisado. MI: Margen Izquierda. MD: Margen Derecha. N/A: No aplica (no hay excavación en dicha margen).

Fuente: Integral S.A., 2025

Los análisis se llevaron a cabo para evaluar los potenciales mecanismos de falla por cuña en todos los tramos y sectores, considerando ambas márgenes de la vía (derecha e izquierda según aplique) y considerando la geometría de excavación de los bancos de 0.75H:1.0V (53,1º).

Los análisis se realizaron considerando el menor ángulo de fricción empírico típico asociado a un relleno de junta (Ja) tipo E, perteneciente a la categoría “a”, según la Tabla 4 del manual “NGI Q-System for rock mass classification” (NGI, 2015). De esta manera, se priorizó la componente geométrica del talud sobre la resistencia de la discontinuidad, debido a la falta de información que permita realizar una clasificación geomecánica más detallada.

A modo de ejemplo, a continuación, se presentan los resultados de los análisis de evaluación del potencial de formación de cuñas para el Sector 1 de la vía (dicho sector se seleccionó teniendo en cuenta que es el tramo más crítico en términos de altura de la excavación). En el ANEXOS_CARACTERIZACION_GEOTECNIA_VIAS_O_ACCESOS_AXO_B se presentan las memorias de la evaluación realizada para todos los sectores definidos.

- **Resultados Análisis Sector 1**

El análisis estereográfico del sector 1 permite concluir que, para el caso de excavación de la margen derecha, no se identifica potencial de falla tipo volcamiento flexural. De esta manera, se determinó que el 20,5% de las discontinuidades tienen el potencial para la formación de mecanismos de falla por cuña, un 15,4% de ellas tiene el potencial de presentar fallas tipo planar y el 1,3% de las discontinuidades tienen potencial de presentar fallas por volcamiento directo. Análogamente, para la margen izquierda no se identifica potencial de falla tipo planar. Sin embargo, el 7,7% de las discontinuidades tienen el potencial para la formación de mecanismos de falla por cuña, un 15,4% de ellas tiene el potencial de presentar fallas por volcamiento flexural y el 16,7% de las discontinuidades tienen potencial de presentar fallas por volcamiento directo (las memorias de cálculo se presentan en el ANEXOS_CARACTERIZACION_GEOTECNIA_VIAS_O_ACCESOS_AXO_B).

F. Sectorización de Tratamientos

De la Tabla 5.1.7.167 a la Tabla 5.1.7.213 se presenta la sectorización de los tratamientos para la estabilización de los taludes de corte y de lleno de cada vía. Cada tabla presenta el tramo; la sección de análisis; la categoría del tratamiento de talud (sea éste de corte o de lleno) y el tratamiento recomendado. Si el tramo en estudio contiene una sección transversal de interés, el tratamiento responde a los análisis particulares correspondientes; de lo contrario, se ajusta a los tratamientos genéricos definidos según la geometría de diseño de los taludes y terraplenes.

Los tratamientos genéricos se categorizan según la altura máxima de los taludes de corte (≤10 m, ≤20 m y ≤30 m) y para tramos de lleno con alturas <25 m. Independientemente del tratamiento, se debe cumplir con el diseño geométrico: las alturas individuales de los bancos no excederán los 10 m y los anchos mínimos de berma serán de 3,0 m.

En el caso particular de los taludes de corte, para cada tramo de vía, la selección y aplicación del tratamiento geotécnico genérico deberá realizarse tomando como referencia la sección correspondiente a la mayor altura del talud dentro del tramo. Su aplicación lateral debe ser adaptable progresivamente y se debe extender conforme el chaflán se cierra y las alturas de corte disminuyen.

a. Vía Acceso Principal

La Tabla 5.1.7.167 y la Tabla 5.1.7.168 presentan la sectorización de los tratamientos para la estabilización de los taludes de corte y de lleno de la vía Acceso Principal, margen izquierda y derecha respectivamente. Cabe aclarar que el tramo de la vía Acceso Principal comprendido entre las abscisas km 0+710 a km 0+947 corresponde a la cresta de la Presa del Sedimentador la Colorada, por lo tanto, los análisis de estabilidad, así como los tratamientos recomendados para dicha estructura pueden ser consultados en el numeral 5.1.7.6.3.

Tabla 5.1.7.167 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Acceso Principal – Margen Izquierda

Tramo	Sección de Análisis	Tratamiento		
km 0+000 a km 0+156 km 0+195 a km 0+215 km 0+265 a km 0+320 km 0+592 a km 0+610	N/A	Banco 1, 2 y 3	Lleno: Geometría 1,5H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+156 a km 0+195 km 0+215 a km 0+265 km 0+485 a km 0+500 km 0+555 a km 0+592 km 0+610 a km 0+716	N/A	Banco 1	Corte: Inclinación 0,75H:1V Altura 10 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+320 a km 0+485 km 0+500 a km 0+555	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m LT=20,0 m, LL= 10,0 m, LB= 10,0m # Filas= 4 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 27,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 2		Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.168 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Acceso Principal – Margen Derecha

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+000 a km 0+125 km 0+263 a km 0+320 km 0+595 a km 0+625	N/A	Banco 1, 2 y 3	Lleno: Geometría 1,5H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+125 a km 0+263 km 0+320 a km 0+595 km 0+625 - km 0+710	N/A	Banco 1	Corte: Inclinación 0,75H:1V H: 10 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

b. Vía Minera San Antonio (Operaciones)

La Tabla 5.1.7.169 y la Tabla 5.1.7.170 presenta la sectorización de los tratamientos para la estabilización de los taludes de corte y de lleno de la vía San Antonio (Operaciones), margen izquierda y derecha respectivamente.

Tabla 5.1.7.169 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Minera San Antonio (Operaciones) – Margen izquierda

Tramo	Sección de Análisis	Tratamiento		
km 0+000 a km 0+200 km 0+460 a km 0+610 km 0+880 a km 0+965	km 0+525 km 0+925	Banco 1, 2 y 3	Lleno: Geometría 1,5H:1,0V $H_{máx}$: 10,0 m $Berma_{Mín}$: 5,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+200 a km 0+460 km 0+610 a km 0+880	km 0+420 km 0+710 km 1+060	Banco 1 y 2	Corte: Geometría 0,75H:1,0V $H_{máx}$: 10,0 m $Berma_{Mín}$: 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra) # Filas= 2 de drenes de 21,0 m, 5° respecto a la horizontal.
km 1+100 a km 1+198	km 1+130	Banco 1, 2, 3 y 4	Lleno: Geometría 1,5H:1,0V $H_{máx}$: 10,0 m $Berma_{Mín}$: 5,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.170 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía San Antonio (Operaciones) – Margen derecha

Tramo	Sección de Análisis	Tratamiento		
km 0+000 a km 0+085 km 0+470 a km 0+610 km 0+885 a km 0+960 km 1+140 a km 1+198	km 0+525 km 0+925	Banco 1, 2 y 3	Lleno: Geometría 1,5H:1,0V $H_{máx}$: 10,0 m $Berma_{Mín}$: 5,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+085 a km 0+118 km 0+150 a km 0+230 km 0+960 a km 1+140	km 1+060	Banco 1, 2 y 3	Corte: Geometría 0,75H:1,0V $H_{máx}$: 10,0 m $Berma_{Mín}$: 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+280 a km 0+470	km 0+420	Banco 1	Corte: Geometría	Protección contra erosión con hidrosiembra

Tramo	Sección de Análisis	Tratamiento		
			0,75H:1,0V $H_{máx}$: 10,0 m $Berma_{Mín}$: 3,0 m	# Filas= 2 de drenes de 15,0 m, 5° respecto a la horizontal.
		Banco 2		Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300 kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m LT=16,0 m, LL= 10,0 m, LB= 6,0 m # Filas= 3 con pendiente de - 20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 21,0 m, 5° respecto a la horizontal.
		Banco 3		Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=150 kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m LT=20,0 m, LL= 14,0 m, LB= 6,0 m # Filas= 2 con pendiente de - 20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 24,0 m, 5° respecto a la horizontal.
		Banco 4		Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra).
km 0+610 a km 0+885	km 0+710	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V $H_{máx}$: 10,0 m $Berma_{Mín}$: 3,0 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300 kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m LT=21,0 m, LL= 11,0 m, LB= 10,0 m # Filas= 4 con pendiente de - 20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 24,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 2		Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300 kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m LT=23,0 m, LL= 13,0 m, LB= 10,0 m # Filas= 4 con pendiente de

Tramo	Sección de Análisis	Tratamiento		
				- 20° respecto a la horizontal # Filas= 2 filas de drenes de 26,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 3		Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

c. Vía Filtración

La Tabla 5.1.7.171 y la Tabla 5.1.7.172 presenta la sectorización de los tratamientos para la estabilización de los taludes de corte y de lleno de la vía Filtración, margen izquierda y derecha respectivamente.

Tabla 5.1.7.171 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Filtración – Margen Izquierda

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+400 a km 0+500	N/A	Banco 1, 2 y 3	Lleno: Geometría 1,5H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+130 a km 0+210 km 0+250 a km 0+275 km 0+345 a km 0+355 km 0+500 a km 0+528	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+000 a km 0+130 km 0+210 a km 0+250 km 0+275 a km 0+345 km 0+355 a km 0+400	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m LT=20,0 m, LL= 10,0 m, LB= 10,0m # Filas= 4 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 27,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 2		Protección contra erosión con hidrosiembra

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.172 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Filtración – Margen Derecha

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+160 a km 0+218 km 0+232 a km 0+315 km 0+330 a km 0+360 km 0+390 a km 0+504	N/A	Banco 1, 2 y 3	Lleno: Geometría 1,5H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+010 a km 0+160 km 0+218 a km 0+232 km 0+315 a km 0+330 km 0+360 a km 0+390 km 0+504 a km 0+539	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

d. Vía Presa de Colas Sur

La Tabla 5.1.7.173 y Tabla 5.1.7.174 presenta la sectorización de los tratamientos para la estabilización de los taludes de corte y/o de lleno en la margen izquierda y derecha de la vía Presa de Colas Sur respectivamente.

Tabla 5.1.7.173 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Presas Colas Sur – Margen Izquierda

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+010 a km 0+168 km 0+297 a km 0+350 km 0+400 a km 0+417 km 0+720 a km 0+760 km 1+370 a km 1+630 km 1+908 a km 1+930 km 2+170 a km 2+213 km 2+550 a km 2+570 km 2+810 a km 2+835 km 2+870 a km 2+930 km 2+973 a km 3+023 km 3+090 a km 3+130 km 3+297 a km 3+313 km 3+393 a km 3+437 km 3+500 a km 3+595 km 3+660 a km 3+673 km 3+760 a km 3+770 km 4+177 a km 4+184	N/A	Banco 1, 2 y 3	Lleno: Geometría 1,5H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+168 a km 0+297 km 0+350 a km 0+400 km 0+417 a km 0+720 km 0+760 a km 1+370 km 1+630 a km 1+908 km 1+930 a km 2+170	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V $H_{máx}$: 10,0 m $Berma_{Mín}$: 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 2+213 a km 2+430 km 2+570 a km 2+810 km 2+835 a km 2+870 km 2+930 a km 2+973 km 3+023 a km 3+090 km 3+130 a km 3+297 km 3+313 a km 3+393 km 3+437 a km 3+500 km 3+595 a km 3+660 km 3+673 a km 3+760 km 3+770 a km 4+177 km 4+184 a km 4+205				
km 4+205 a km 4+260	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V $H_{máx}$: 10,0 m $Berma_{Mín}$: 3,0 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 1,8 m LT=37,0 m, LL= 27,0 m, LB= 10,0m # Filas= 5 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 35,0 m 5° respecto a la horizontal
		Banco 2		Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 1,8 m LT=40,0 m, LL= 30,0 m, LB= 10,0m # Filas= 5 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 24,0 m 5° respecto a la horizontal
		Banco 3		Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.174 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Presas Colas Sur – Margen Derecha

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+010 a km 0+076 km 0+338 a km 0+353 km 0+408 a km 0+415 km 1+375 a km 1+400	N/A	Banco 1	Lleno: Geometría 1,5H:1,0V $H_{máx}$: 10,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 1+530 a km 1+560			$Berma_{Mín}$: 5,0 m	
km 0+076 a km0+170 km 0+275 a km 0+315 km 0+353 a km 0+375 km 0+415 a km 0+430 km 0+460 a km 0+490 km 0+720 a km 0+805 km 1+070 a km 1+120 km 1+220 a km 1+250 km 1+280 a km 1+375 km 1+470 a km 1+530 km 1+560 a km 1+700 km 1+895 a km 1+930 km 2+010 a km 2+255 km 2+350 a km 2+600 km 2+800 a km 2+860 km 2+925 a km 3+100 km 3+185 a km 3+210 km 3+234 a km 3+285 km 3+315 a km 3+435 km 3+460 a km 3+675	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V $H_{máx}$: 10,0 m $Berma_{Mín}$: 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+170 a km 0+275 km 0+650 a km 0+720 km 0+860 a km 1+070 km 1+120 a km 1+220 km 1+780 a km 1+820 km 2+665 a km 2+800	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V $H_{máx}$: 10,0 m $Berma_{Mín}$: 3,0 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m LT=24,0 m, LL= 14,0 m, LB= 10,0m # Filas= 3 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 24,0 m 5° respecto a la horizontal
		Banco 2		Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m LT=20,0 m, LL= 10,0 m, LB= 10,0m # Filas= 2 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 27,0 m 5° respecto a la horizontal
		Banco 3		Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+315 a km 0+338 km 0+375 a km 0+408	N/A	Banco 1	Corte: Geometría	Protección contra la erosión con concreto lanzado con

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+430 a km 0+460 km 0+490 a km 0+528 km 0+542 a km 0+650 km 0+805 a km 0+860 km 1+250 a km 1+280 km 1+400 a km 1+470 km 1+700 a km 1+780 km 1+820 a km 1+895 km 1+930 a km 2+010 km 2+255 a km 2+350			0,75H:1,0V $H_{máx}$: 10,0 m $Berma_{Mín}$: 3,0 m	malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m LT=20,0 m, LL= 10,0 m, LB= 10,0m # Filas= 2 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 27,0 m 5° respecto a la horizontal
km 2+600 a km 2+650 km 2+860 a km 2+925 km 3+100 a km 3+185 km 3+210 a km 3+234 km 3+285 a km 3+315 km 3+435 a km 3+460 km 4+100 a km 4+240		Banco 2		Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 3+675 a km 3+830	km 3+705	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V $H_{máx}$: 10,0 m $Berma_{Mín}$: 3,0 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 4 torones Td=600 kN Sh x Sv = 1,8 m x 2,5 m LT=24,0 m, LL= 12,0 m, LB= 12,0 m # Filas= 3 con pendiente de - 20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 30,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 2		Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 3 torones Td=450 kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m LT=24,0 m, LL= 15,0 m, LB= 9,0 m # Filas= 4 con pendiente de - 20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 30,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 3		Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 3 torones Td=450 kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m LT=27,0 m, LL= 18,0 m, LB= 9,0 m

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
				# Filas= 4 con pendiente de - 15° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 33,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 4		Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 3 torones Td=450 kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m LT=30,0 m, LL= 21,0 m, LB= 9,0 m # Filas= 3 con pendiente de - 15° respecto a la horizontal
km 3+830 a km 4+100	km 3+950	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V $H_{máx}$: 10,0 m $Berma_{Mín}$: 3,0 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 4 torones Td=600 kN Sh x Sv = 1,8 m x 2,0 m LT=27,0 m, LL=15,0 m, LB= 12,0 m # Filas= 4 de anclajes con pendiente de - 20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 27,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 2 y 3		Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 3 torones Td=450 kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,5 m LT=24,0 m, LL=15,0 m, LB= 9,0 m # Filas= 3 de anclajes con pendiente de - 20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 30,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 4		Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 3 torones Td=450 kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,5 m LT=27,0 m, LL=18,0 m, LB= 9,0 m

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
				# Filas= 3 de anclajes con pendiente de - 20° respecto a la horizontal

Fuente: Integral S.A., 2025

e. Vía Decantación

La Tabla 5.1.7.175 y la Tabla 5.1.7.176 presentan la sectorización de los tratamientos para la estabilización de los taludes de corte en la margen izquierda y derecha de la vía Decantación respectivamente.

Tabla 5.1.7.175 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Decantación – Margen Izquierda

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+000 - km 0+043	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m LT=20,0 m, LL= 10,0 m, LB= 10,0m # Filas= 2 con pendiente de - 20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 27,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 2		Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.176 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Decantación – Margen Derecha

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+000 - km 0+043	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

f. Vía Acceso Este a Estación Terminal

La Tabla 5.1.7.177 y la Tabla 5.1.7.178 presentan la sectorización de los tratamientos para la estabilización de los taludes de corte y de lleno en la margen izquierda y derecha de la vía Acceso Este a Estación Terminal respectivamente.

Tabla 5.1.7.177 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Acceso este a Estación Terminal – Margen Izquierda

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+000 a km 0+020 km 0+055 a km 0+070 km 0+250 a km 0+270 km 0+850 a km 0+885 km 1+300 a km 1+362	N/A	Banco 1, 2 y 3	Lleno: Geometría 1,5H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+020 a km 0+055 km 0+070 a km 0+250 km 0+270 a km 0+320 km 0+680 a km 0+760 km 0+885 a km 1+300	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+320 a km 0+680	km 0+540	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,5 m x 2,5 m LT=15,0 m, LL= 5,0 m, LB= 10,0m # Filas= 3 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 18,0 m 5° respecto a la horizontal
		Banco 2		Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+760 a km 0+850	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m LT=20,0 m, LL= 10,0 m, LB= 10,0m # Filas= 4 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 27,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 2		Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.178 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Acceso este a Estación Terminal – Margen Derecha

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+270 a km 0+280 km 0+830 a km 0+860	N/A	Banco 1, 2 y 3	Lleno: Geometría	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 1+065 a km 1+095 km 1+300 a km 1+362			1,5H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	
km 0+195 a km 0+270 km 0+280 a km 0+830 km 1+095 a km 1+300	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+000 a km 0+195 km 0+860 a km 1+065	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m LT=20,0 m, LL= 10,0 m, LB= 10,0m # Filas= 4 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 27,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 2		Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+860 a km 1+065	km 0+970	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,5 m x 2,5 m LT=15,0 m, LL= 5,0 m, LB= 10,0m # Filas= 3 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 18,0 m 5° respecto a la horizontal
		Banco 2		Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

g. Vía Plataforma Ciclones

La Tabla 5.1.7.179 y la Tabla 5.1.7.180 presentan la sectorización de los tratamientos para la estabilización de los taludes de corte y de lleno en la margen izquierda y derecha de la vía Plataforma Ciclones.

Tabla 5.1.7.179 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Plataforma Ciclones – Margen Izquierda

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+000 a km 0+025 km 0+070 a km 0+210 km 0+250 a km 0+310 km 0+362 a km 0+370 km 0+444 a km 0+538	N/A	Banco 1, 2 y 3	Lleno: Geometría 1,5H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+025 a km 0+070 km 0+210 a km 0+250 km 0+310 a km 0+362 km 0+370 a km 0+444	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.180 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Plataforma Ciclones – Margen Derecha

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+134 a km 0+158 km 0+178 a km 0+208 km 0+265 a km 0+280 km 0+454 a km 0+470	N/A	Banco 1, 2 y 3	Lleno: Geometría 1,5H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+020 a km 0+134 km 0+158 a km 0+178 km 0+280 a km 0+325 km 0+435 a km 0+454 km 0+470 a km 0+538	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+208 a km 0+265 km 0+325 a km 0+435	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m LT=20,0 m, LL= 10,0 m, LB= 10,0m # Filas= 2 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 27,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 2		Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

h. Vía Depósito E

La Tabla 5.1.7.181 presenta la sectorización de los tratamientos para la estabilización de los taludes de corte de la vía Depósito E.

Tabla 5.1.7.181 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Depósito E

Tramo	Sección de Análisis	Tratamiento		
km 0+000 a km 0+230 (Margen izquierda)	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+195 a km 0+230 (Margen derecha)	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1V Berma: 3,0 m H: 10 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+105 a km 0+195 (Margen derecha)	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m LT=20,0 m, LL= 10,0 m, LB= 10,0m # Filas= 2 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 27,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 2		Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+000 a km 0+050 (Margen derecha)	km 0+033	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1V Berma: 3,0 m H: 10 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m; LT=20,0 m, LL= 14,0 m, LB= 6,0m # Filas= 4 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 23,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 2	Corte: Geometría 0,75H:1V Berma: 3,0 m H: 10 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m; LT=23,0 m, LL= 17,0 m, LB= 6,0 m # Filas= 4 con pendiente de -20°

Tramo	Sección de Análisis	Tratamiento		
				respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 26,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 3	Corte: Geometría 0,75H:1V Berma: 3,0 m H: 10 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 1 torón Td=150kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m; LT=20,0 m, LL= 14,0 m, LB= 6,0m # Filas= 3 con pendiente de -20° respecto a la horizontal
		Banco 4	Corte: Geometría 0,75H:1V H: 4,3 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+050 a km 0+105 (Margen derecha)	km 0+064	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1V Berma: 3,0 m H: 10 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m; LT=23,0 m, LL= 17,0 m, LB= 6,0m # Filas= 4 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 26,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 2	Corte: Geometría 0,75H:1V Berma: 3,0 m H: 10 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m; LT=23,0 m, LL= 17,0 m, LB= 6,0m # Filas= 2 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 26,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 3	Corte: Geometría 0,75H:1V Berma: 3,0 m H: 10 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
		Banco 4	Corte: Geometría 0,75H:1V H: 6,2 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

i. Vía Bocatoma

La Tabla 5.1.7.182 y Tabla 5.1.7.183 presenta la sectorización de los tratamientos para la estabilización de los taludes de corte y de lleno de la vía Bocatoma en la margen izquierda y derecha respectivamente.

Tabla 5.1.7.182 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Bocatoma – Margen Izquierda

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+000 a km 0+120 km 0+260 a km 0+440 km 0+770 a km 0+790 km 0+965 a km 0+985	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V $H_{máx}$: 10,0 m $Berma_{Mín}$: 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+440 a km 0+565 km 0+910 a km 0+965	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,5 m x 2,5 m LT=15,0 m, LL= 5,0 m, LB= 10,0m # Filas= 3 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 18,0 m 5° respecto a la horizontal
		Banco 2		Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+120 a km 0+260	km 0+220	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V $H_{máx}$: 10,0 m $Berma_{Mín}$: 3,0 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=150 kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m LT=12,0 m, LL= 6,0 m, LB= 6,0 m # Filas= 2 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 15,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 2		Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300 kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m LT=16,0 m, LL= 10,0 m, LB= 6,0 m # Filas= 3 con pendiente de

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
				- 20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 21,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 3		Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=150 kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m LT=15,0 m, LL= 9,0 m, LB= 6,0 m # Filas= 2 con pendiente de - 20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 18,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 4		Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+565 a km 0+770	km 0+685	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V $H_{máx}$: 10,0 m $Berma_{Mín}$: 3,0 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300 kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m LT=14,0 m, LL= 8,0 m, LB= 6,0 m # Filas= 3 con pendiente de - 20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 24,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 2		Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300 kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m LT=21,0 m, LL= 12,6 m, LB=0,4LT (8,4 m) # Filas= 4 con pendiente de - 20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 27,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 3		Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300 kN

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
				Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m LT=32,0 m, LL= 19,2 m, LB=0,4LT (12,8 m) # Filas= 3 con pendiente de - 20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 36,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 4		Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+790 a km 0+850	km 0+830	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V $H_{máx}$: 10,0 m $Berma_{Mín}$: 3,0 m	Protección contra erosión con hidrosiembra # Filas= 2 de drenes de 9,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 2		Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 3 torones Td=450 kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m LT=17,0 m, LL= 8,0 m, LB= 9,0 m # Filas= 2 con pendiente de - 20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 27,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 3		Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 3 torones Td=450 kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m LT=28,0 m, LL= 19,0 m, LB= 9,0 m # Filas= 3 con pendiente de - 20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 27,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 4		Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+850 a km 0+910	km 0+860	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V $H_{máx}$: 10,0 m $Berma_{Mín}$: 3,0 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300 kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m LT=11,0 m, LL=5,0 m, LB=6,0 m

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
				# Filas= 2 con pendiente de - 15° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 18,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 2		Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300 kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m LT=19,0 m, LL=13,0 m, LB=6,0 m # Filas= 3 con pendiente de - 15° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 30,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 3		Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=150 kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m LT=15,0 m, LL=9,0 m, LB=6,0 m # Filas= 2 con pendiente de - 15° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 18,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 4		Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.183 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Bocatoma – Margen Izquierda

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+095 a km 0+120 km 0+280 a km 0+445 km 0+765 a km 0+785 km 0+955 a km 0+968	N/A	Banco 1, 2 y 3	Lleno: Geometría 1,5H:1,0V $H_{máx}$: 10,0 m $Berma_{Mín}$: 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+000 a km 0+050 km 0+120 a km 0+280 km 0+445 a km 0+765	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+785 a km 0+955 km 0+968 a km 0+991			$H_{máx}$: 10,0 m $Berma_{Mín}$: 3,0 m	
km 0+050 a km 0+095	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,5 m x 2,5 m LT=15,0 m, LL= 5,0 m, LB= 10,0m # Filas= 3 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 18,0 m 5° respecto a la horizontal
		Banco 2		Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

j. Vía Depósito K

La Tabla 5.1.7.184 y la Tabla 5.1.7.185 presenta la sectorización de los tratamientos para la margen izquierda y la margen derecha de los taludes de corte y de lleno de la Vía Depósito K.

Tabla 5.1.7.184 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Depósito K – Margen Izquierda

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+010 a km 0+139	N/A	Banco 1	Lleno: Geometría 1,5H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.185 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Depósito K – Margen Derecha

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+000 a km 0+030 km 0+060 a km 0+139	N/A	Banco 1	Lleno: Geometría 1,5H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

k. Vía Minera ROM

La Tabla 5.1.7.186 y la Tabla 5.1.7.187 presenta la sectorización de los tratamientos para la margen izquierda y la margen derecha de los taludes de corte y de lleno de la vía minera ROM respectivamente.

Tabla 5.1.7.186 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Minera ROM – Margen Izquierda

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+015 a km 0+145 km 0+270 a km 0+625 km 0+795 a km 0+845 km 1+180 a km 1+380	km 1+220 km 1+265	Banco 1, 2 y 3	Lleno: Geometría 2,0H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+000 a km 0+015 km 0+145 a km 0+270 km 1+000 a km 1+180	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+625 a km 0+795 km 0+845 a km 1+000	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m LT=20,0 m, LL= 10,0 m, LB= 10,0m # Filas= 4 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 27,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 2		Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.187 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Minera ROM – Margen Derecha

Tramo	Sección de Análisis	Tratamiento		
km 0+000 - km 0+640 km 1+020 - km 1+070 km 1+180 - km 1+425	km 1+050 km 1+220 km 1+265	Banco 1, 2 y 3	Lleno: Geometría 1,5H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con hidrosiembra
km 1+070 - km 1+180 km 1+425 - km 1+500	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Tramo	Sección de Análisis	Tratamiento		
km 0+640 a km 1+020 (Tramo de interacción con PIT)	km 0+850	Banco 1, 2 y 3	Corte: Geometría 1,25H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra) Cuando se configuran 3 bancos de corte, en los Bancos 1 y 2 se deberán instalar 2 Filas de drenes desde la base de 20,0 m 5° respecto a la horizontal Cuando se configuran 2 bancos de corte, en el Bancos 1 se deberán instalar 2 Filas de drenes desde la base de 20,0 m 5° respecto a la horizontal Cuando se configura 1 banco de corte, no requiere filas de drenajes.

Fuente: Integral S.A., 2025

I. Vía Acceso El Torito

La Tabla 5.1.7.188 y la Tabla 5.1.7.189 presentan la sectorización de los tratamientos para la estabilización de los taludes de corte de la vía Acceso El Torito.

Tabla 5.1.7.188 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Acceso El Torito – Margen Izquierda

Tramo	Sección de Análisis	Tratamiento		
km 0+000 a km 0+010 km 0+035 a km 0+285 km 0+385 a km 0+410 km 0+460 a km 0+495 km 0+775 a km 0+810 km 0+870 a km 1+060 km 1+070 a km 1+100 km 1+205 a km 1+215	km 0+500	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1V Berma: 3,0 m H: 10 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+410 a km 0+420	N/A	Banco 1, 2 y 3	Lleno: Geometría 1,5H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+515 a km 0+575 km 1+100 a km 1+205 km 1+330 a km 1+418	km 0+535	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1V Berma: 3,0 m H: 10 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m; LT=17,0 m, LL= 11,0 m, LB= 6,0m # Filas= 3 con pendiente de -20° respecto a la horizontal

Tramo	Sección de Análisis	Tratamiento		
				# Filas= 2 de drenes de 20,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 2	Corte: Geometría 0,75H:1V Berma: 3,0 m H: 10 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m; LT=18,0 m, LL= 12,0 m, LB= 6,0m # Filas= 1 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 1 de drenes de 20,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 3	Corte: Geometría 0,75H:1V Berma: 3,0 m H< 10 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+010 a km 0+035 km 0+285 a km 0+385 km 0+420 a km 0+460 km 0+495 a km 0+515 km 0+575 a km 0+775 km 0+810 a km 0+870 km 1+060 a km 1+070 km 1+205 a km 1+330	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1V Berma: 3,0 m H: 10 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m; LT=20,0 m, LL= 14,0 m, LB= 6,0m # Filas= 4 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 23,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 2	Corte: Geometría 0,75H:1V Berma: 3,0 m H< 10 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.189 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Acceso El Torito – Margen Derecha

Tramo	Sección de Análisis	Tratamiento		
km 0+000 a km 1+365	km 0+535	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1V Berma: 3,0 m H: 10 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 1+365 a km 1+418	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1V	Protección contra la erosión con concreto

Tramo	Sección de Análisis	Tratamiento		
			Berma: 3,0 m H: 10 m	lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m; LT=20,0 m, LL= 14,0 m, LB= 6,0m # Filas= 4 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 23,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 2		Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

m. Vía Presa de Colas Norte

La Tabla 5.1.7.190 y la Tabla 5.1.7.191 presentan la sectorización de los tratamientos para la margen izquierda y la margen derecha de los taludes de corte y de lleno de la vía Presa de Colas Norte respectivamente.

Tabla 5.1.7.190 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Presas Colas Norte – Margen Izquierda

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+000 a km 0+230 km 0+355 a km 0+370 km 0+508 a km 0+515 km 0+620 a km 0+635	N/A	Banco 1, 2 y 3	Lleno: Geometría 1,5H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+035 a km 0+065 km 0+160 a km 0+205 km 0+230 a km 0+355 km 0+370 a km 0+508 km 0+570 a km 0+620 km 0+635 a km 1+305 km 3+150 a km 3+345	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+065 a km 0+160	km 0+122	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	De acuerdo con el potencial de formación de cuñas, se deberá aplicar pernos de 1” localizados con malla de alambre de acero de alto límite elástico (área de taludes en roca por tratar es de aproximadamente el 40%,

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
				separación horizontal y vertical de 2,0 m
		Banco 2		Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 3 torones Td=450kN Sh x Sv = 2,5 m x 2,5 m LT=15,0 m, LL= 6,0 m, LB= 9,0m # Filas= 2 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 18,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 3		Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,5 m x 2,5 m LT=16,0 m, LL= 6,0 m, LB= 10,0m # Filas= 2 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 19,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 4		Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+520 a km 0+570 km 1+305 a km 1+340 km 1+420 a km 1+480 km 1+908 a km 1+930 km 3+050 a km 3+100	N/A	Banco 1	Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m LT=20,0 m, LL= 10,0 m, LB= 10,0m # Filas= 4 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 27,0 m, 5° respecto a la horizontal

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
		Banco 2		Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 1+930 a km 2+720	km 2+005	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 3 torones Td=450kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m LT=21,0 m, LL= 12,0 m, LB= 9,0m # Filas= 4 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 24,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 2		Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,5 m LT=24,0 m, LL= 14,0 m, LB= 10,0m # Filas= 3 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 27,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 3		Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,5 m LT=27,0 m, LL= 17,0 m, LB= 10,0m # Filas= 3 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 30,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 4		Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 1+340 a km 1+420 km 1+480 a km 1+908 km 2+720 a km 2+810	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 1,8 m LT=37,0 m, LL= 27,0 m, LB= 10,0m # Filas= 5 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 35,0 m 5° respecto a la horizontal
		Banco 2		Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 1,8 m LT=40,0 m, LL= 30,0 m, LB= 10,0m # Filas= 5 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 24,0 m 5° respecto a la horizontal
		Banco 3		Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 2+810 a km 3+050	km 2+905	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 3 torones Td=450kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m LT=17,0 m, LL= 8,0 m, LB= 9,0m # Filas= 3 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 20,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 2		Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
				sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m LT=26,0 m, LL= 16,0 m, LB= 10,0m # Filas= 3 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 29,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 3		Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m LT=30,0 m, LL= 20,0 m, LB= 10,0m # Filas= 4 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 33,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 4		Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.191 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Presas Colas Norte – Margen Derecha

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+022 a km 0+050 km 1+235 a km 3+155 km 3+240 a km 3+345	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+050 a km 0+220	km 0+122	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 3 torones Td=450kN Sh x Sv = 2,5 m x 2,0 m LT=20,0 m, LL= 11,0 m, LB=
		Banco 2		

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
				9,0m # Filas= 3 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 23,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 3		Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,5 m x 2,5 m LT=18,0 m, LL= 8,0 m, LB= 10,0m # Filas= 2 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 21,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 4		Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+520 a km 0+600 km 0+630 a km 0+690	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 1,8 m LT=37,0 m, LL= 27,0 m, LB= 10,0m # Filas= 5 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 35,0 m 5° respecto a la horizontal
		Banco 2		Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 1,8 m LT=40,0 m, LL= 30,0 m, LB= 10,0m # Filas= 5 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 24,0 m 5° respecto a la horizontal
		Banco 3		Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+600 a km 0+630 km 0+715 a km 1+230 km 3+155 a km 3+240	N/A	Banco 1	Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m LT=20,0 m, LL= 10,0 m, LB= 10,0m # Filas= 4 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 27,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 2		Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+225 a km 0+385	km 0+335	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 3 torones Td=450kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,5 m LT=17,0 m, LL= 8,0 m, LB= 9,0m # Filas= 3 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 20,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 2		Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,5 m LT=20,0 m, LL= 10,0 m, LB= 10,0m # Filas= 3 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 23,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 3		Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,5 m LT=23,0 m, LL= 13,0 m, LB= 10,0m # Filas= 3 con pendiente de -20° respecto a la horizontal

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
				# Filas= 2 de drenes de 26,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 4		Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+385 a km 0+520	km 0+475	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 3 torones Td=450kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,5 m LT=18,0 m, LL= 9,0 m, LB= 9,0m # Filas= 4 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 21,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 2		Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 3 torones Td=450kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,5 m LT=21,0 m, LL= 12,0 m, LB= 9,0m # Filas= 4 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 24,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 3		Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 4 torones Td=600kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,5 m LT=30,0 m, LL= 18,0 m, LB= 12,0m # Filas= 4 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 33,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 4		Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 3 torones Td=450kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,5 m LT=30,0 m, LL= 21,0 m, LB= 9,0m

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
				# Filas= 4 con pendiente de -20° respecto a la horizontal
		Banco 5		Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

n. Vía Carriles Cambio de Velocidad

La Tabla 5.1.7.192 presenta la sectorización de los tratamientos para la margen derecha de los taludes de corte de la vía Carriles Cambio de Velocidad.

Tabla 5.1.7.192 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Carriles Cambio de Velocidad – Margen Derecha

Tramo	Sección de Análisis	Tratamiento		
km 0+000 a km 0+015 km 0+105 a km 0+130	N/A	Banco 1	Lleno: Geometría 1,5H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+015 a km 0+040 km 0+088 a km 0+105 km 0+130 a km 0+141	N/A	Banco 1	Corte: Banco 1: Inclinación 0,75H:1V - Altura 10 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

o. Vía Sedimentador La Colorada

La Tabla 5.1.7.193 y la Tabla 5.1.7.194 presentan la sectorización de los tratamientos para la estabilización de los taludes de corte y de lleno en la margen izquierda y derecha de la vía Sedimentador La Colorada.

Tabla 5.1.7.193 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Sedimentador La Colorada – Margen Izquierda

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+030 - km 0+066	N/A	Banco 1	Corte: Banco 1: Geometría 0,75H:1V Altura 10 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+066 a km 0+250	N/A	Banco 1	Lleno: Geometría 1,5H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.194 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Sedimentador La Colorada – Margen Derecha

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+015 - km 0+081	N/A	Banco 1	Lleno: Geometría 1,5H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

p. Vía Sedimentador San Antonio

La Tabla 5.1.7.195 y la Tabla 5.1.7.196 presentan la sectorización de los tratamientos para la estabilización de los taludes de corte y de lleno en la margen izquierda y derecha de la vía Sedimentador San Antonio.

Tabla 5.1.7.195 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Sedimentador San Antonio – Margen Izquierda

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+005 a km 0+050 km 0+175 a km 0+190 km 0+300 a km 0+335	N/A	Banco 1	Lleno: Geometría 1,5H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+050 a km 0+100 km 0+190 a km 0+285	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1V H: 10 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.196 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Sedimentador San Antonio – Margen Derecha

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+005 a km 0+070 km 0+083 a km 0+115 km 0+135 a km 0+240 km 0+270 a km 0+335	N/A	Banco 1	Lleno: Geometría 1,5H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+070 a km 0+083 km 0+115 a km 0+135 km 0+240 a km 0+270	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1V H: 10 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

q. Vía Sedimentador El Banco

La Tabla 5.1.7.197 y la Tabla 5.1.7.198 presentan la sectorización de los tratamientos para la estabilización de los taludes de corte y de lleno en la margen izquierda y derecha de la vía Sedimentador El Banco.

Tabla 5.1.7.197 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Sedimentador El Banco – Margen Izquierda

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+010 a km 0+098	N/A	Banco 1	Lleno: Geometría 1,5H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.198 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Sedimentador El Banco – Margen Derecha

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+000 a km 0+030 km 0+040 a km 0+060	N/A	Banco 1	Lleno: Geometría 1,5H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+000 a km 0+035	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1V H: 10 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

r. Vía La Bateíta

En la Tabla 5.1.7.199 y Tabla 5.1.7.200 se presenta la sectorización de los tratamientos para la estabilización de los taludes de lleno y corte de la vía la Bateíta para ambas márgenes.

Tabla 5.1.7.199 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía La Bateíta – Margen izquierda

Tramo	Sección de Análisis	Tratamiento		
km 0+000 a km 0+045 km 0+060 a km 0+098 km 0+115 a km 0+130 km 0+225 a km 0+370 km 0+390 a km 0+435	N/A	Banco 1	Lleno: Geometría 1,5H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+045 a km 0+060 km 0+098 a km 0+115 km 0+130 a km 0+225 km 0+370 a km 0+390 km 0+435 a km 0+468	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.200 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía La Bateíta – Margen derecha

Tramo	Sección de Análisis	Tratamiento		
km 0+000 a km 0+468	N/A	Banco 1	Lleno: Geometría 1,5H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

s. Vía Depósito El Torito

La Tabla 5.1.7.201 y la Tabla 5.1.7.202 presentan la sectorización de los tratamientos para la estabilización de los taludes de corte y de lleno en la margen izquierda y derecha de la vía Depósito Torito.

Tabla 5.1.7.201 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Depósito Torito – Margen Izquierda

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+000 a km 0+105	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m LT=20,0 m, LL= 10,0 m, LB= 10,0m # Filas= 4 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 27,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 2		Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+105 a km 0+249	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.202 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Depósito Torito – Margen Derecha

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+040 a km 0+248	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

t. Vía Ciclones Baja

La Tabla 5.1.7.203 y la Tabla 5.1.7.204 presentan la sectorización de los tratamientos para la estabilización de los taludes de corte y de lleno en la margen izquierda y derecha de la vía Ciclones Baja.

Tabla 5.1.7.203 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Ciclones Baja – Margen Izquierda

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+165 a km 0+195	N/A	Banco 1, 2 y 3	Lleno: Geometría 1,5H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+000 a km 0+165 km 0+195 a km 0+285	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.204 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Ciclones Baja – Margen Derecha

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+000 a km 0+220	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+220 a km 0+285	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m LT=20,0 m, LL= 10,0 m, LB= 10,0m # Filas= 2 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 27,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 2		Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

u. Vía Balsal Existente

La Tabla 5.1.7.205 y la Tabla 5.1.7.206 presentan la sectorización de los tratamientos para la estabilización de los taludes de corte y de lleno en la margen izquierda y derecha de la vía Balsal Existente.

Tabla 5.1.7.205 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Balsal Existente – Margen Izquierda

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+020 a km 0+320 km 0+360 a km 0+370 km 0+420 a km 0+575 km 0+705 a km 0+750 km 0+860 a km 1+075 km 1+100 a km 1+145 km 1+180 a km 1+325 km 1+390 a km 1+425 km 1+455 a km 1+500 km 1+550 a km 1+640 km 1+765 a km 1+775 km 2+080 a km 2+090	N/A	Banco 1, 2 y 3	Lleno: Geometría 1,5H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+000 a km 0+020 km 0+320 a km 0+360 km 0+370 a km 0+420 km 0+575 a km 0+705 km 0+750 a km 0+860 km 1+075 a km 1+100 km 1+145 a km 1+180 km 1+325 a km 1+390 km 1+425 a km 1+455 km 1+500 a km 1+550 km 1+640 a km 1+765 km 1+775 a km 2+080 km 2+090 a km 2+126	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025.

Tabla 5.1.7.206 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Balsal Existente – Margen Derecha

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+040 a km 0+145 km 0+230 a km 0+370 km 0+385 a km 0+410 km 0+435 a km 0+460 km 0+595 a km 0+715 km 0+745 a km 0+755 km 1+000 a km 1+225 km 1+415 a km 1+585 km 1+600 a km 1+640	N/A	Banco 1, 2 y 3	Lleno: Geometría 1,5H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+000 a km 0+040 km 0+145 a km 0+230 km 0+370 a km 0+385 km 0+410 a km 0+435 km 0+460 a km 0+595 km 0+715 a km 0+745 km 0+755 a km 1+000 km 1+225 a km 1+415 km 1+585 a km 1+600 km 1+640 a km 2+126	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

v. Vía Sustitutiva Cristales

En la Tabla 5.1.7.207 y

Tabla 5.1.7.208 se presenta de los tratamientos de margen izquierda y derecha respectivamente para la estabilización de los taludes de corte de la vía Sustitutiva Cristales.

Tabla 5.1.7.207 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Sustitutiva Cristales – Margen izquierda

Tramo	Sección de Análisis	Tratamiento		
km 0+035 a km 0+055 km 1+510 a km 1+525 km 2+550 a km 2+570 km 2+780 a km 2+800 km 2+915 a km 2+930 km 2+980 a km 3+000 km 3+060 a km 3+095	N/A	Banco 1, 2 y 3	Lleno: Geometría 1,5H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+005 a km 0+035 km 0+055 a km 0+400 km 0+460 a km 0+625 km 0+700 a km 0+785 km 0+850 a km 1+160 km 1+300 a km 1+510 km 1+675 a km 2+000 km 2+115 a km 2+140 km 2+165 a km 2+550 km 2+570 a km 2+780 km 2+800 a km 2+915 km 2+930 a km 2+980 km 3+000 a km 3+060 km 3+095 a km 3+190 km 3+320 a km 3+620 km 3+745 a km 3+949	km 0+330	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1V Berma: 3,0 m H: 10 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+400 a km 0+460	km 0+435	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1V	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 3 torones

Tramo	Sección de Análisis	Tratamiento		
			Berma: 3,0 m H: 10 m	Td=450kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m; LT=22,0 m, LL= 13,0 m, LB= 9,0m # Filas= 4 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 25,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 2	Corte: Geometría 0,75H:1V Berma: 3,0 m H: 10 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m; LT=18,0 m, LL= 12,0 m, LB= 6,0m # Filas= 2 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 21,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 3	Corte: Geometría 0,75H:1V Berma: 3,0 m H<10 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+625 a km 0+700	km 0+660	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1V Berma: 3,0 m H: 10 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 1 torón Td=150kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m; LT=12,0 m, LL= 6,0 m, LB= 6,0m # Filas= 2 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 15,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 2	Corte: Geometría 0,75H:1V Berma: 3,0 m H<10 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+785 a km 0+850	km 0+824	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1V Berma: 3,0 m H: 10 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m; LT=16,0 m, LL= 10,0 m, LB= 6,0m

Tramo	Sección de Análisis	Tratamiento		
				# Filas= 2 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 19,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 2	Corte: Geometría 0,75H:1V Berma: 3,0 m H<10 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 1+160 a km 1+300	km 1+260	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1V Berma: 3,0 m H: 10 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 1 torón Td=150kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m; LT=8,0 m, LL= 2,0 m, LB= 6,0m # Filas= 1 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 1 de drenes de 15,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 2	Corte: Geometría 0,75H:1V Berma: 3,0 m H<10 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 1+525 a km 1+675	km 1+650	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1V Berma: 3,0 m H: 10 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 1 torón Td=150kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m; LT=10,0 m, LL= 4,0 m, LB= 6,0m # Filas= 2 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 15,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 2		Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 2+000 a km 2+115 km 2+140 a km 2+165	km 2+070	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1V Berma: 3,0 m H: 10 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m; LT=23,0 m, LL= 17,0 m, LB= 6,0m # Filas= 2 con pendiente de -20° respecto a la horizontal

Tramo	Sección de Análisis	Tratamiento		
				# Filas= 2 de drenes de 26,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 2	Corte: Geometría 0,75H:1V Berma: 3,0 m H<10 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 3+190 a km 3+240	km 3+210	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1V Berma: 3,0 m H: 10 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m; LT=21,0 m, LL= 15,0 m, LB= 6,0m # Filas= 3 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 24,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 2	Corte: Geometría 0,75H:1V Berma: 3,0 m H<10 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 3+240 a km 3+320	km 3+280	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1V Berma: 3,0 m H< 10 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m; LT=25,0 m, LL= 19,0 m, LB= 6,0m # Filas= 1 con pendiente de -20° respecto a la horizontal
km 3+620 a km 3+745	km 3+654	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1V Berma: 3,0 m H: 10 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 1 torón Td=150kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m; LT=10,0 m, LL= 4,0 m, LB= 6,0m # Filas= 2 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 15,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 2		Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.208 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Sustitutiva Cristales – Margen derecha

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+030 a km 0+060 km 0+150 a km 0+200 km 1+470 a km 1+535 km 2+200 a km 2+230 km 3+885 a km 3+930	N/A	Banco 1, 2 y 3	Lleno: Geometría 1,5H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+005 a km 0+030 km 0+060 a km 0+150 km 0+200 a km 1+470 km 1+535 a km 2+200 km 2+230 a km 3+885 km 3+930 a km 3+949	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

w. Vía cresta sedimentador San Antonio

La Tabla 5.1.7.209 presenta la sectorización de los tratamientos para la estabilización de los taludes de corte en la margen izquierda de la vía Acceso Palestina y, asimismo, en la Tabla 5.1.7.210 se presentan los tratamientos para la margen derecha.

Tabla 5.1.7.209 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Cresta Sedimentador San Antonio – Margen Izquierda

Tramo	Sección de Análisis	Tratamiento		
km 0+000 a km 0+035	km 0+330	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1V Berma: 3,0 m H: 10 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+035 a km 0+077	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1V Berma: 3,0 m H: 10 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 3 torones Td=450kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m; LT=22,0 m, LL= 13,0 m, LB= 9,0m # Filas= 4 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 25,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 2	Corte: Geometría 0,75H:1V Berma: 3,0 m H: 10 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN

Tramo	Sección de Análisis	Tratamiento		
				Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m; LT=18,0 m, LL= 12,0 m, LB= 6,0m # Filas= 2 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 21,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 3	Corte: Geometría 0,75H:1V Berma: 3,0 m H<10 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

Tabla 5.1.7.210 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Cresta Sedimentador San Antonio – Margen Derecha

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+015 a km 0+025	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+025 a km 0+071	N/A	Banco 1	Lleno: Geometría 1,5H:1V Berma: 3,0 m H: 10 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

x. Vía cresta sedimentador El Banco

La Tabla 5.1.7.211 presenta la sectorización de los tratamientos para la estabilización de los taludes de corte y/o lleno en la margen derecha e izquierda de la vía Cresta Sedimentador El Banco.

Tabla 5.1.7.211 Resumen de sectorización de tratamientos – Vía Cresta Sedimentador El Banco – Márgenes Derecha e Izquierda

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+000 a km 0+015 km 0+060 a km 0+070	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+090 a km 0+112				
km 0+015 a km 0+060 km 0+070 a km 0+090	N/A	Banco 1	Lleno: Geometría 1,5H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

y. Vía Acceso Palestina

La Tabla 5.1.7.212 presenta la sectorización de los tratamientos para la estabilización de los taludes de corte y/o lleno en ambas márgenes de la vía Acceso Palestina.

Tabla 5.1.7.212 Resumen de sectorización de tratamiento – Vía Acceso Palestina – Margen Derecha

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+000 a km 0+020 (Margen izquierda)	N/A	Banco 1	Lleno: Geometría 1,5H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+020 a km 0+185 (Margen izquierda)	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+000 a km 0+010 (Margen derecha)	N/A	Banco 1	Lleno: Geometría 1,5H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+010 a km 0+045 km 0+095 a km 0+170 (Margen derecha)	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+045 a km 0+095 km 0+170 a km 0+220 (Margen derecha)	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m LT=20,0 m, LL= 10,0 m, LB= 10,0m # Filas= 4 con pendiente de -20° respecto a la horizontal

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
				# Filas= 2 de drenes de 27,0 m, 5° respecto a la horizontal
		Banco 2		Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

z. Vía Cantera

La Tabla 5.1.7.213 presenta la sectorización de los tratamientos para la estabilización de los taludes de corte en la margen derecha e izquierda de la vía Cantera.

Tabla 5.1.7.213 Resumen de sectorización de tratamientos – Vía Cantera – Márgenes Derecha e Izquierda

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+000 a km 0+136 (Margen izquierda) km 0+000 a km 0+120 (Margen derecha)	N/A	Banco 1	Lleno: Geometría 1,5H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+120 a km 0+136 (Margen derecha)	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

aa. Vía Plataforma Ciclones

La Tabla 5.1.7.214 presenta la sectorización de los tratamientos para la estabilización de los taludes de lleno y de corte en la margen derecha e izquierda de la vía Plataforma Ciclones.

Tabla 5.1.7.214 Resumen de sectorización de tratamientos – Vía Plataforma Ciclones – Márgenes Derecha e Izquierda

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
km 0+000 a km 0+538 (Margen izquierda)	0+150	Banco 1	Lleno: Geometría 1,5H:1,0V H: 10,0 m Berma 3,0 m	Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)
km 0+330 a km 0+450 (Margen derecha)	N/A	Banco 1	Corte: Geometría 0,75H:1,0V	Protección contra la erosión con concreto lanzado con malla y fibra sintética. Soporte activo cable 2 torones

Tramo	Sección de análisis	Tratamiento		
			H: 10,0 m Berma 3,0 m	Td=300kN Sh x Sv = 2,0 m x 2,0 m LT=20,0 m, LL= 10,0 m, LB= 10,0m # Filas= 2 con pendiente de -20° respecto a la horizontal # Filas= 2 de drenes de 27,0 m 5° respecto a la horizontal
	N/A	Banco 2		Protección contra erosión con revegetalización (hidrosiembra)

Fuente: Integral S.A., 2025

5.1.7.6.6 Plataforma Principal

A. Caracterización del nivel freático y del efecto de la precipitación

En la zona definida en el 2024-2025 para la Planta de Procesamiento existe limitada información piezométrica que permita realizar un monitoreo continuo de las condiciones del nivel freático, sin embargo, en el área se hallaron dos pozos de monitoreo nombrados como PZA-12-01 y PZR-12-03, los cuales se consideraron para la definición del nivel del agua. De acuerdo con Golder Associates Colombia S.A.S. (2017) el nivel piezómetro para el pozo de monitoreo PZA-12-01 se encuentra en la cota 821,5 m s.n.m., mientras que el nivel piezómetro para el pozo de monitoreo PZR-12-03 se encuentra en la cota 812,2 m s.n.m. La Tabla 5.1.7.151 muestra las coordenadas y los resultados.

Tabla 5.1.7.215 Datos de niveles freáticos en la zona de la Planta de Procesamiento.

Nombre	Este	Norte	Cota (m s.n.m.)	Nivel freático (m s.n.m.)
PZA-12-01	4789697,28	2277901,69	850	821,5
PZR-12-03	4789858,95	2277757,94	876	812,2

Fuente: Integral S.A., 2025

Con base en los niveles tomados durante el proceso de perforaciones, se construyeron los perfiles freáticos esquemáticos (normales) que se muestran y analizan en el literal B, sin embargo, es necesario aclarar que estas lecturas de los niveles tomadas durante el proceso de perforación pueden estar alteradas por el uso de agua y fluidos de manera constante, además, los pozos no tuvieron un reposo significativo para tomar dichas lecturas de manera más acertada.

Se recomienda complementar la instrumentación de cada sector mediante la instalación de piezómetros para verificar la variación del nivel freático al menos durante un año para el complemento de los insumos de ingeniería de etapas posteriores y de control ambiental y civil de construcción y operación.

Efecto de la precipitación sobre el nivel freático

Siguiendo la metodología descrita en el numeral 5.1.7.6.3, a continuación, se presenta la estimación del cambio del nivel freático por efecto de la precipitación con Tr de 20 años. En la Tabla 5.1.7.146 se reporta el nivel freático tomado de los perfiles esquemáticos

mencionados anteriormente y los parámetros claves fijados por el (Servicio Geológico Colombiano (2016).

Es importante destacar que el uso futuro del suelo en la plataforma se clasifica principalmente en dos categorías: Distritos Industriales y Áreas Abiertas en Condiciones Aceptables. Esta clasificación responde a la coexistencia de obras de infraestructura con zonas sin intervención directa dentro de la plataforma. En este contexto, el escenario más crítico está representado por las Áreas Abiertas, ya que presentan un mayor potencial de incremento del nivel freático. Por esta razón, dicho uso de suelo fue considerado como base para la estimación del incremento.

Tabla 5.1.7.216 Estimación del incremento del nivel freático por efecto de la precipitación con periodo de retorno de 20 años

Estimación del incremento del nivel freático	
Datos iniciales	
Nivel freático Promedio -por debajo de la superficie (P_f)	18m
Cobertura promedio según zonificación ambiental (proyectada)	Zonas industriales o comerciales y redes de comunicación
Datos obtenidos por medio de la guía metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa:	
Grupo hidrológico del suelo	Grupo C: Suelos francoarcillosos, francoarenosos poco profundos, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con alto contenido de arcillas.
Uso del suelo según metodología del SGC	Áreas abiertas - Condiciones aceptables: cubierta en pasto (50 al 75 %)
Aplicación del procedimiento propuesto por el SGC	
Número de curva según grupo hidrológico y uso del suelo	79
Desviación, expresada en términos de CV ($CV\ P_f$)	0,082
Intensidad de lluvia para un Tr=20 años (I_{i20})	60
Profundidad del Nivel freático asociado a Tr=20 años (P_{f20})	15,5 m
Incremento del nivel freático	2,5 m

Fuente: Integral S.A., 2025

B. Análisis de estabilidad

Para los análisis se seleccionaron seis secciones representativas para la estabilidad general de La Plataforma Principal, identificadas con letras de la “A” a la “F”. Estas secciones se presentan a continuación en la Figura 5.1.7.142.

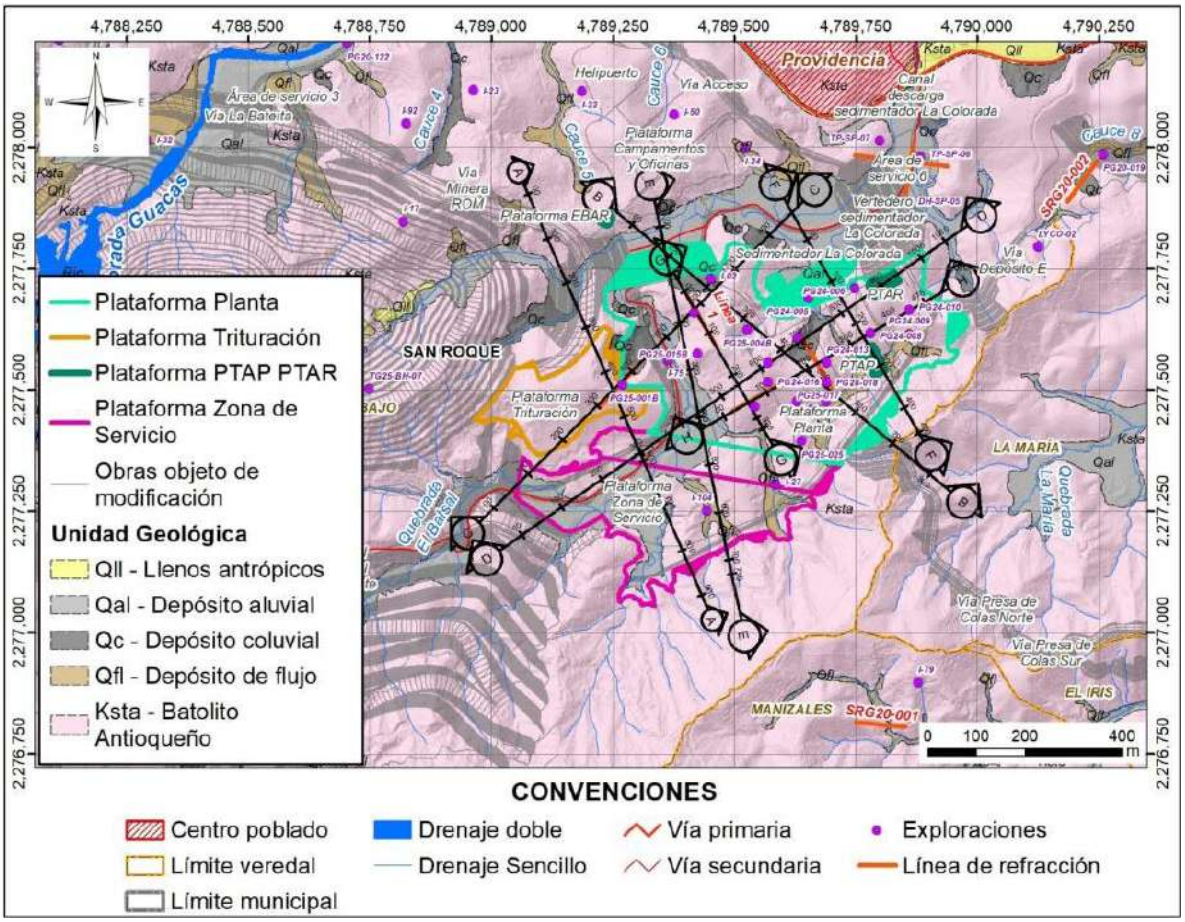


Figura 5.1.7.142 Localización en planta de la Plataforma Principal con las secciones de interés para los análisis geotécnicos

Fuente: Integral S.A., 2025

Con el fin de facilitar la comprensión e identificación de los taludes analizados y los soportes propuestos, se nombraron los llenos y los cortes como se puede visualizar en la Figura 5.1.7.143.

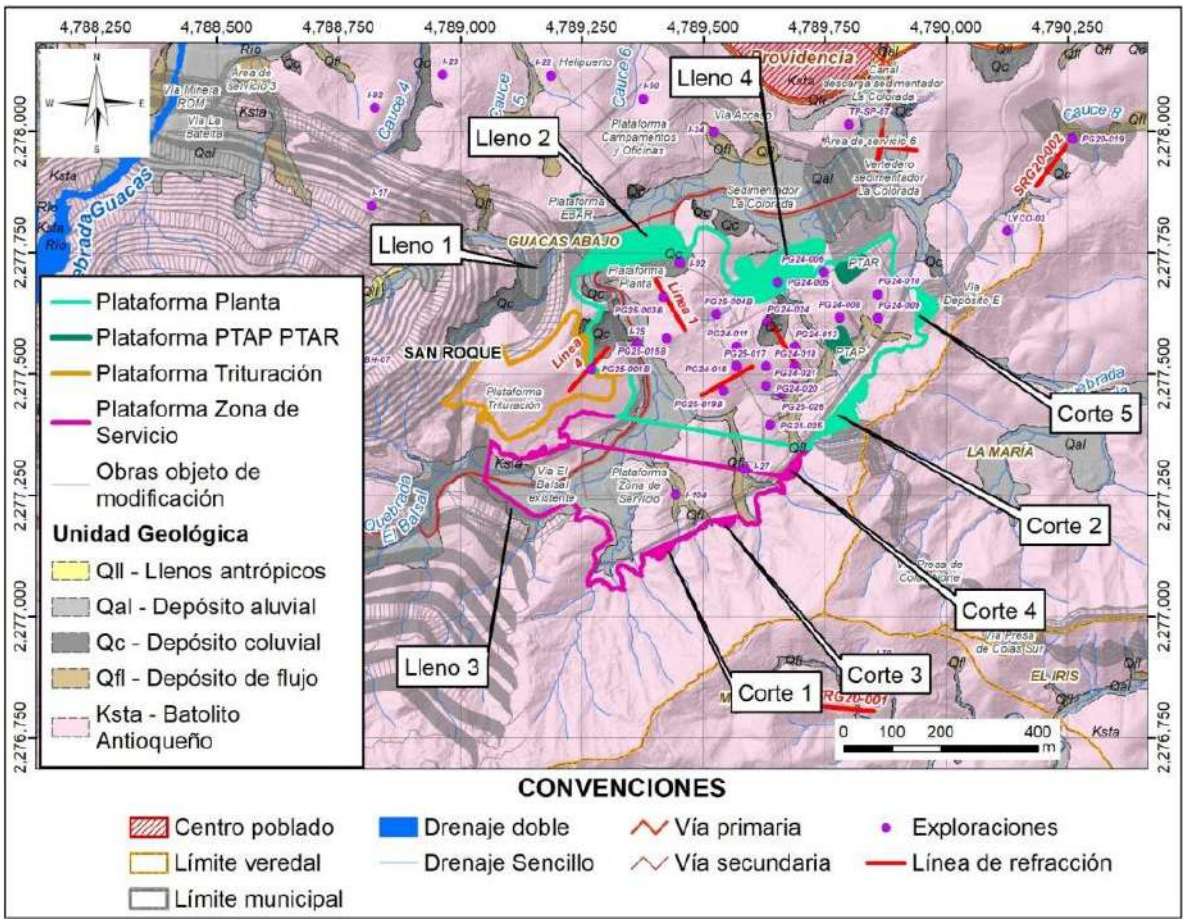


Figura 5.1.7.143 Localización en planta de la Plataforma Principal con la numeración de los taludes de corte y llenos analizados

Fuente: Integral S.A., 2025

A modo de ejemplo, se presenta a continuación los resultados para el perfil E el cual contiene el lleno 2, como talud representativo de los análisis (los demás análisis se encuentran en ANEXOS_CARACTERIZACION_GEOTECNIA_PLATA_PLANTA_AXO_B):

a. Terreno natural

En el escenario correspondiente al terreno natural presentado en Figura 5.1.7.144, se anticipan factores de seguridad del orden de 1,3 pues en la dirección del perfil B no se evidencian procesos activos. Cabe señalar que en los perfiles B y E se identifican depósitos coluviales en las zonas donde se localizan los llenos, por tanto se procedió con la calibración de los parámetros geotécnicos de dicho material mediante un análisis regresivo de tal manera que se cumpla con el factor de seguridad objetivo de 1,3. Para lograr un factor de seguridad superior a 1,3 típico para una ladera natural estable, se encontró que la estabilidad de dicho coluvial podría ser representada por la pareja de datos cohesión 11 kPa y fricción 28°.

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (°)	UCS (intact) (kPa)	GSI	mi	D
Residual (VI)		18	Mohr-Coulomb	25	29				
Saprolito (V)		18	Mohr-Coulomb	22	32				
Transición suelo-roca (IV)		19	Mohr-Coulomb	8	41				
Roca moderadamente meteorizada (III)		27	Generalized Hoek-Brown			46000	50	29	0.5
Roca poco meteorizada (II)		27	Generalized Hoek-Brown			89000	60	29	0.5
Depósito Coluvial (Qc)		17	Mohr-Coulomb	11	28				
Depósito de flujo (Qfl)		18	Mohr-Coulomb	18	17				
Depósito Aluvial (Qal)		20	Mohr-Coulomb	13	30				

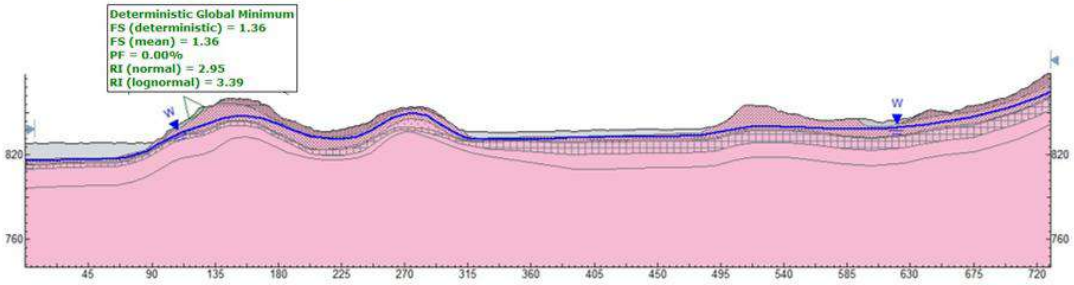


Figura 5.1.7.144 Análisis de estabilidad en condición estática del terreno natural de la sección E

Fuente: Integral S.A., 2025

b. Nivel freático normal

El análisis determinístico arroja un factor de seguridad de 1,66. Por su parte, el análisis probabilístico obtiene un factor de seguridad promedio de 1,67. Ambos enfoques confirman la estabilidad del talud bajo las condiciones evaluadas.

La pendiente adoptada para estos llenos fue determinada a partir del análisis de estabilidad considerando una sobrecarga de 30 kPa. concluyéndose que deben tener una inclinación de 2H:1V para garantizar su estabilidad sin necesidad de soporte mecánico adicional. Se recomienda que el banco inferior de los llenos, ubicado en la zona adyacente a la piscina de sedimentación, sea construido con enrocado. Esta medida busca prevenir la deformación de los llenos de la plataforma en caso de contingencias relacionadas con la geomembrana que recubrirá la base, como el lavado de finos, entre otros.

En cuanto a los cortes, se ha definido una pendiente de 0,75H:1V. Sin embargo, estos requieren tratamientos específicos para asegurar su estabilidad, los cuales se detallan en la Tabla .

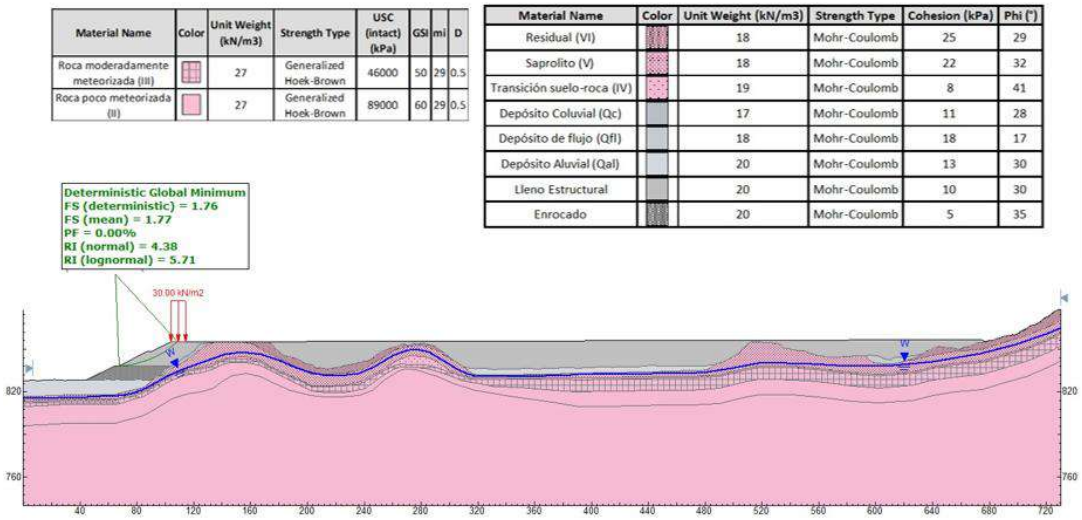


Figura 5.1.7.145 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la sección E

Fuente: Integral S.A., 2025

c. Nivel freático extremo

De este análisis, cabe destacar que el incremento de 2,5 m mencionado en la Tabla 5.1.7.216 no afecta de forma significativa el factor de seguridad del talud bajo condiciones estáticas (ver Figura 5.1.7.146), además cumple con los criterios de diseño establecidos.

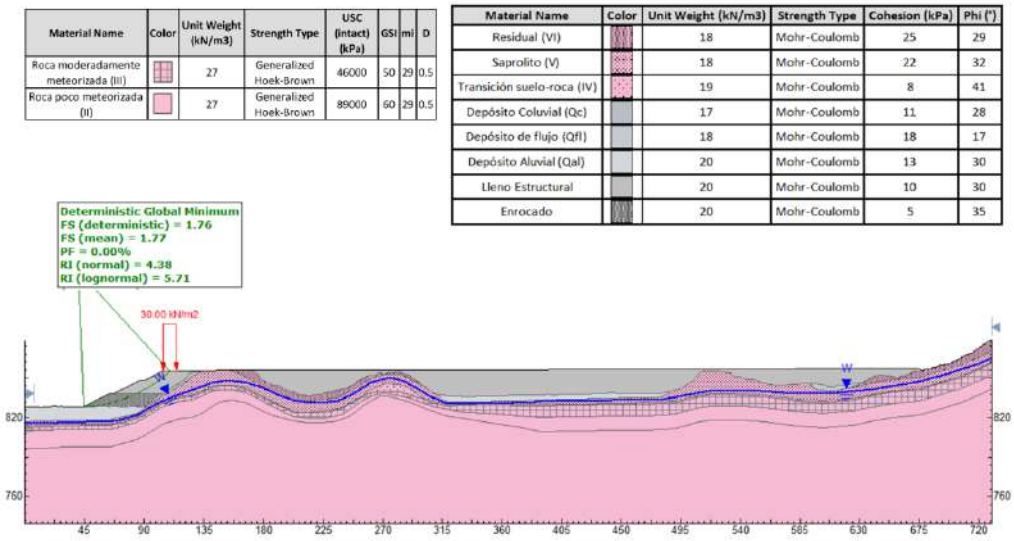


Figura 5.1.7.146 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático extremo de la sección E

Fuente: Integral S.A., 2025

d. Nivel freático normal con sismo Tr 50 años

Los resultados obtenidos indican un factor de seguridad significativamente superior al valor requerido, lo cual evidencia un adecuado comportamiento del talud bajo condiciones sísmicas. Esta información se encuentra representada en la Figura 5.1.7.147.

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	USC (intact) (kPa)	GSI	mi	D
Roca moderadamente meteorizada (III)		27	Generalized Hoek-Brown	46000	50	29	0.5
Roca poco meteorizada (II)		27	Generalized Hoek-Brown	89000	60	29	0.5

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (°)
Residual (VI)		18	Mohr-Coulomb	25	29
Saprolito (V)		18	Mohr-Coulomb	22	32
Transición suelo-roca (IV)		19	Mohr-Coulomb	8	41
Depósito Coluvial (Qc)		17	Mohr-Coulomb	11	28
Depósito de flujo (Qfl)		18	Mohr-Coulomb	18	17
Depósito Aluvial (Qal)		20	Mohr-Coulomb	13	30
Lleno Estructural		20	Mohr-Coulomb	10	30
Enrocado		20	Mohr-Coulomb	5	35

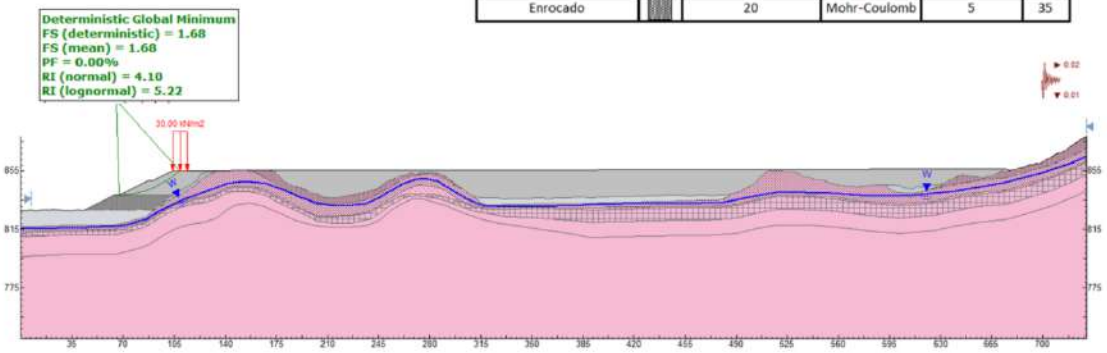


Figura 5.1.7.147 Análisis de estabilidad en condición seudo estática para un periodo de retorno de 50 años de la sección E

Fuente: Integral S.A., 2025

e. Nivel freático normal con sismo Tr 475 años

En este caso, tanto el análisis determinístico como el probabilístico arrojaron un factor de seguridad de 1,18, lo que confirma el cumplimiento de los criterios normativos y garantiza la estabilidad del talud bajo las condiciones sísmicas indicadas.

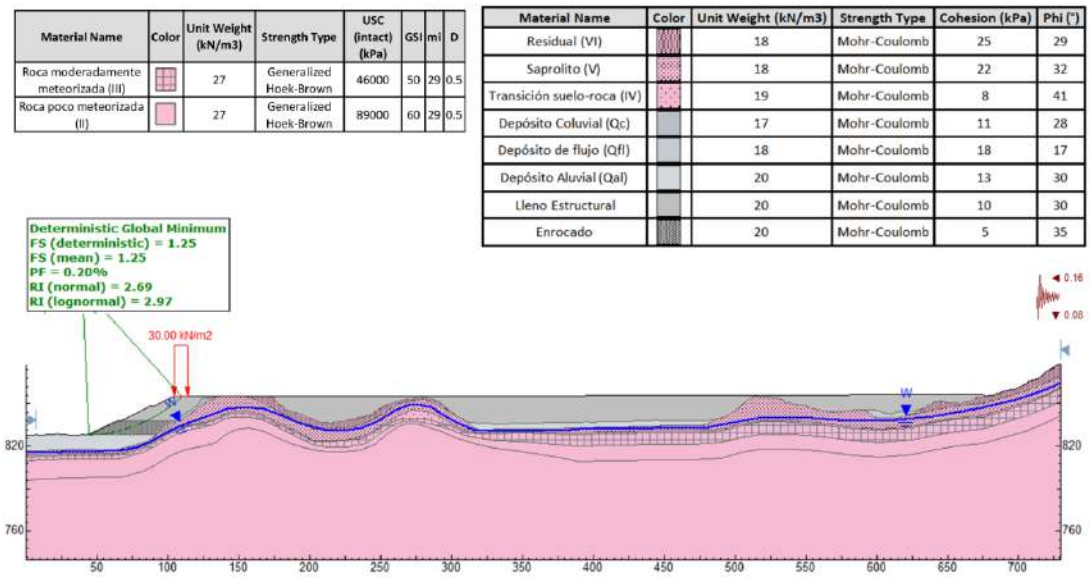


Figura 5.1.7.148 Análisis de estabilidad en condición seudo estática para un periodo de retorno de 475 años de la sección E

Fuente: Integral S.A., 2025

f. Resumen de resultados

A continuación, se presentan los resultados de los factores de seguridad obtenidos para cada sección analizada (ver Tabla 5.1.7.217):

Tabla 5.1.7.217 Resumen de resultados de los factores de seguridad obtenidos para las secciones de análisis representativas de la Plataforma Principal

SECCIÓN	TALUD	CONDICIÓN	FS					
			GLOBAL	PF Slide (%)	RI NORMAL	RI LOGN	PF CALC	FS LOCAL
A	Terreno natural	Terreno natural	1,55	0	3,61	4,5	2,00E-04	-
	Lleno 1	Nivel freático normal	1,61	0	3,61	4,5	2,00E-04	2,71
		Nivel freático extremo	1,61	0	3,61	4,5	2,00E-04	3,07
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,54	0	3,34	4,07	4,00E-04	3
		Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,15	10,2	1,23	1,27	1,00E-01	2,23
	Corte 1	Nivel freático normal	1,54	0	4,86	5,96	6,00E-07	2,87
		Nivel freático extremo	1,54	0	4,86	5,96	6,00E-07	2,42
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,5	0	4,61	5,57	2,00E-06	3,67
		Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,22	0,2	2,51	2,74	2,00E-03	3,13
B	Terreno natural	Terreno natural	1,2	0	3,33	3,61	4,00E-04	-
	Lleno 2	Nivel freático normal	1,77	0	5,85	7,67	2,00E-09	3,14
		Nivel freático normal	1,77	0	5,85	7,67	2,00E-09	3,14
		Nivel freático extremo	1,77	0	5,85	7,67	2,00E-09	2,93
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,68	0	5,41	6,92	3,00E-08	2,11
		Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,25	0,2	2,69	2,97	4,00E-03	1,5
	Corte 2	Nivel freático normal	1,53	0	3,4	4,13	3,00E-04	4,89
		Nivel freático extremo	1,53	0	3,4	4,13	3,00E-04	4,74
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,46	0	3,29	3,92	5,00E-04	4,62
		Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,16	7,41	1,35	1,41	7,00E-02	1,96
C	Terreno natural	Terreno natural	1,19	2	1,81	1,94	2,00E-02	-
		Nivel freático normal	1,57	0	4,13	5,09	2,00E-05	1,56

SECCIÓN	TALUD	CONDICIÓN	FS					
			GLOBAL	PF Slide (%)	RI NORMAL	RI LOGN	PF CALC	FS LOCAL
	Corte temporal para MSE	Nivel freático extremo	1,57	0	4,13	5,09	2,00E-05	1,56
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,51	0	3,84	4,65	6,00E-05	2,09
		Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,19	3,19	1,9	2,03	3,00E-03	1,67
	MSE	Nivel freático normal	2,59	0	6,12	9,46	5,00E-10	2,22
		Nivel freático extremo	2,55	0	6,32	9,7	1,00E-10	2,18
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	2,47	0	5,97	9,03	1,00E-09	2,17
		Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,88	0	5,06	6,79	2,00E-07	1,67
		Nivel freático normal y sismo Tr 975	1,67	0	4,48	5,69	4,00E-06	1,44
D	Terreno natural	Terreno natural	1,24	0,58	2,16	2,37	6,00E-03	-
	Lleno 3	Nivel freático normal	1,7	0	4,29	5,49	2,00E-03	1,7
		Nivel freático extremo	1,7	0	4,29	5,49	9,00E-06	1,7
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,63	0	4,01	5,02	9,00E-06	1,63
		Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,7	0	4,29	5,49	3,00E-05	1,7
E	Terreno natural	Terreno natural	1,36	0	2,95	3,39	2,00E-03	-
	Lleno 2	Nivel freático normal	1,77	0	4,38	5,71	6,00E-06	2,74
		Nivel freático extremo	1,77	0	4,38	5,71	6,00E-06	2,08
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,68	0	4,1	5,22	2,00E-05	3,02
		Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,25	0,2	2,69	2,97	2,00E-03	1,59
F	Terreno natural	Terreno natural	1,54	0	3,74	4,56	9,00E-05	-
	Lleno 5	Nivel freático normal	1,83	0	6,19	8,22	3,00E-10	2,14
		Nivel freático extremo	1,83	0	6,19	8,22	3,00E-10	2,88
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,73	0	5,76	7,45	4,00E-09	1,95
		Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,28	0,4	3,02	3,38	4,00E-03	1,58

SECCIÓN	TALUD	CONDICIÓN	FS					
			GLOBAL	PF Slide (%)	RI NORMAL	RI LOGN	PF CALC	FS LOCAL
	Corte 2	Nivel freático normal	1,53	0	3,4	4,13	3,00E-04	4,89
		Nivel freático extremo	1,53	0	3,4	4,13	3,00E-04	4,74
		Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,46	0	3,29	3,92	5,00E-04	4,62
		Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,16	7,41	1,35	1,41	7,00E-02	1,96

PF= Probabilidad de falla; RI=Índice de confiabilidad; FS= Factor de seguridad
Fuente: Integral S.A., 2025

g. Tratamientos recomendados

En la Tabla 5.1.7.218 se discretiza el tratamiento por talud de acuerdo con la denominación presentada en el plano I-P-0010719-PT-GG-PLA-010.

Los detalles de los anclajes activos con torones se encuentran en I-P-0010719-GN-ES-GEN-010-R00.

Tabla 5.1.7.218 Tratamientos recomendados para la estabilidad de la obra (soluciones a nivel de factibilidad)

Sección	Talud	Geometría	Tratamiento
A	Corte 1	La geometría será de 0,75H:1V en todos los cortes, con bancos de 10 m de altura y bermas de 3 m de ancho.	Banco 1: Cuatro (4) filas de soil nailing con barra No 10, con una longitud de 15 m. La separación entre los anclajes es de 2 m, tanto horizontal como verticalmente. Adicionalmente, se proponen 2 filas de drenes sub-horizontales con longitud de 23m, separados 2m horizontal y verticalmente, dispuestos al tres bolillo.
B	Corte 2	La geometría será de 0,75H:1V en todos los cortes, con bancos de 10 m de altura y bermas de 3 m de ancho.	Banco 1 y 2: Cuatro (4) filas de anclajes activos, cada una compuesta por dos torones de 5/8", tensados a 300 kN. La longitud total de los anclajes es de 25 m, con una longitud del bulbo de 10 m. La separación entre los anclajes es de 2m tanto horizontal como verticalmente. Adicionalmente, se proponen 2 filas de drenes sub-horizontales, separados 2m horizontal y verticalmente, dispuestos al tres bolillos. La longitud de los drenes será 35m en el banco 1 y 2. Banco 3: Dos (2) filas de anclajes activos, cada una compuesta por dos torones de 5/8", tensados a 300 kN. La longitud total de los anclajes es de 25 m, con una longitud del bulbo de 10 m. La separación entre los anclajes es de 2m tanto horizontal como verticalmente.
Se aplica el mismo tratamiento de la sección A	Corte 3	La geometría será de 0,75H:1V en todos los cortes, con bancos de 10 m de altura y bermas de 3 m de ancho.	Banco 1: Cuatro (4) filas de soil nailing con barra No 10, con una longitud total de 15 m. La separación entre los anclajes es de 2 m, tanto horizontal como verticalmente.

Sección	Talud	Geometría	Tratamiento
			Adicionalmente, se proponen 2 filas de drenes sub-horizontales con longitud de 23m, separados 2m horizontal y verticalmente, dispuestos al tres bolillo.
Se aplica el mismo tratamiento de la sección A	Corte 4	La geometría será de 0,75H:1V en todos los cortes, con bancos de 10 m de altura y bermas de 3 m de ancho.	Banco 1: Cuatro (4) filas de soil nailing con barra No 10, con una longitud total de 15 m. La separación entre los anclajes es de 2 m, tanto horizontal como verticalmente. Adicionalmente, se proponen 2 filas de drenes sub-horizontales con longitud de 23m, separados 2m horizontal y verticalmente, dispuestos al tres bolillo.
Se aplica el mismo tratamiento de la sección B	Corte 5	La geometría será de 0,75H:1V en todos los cortes, con bancos de 10 m de altura y bermas de 3 m de ancho.	Banco 1 y 2: Cuatro (4) filas de anclajes activos, cada una compuesta por dos torones de 5/8", tensados a 300 kN. La longitud total de los anclajes es de 25 m, con una longitud del bulbo de 10 m. La separación entre los anclajes es de 2m tanto horizontal como verticalmente. Adicionalmente, se proponen 2 filas de drenes sub-horizontales, separados 2m horizontal y verticalmente, dispuestos a los tres bolillos. La longitud de los drenes será 35m en el banco 1 y 2. Banco 3: Dos (2) filas de anclajes activos, cada una compuesta por dos torones de 5/8", tensados a 300 kN. La longitud total de los anclajes es de 25 m, con una longitud del bulbo de 10 m. La separación entre los anclajes es de 2m tanto horizontal como verticalmente.
Sección C	Corte temporal y MSE	La geometría del corte temporal para el muro será de 0,75H:1V, con bancos de 10m de altura y bermas de 3m de ancho. El muro contará con un desplante de 0,5m por debajo de la cota 855 msnm. Este tendrá una altura total de 20 m aproximadamente. La cara del	El muro en suelo mecánicamente estabilizado con geosintéticos fue diseñado con capas de 0,5m. La modulación de las capas del muro está planteada para la aplicación de fachadas del tipo gavión, sistemas terramesh o similar. Se reporta la resistencia a la tensión admisible genérica del geosintético, no

Sección	Talud	Geometría	Tratamiento
		muro presentará una inclinación de 5° medido a la derecha de la línea vertical, y la base tendrá un ancho de 20,2m.	obstante, dentro del diseño definitivo y con base en las cargas establecidas por el consultor estructural quien establecerá criterios de diseño para buscar la compatibilidad del muro con la trituradora primaria, se deberán escoger el tipo de geosintético y el tratamiento final en la cara. En la Tabla 5.1.7.219 se presentan las resistencias últimas y factores de reducción considerados en el diseño (los cambios de geosintéticos deben considerar también ajustes a dichos factores). Estos geosintéticos se distribuyen de la siguiente manera, considerando que z=0 es la cota 875 m y aumenta positivamente hacia abajo. Geosintético 1 (tensión admisible 91 kN/m): Capas desde z=0,5 m y hasta, para un espesor de 3,6m. Geosintético 2 (125 kN/m): Capas desde z=4,1 m hasta 15,1 m aproximadamente. Geosintético 3 (170 kN/m): Capas desde z=15,1 m a 20,1 m. Las capas deberán extenderse horizontalmente, hasta el inicio de la berma de la excavación temporal superando una longitud de desarrollo mínima de 24,70 m. Por debajo de la cota 855 msnm aproximadamente, se deberá disponer de un colchón filtrante cuyo lleno debe estar protegido con geotextil no tejido NT 2500 o similar. En el trasdós de las excavaciones temporales, se debe colocar geo drenes planares.

Fuente: Integral S.A. 2025

La Tabla 5.1.7.219 y la Figura 5.1.7.149 presentan la propuesta de diseño a nivel de factibilidad del muro reforzado con geosintéticos para el sector de la Trituradora Primaria (*Primary Crusher*). En la Tabla 5.1.7.219 se detallan las especificaciones técnicas del geosintético propuesto de forma preliminar. La selección definitiva del tipo de geosintético, así como su modulación en capas, dependerá del tipo de terminación previsto para la cara

del muro. En caso de optarse por una terminación tipo gavión, sistema *Terramesh* u otro similar, podrá considerarse el uso de geomallas.

Tabla 5.1.7.219 Especificaciones técnicas para geosintéticos

Propiedad	Unidad	Norma	Geo-sintético 1	Geo-sintético 2	Geo-sintético 3
Resistencia Ultima – Método de tira ancha sentido longitudinal	kN/m	ASTM D4595	160	220	300
Factor de reducción por Creed - RFCR	adim		1,6	1,6	1,6
Factor de reducción por durabilidad a daños químicos o biológicos -RFD	adim		1,0	1,0	1,0
Factor de reducción por daños durante instalación - RFID	adim		1,1	1,1	1,1
Resistencia nominal de diseño a largo plazo del refuerzo - Tal	kN/m	-	90,7	124,7	170,5

Fuente: Integral S.A. 2025

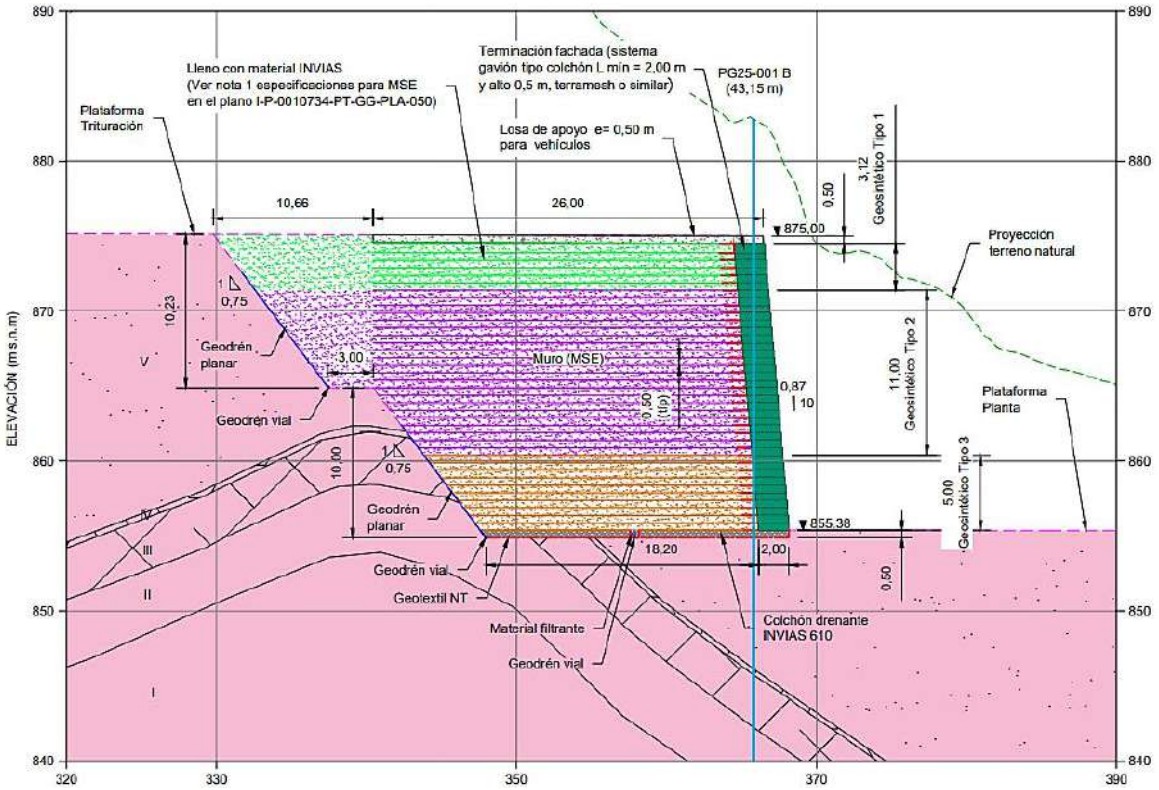


Figura 5.1.7.149 Esquema del muro en suelo mecánicamente estabilizado

Fuente: Integral S.A. 2025

5.1.7.6.7 Plataformas menores

El proyecto Gramalote propone la implantación de ocho plataformas con diferentes niveles para la instalación de las siguientes obras o equipos: 1) Campamentos y oficinas, 2) Ciclones, 3) EBAR, 4) Estación de Regulación, 5) Estación Terminal, 6) Plataforma La Mayoría, 7) Plataforma Polvorín y 8) Pozo de Recolección de Infiltraciones. Para la conformación de las terrazas, se incorporarán taludes de corte y llenos compactados. A continuación, se presentan los resultados sobre los análisis de estabilidad de la conformación final en condición estática con nivel freático normal.

Para los análisis donde es requerido, se consideró una sobrecarga de 30 kPa con el objetivo de representar posibles elementos que pudieran ubicarse sobre la plataforma y generar presiones adicionales. Esta condición se asumió desde un enfoque conservador, al representar un escenario más crítico en comparación con el talud sin sobrecarga.

A. Caracterización del nivel freático y del efecto de la precipitación

El nivel freático fue definido en cada perfil geológico geotécnico con base en los hallazgos de las perforaciones. Sin embargo, no en todas las perforaciones se encontró dicho nivel; por lo tanto, para la construcción de los modelos se optó por asumir este nivel en la transición suelo-roca. Adicionalmente, el proyecto cuenta con una red de piezómetros que indican que típicamente los niveles freáticos fluctúan en esta misma zona de transición.

Con base en las consideraciones anteriores, el escenario de nivel freático por lluvia crítica se representó mediante el incremento de este nivel dentro de los perfiles para todas las plataformas menores, de acuerdo con los criterios descritos en el numeral 5.1.7.6.3.

Efecto de la precipitación sobre el nivel freático

Siguiendo la metodología descrita en el numeral 5.1.7.6.3, a continuación, se presenta la estimación del cambio del nivel freático por efecto de la precipitación con periodo de retorno de 20 años. En la Tabla 5.1.7.146 se reporta el nivel freático tomado de los perfiles esquemáticos mencionados anteriormente y los parámetros claves fijados en la Guía Metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa (Servicio Geológico Colombiano, 2016)

Es importante destacar que el uso futuro del suelo en las plataformas menores se clasifica principalmente en dos categorías: Distritos Industriales y Áreas Abiertas en Condiciones Aceptables. Esta clasificación responde a la coexistencia de obras de infraestructura con zonas sin intervención directa dentro de la plataforma. En este contexto, el escenario más crítico está representado por las Áreas Abiertas, ya que presentan un mayor potencial de incremento del nivel freático. Por esta razón, dicho uso de suelo fue considerado como base para la estimación del incremento.

Tabla 5.1.7.220 Datos generales a todas las plataformas menores para la estimación del incremento del nivel freático por efecto de la precipitación con periodo de retorno de 20 años

Estimación del incremento del nivel freático	
Datos iniciales	
Cobertura promedio	Zonas industriales o comerciales y redes de comunicación

Estimación del incremento del nivel freático	
Datos obtenidos por medio de la guía metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa:	
Grupo hidrológico del suelo	Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.
Uso del suelo según metodología del SGC	Áreas abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc. Condiciones aceptables: cubierta en pasto (50 al 75 %)
Datos obtenidos a partir de la aplicación del procedimiento propuesto por el SGC	
Número de curva según grupo hidrológico y uso del suelo	77
Desviación, expresada en términos de CV ($CV\ P_f$)	0,082
Intensidad de lluvia para un Tr=20 años (I_{i20})	60

Fuente: Integral S.A., 2025

El cálculo del incremento del nivel freático para cada plataforma. por efecto de la precipitación, aplicando la metodología del Servicio Geológico Colombiano se muestra en la Tabla 5.1.7.221. En dicha tabla se reporta la profundidad del nivel freático base, la profundidad del nivel freático por efecto de la precipitación con periodo de retorno de 20 años y el aumento estimado para cada caso.

Tabla 5.1.7.221 Estimación del incremento del nivel freático por efecto de la precipitación con periodo de retorno de 20 años para la zona correspondiente a cada plataforma menor. (P_f=Profundidad media del nivel freático, P_{f20}= Profundidad del Nivel freático asociado a Tr=20 años)

PLATAFORMA	Pf	Pf20	Aumento
	(mm)	(mm)	(m)
Plataforma pozo recolección infiltraciones	4.300	3.656	0,5
Plataforma estación de regulación	10.500	9.013	1,5
Plataforma estación terminal	19.000	16.357	2,5
Plataforma ciclones	17.000	14.629	2,5
Plataforma La mayoría y La Mayoría Construcción	12.000	10.309	1,5
Plataforma campamentos y oficinas	13.000	11.173	2,0
Plataforma EBAR	14.000	12.037	2,0
Plataforma Polvorín	10.000	8.580	1,5

Fuente: Integral S.A., 2025

Con el objetivo de facilitar la modelación, se analizó la dispersión de los datos obtenidos mediante un diagrama de cajas y bigotes (ver Figura 5.1.7.150), buscando determinar un valor representativo que pudiera aplicarse de manera uniforme a todos los depósitos. Este tipo de gráfico permite visualizar la distribución de los datos, destacando el rango intercuartílico (entre el primer y tercer cuartil, es decir, el 25% y el 75% de los valores), el rango total a través de los "bigotes" (líneas verticales que se extienden desde la caja) y la mediana, indicada por una línea dentro de la caja.

El análisis mostró que los valores más frecuentes se encuentran entre 1,5 m y 2,4 m, con una mediana de 1,8 m. Finalmente, para las modelaciones correspondientes a la condición extrema, se adoptó un valor conservador de 2 m de aumento para todas las plataformas menores. Como se mencionó anteriormente, este enfoque busca mantener un criterio conservador, ya que se tomó el uso de suelo que representa el rango superior del mayor incremento.

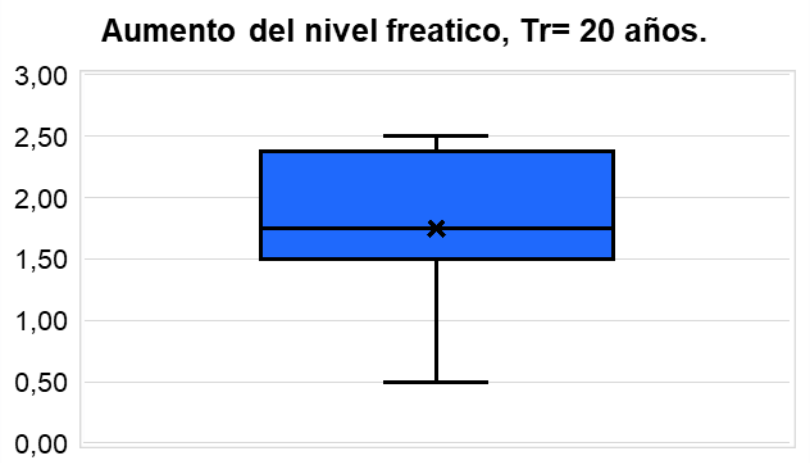


Figura 5.1.7.150 Análisis estadístico por medio del diagrama de cajas y bigotes de los datos obtenidos para el incremento del nivel freático extremo (Tr=20 años)

Fuente: Integral S.A., 2025

B. Plataforma de Campamentos y Oficinas

Esta plataforma presenta un talud de corte contiguo a la vía de acceso principal, con una altura aproximada de 6 metros e inclinación 1,5H:1,0V. En la Figura 5.1.7.151 se muestra la plataforma en planta con el perfil de análisis seleccionado.

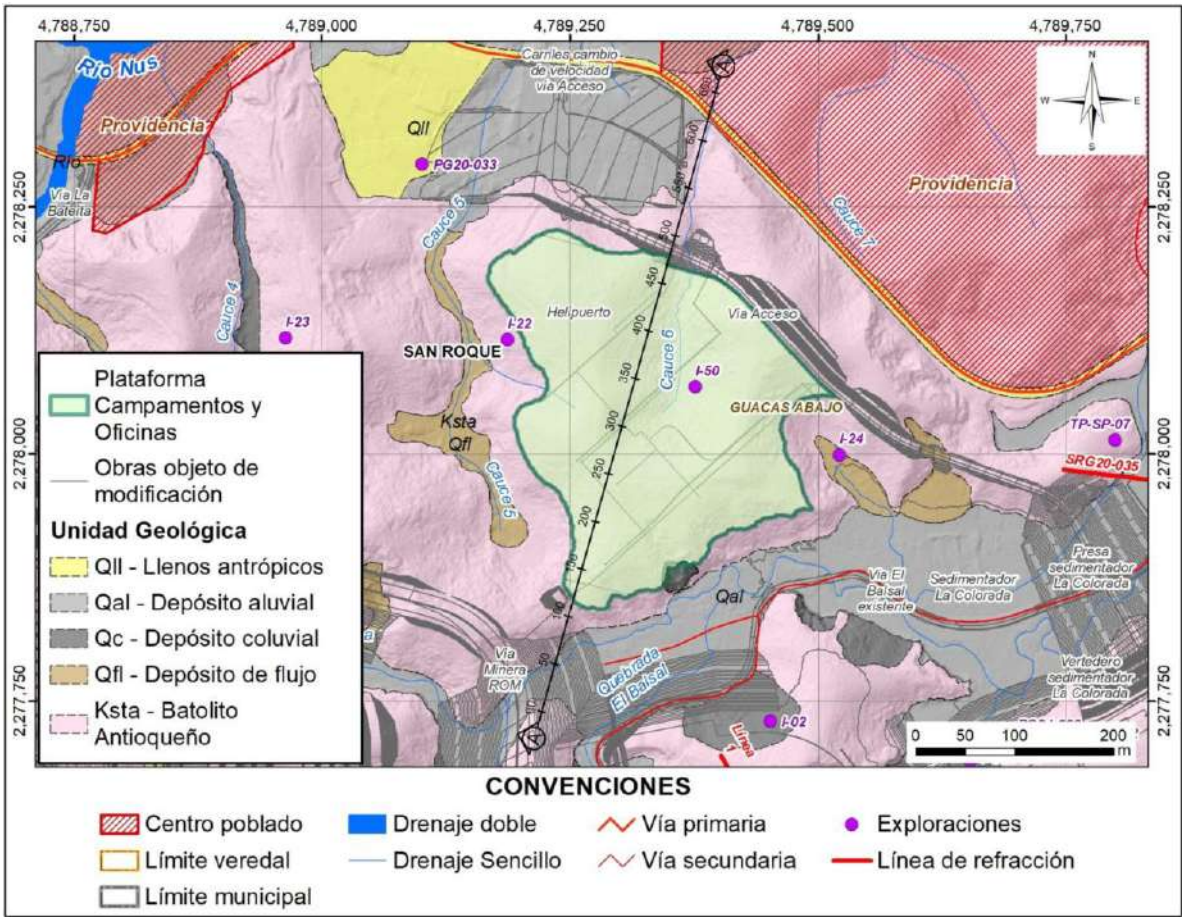
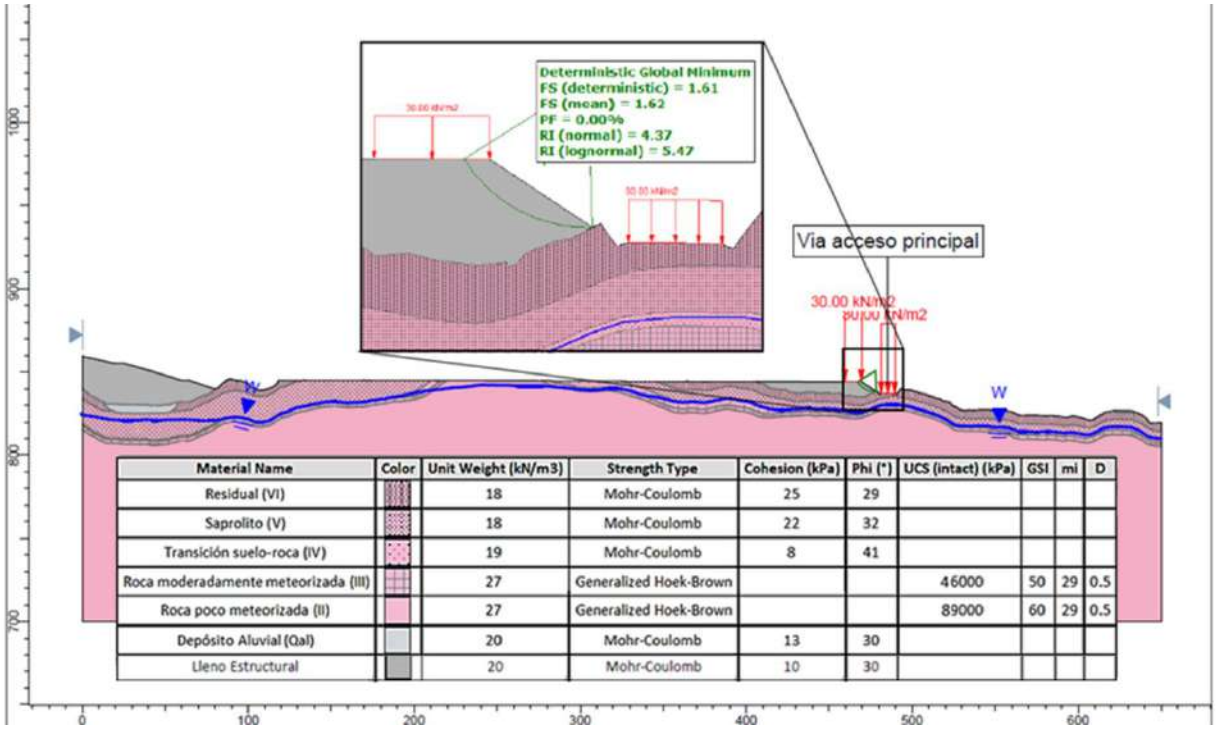


Figura 5.1.7.151 Localización en planta de la plataforma de campamentos y oficinas con la sección de interés para el análisis geotécnico

Fuente: Integral S.A., 2025

De acuerdo con los resultados obtenidos, los taludes, al ser de baja altura, presentan estabilidad sin requerir elementos mecánicos de contención. En este sentido, el factor de seguridad obtenido para el escenario estático fue de 1,61 desde el enfoque determinístico, y de 1,62 desde el enfoque probabilístico, lo que evidencia su estabilidad. A continuación, en la Figura 5.1.7.152, se presenta la modelación correspondiente con los resultados obtenidos.



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (°)	UCS (intact) (kPa)	GSI	mi	D
Residual (VI)		18	Mohr-Coulomb	25	29				
Saprolito (V)		18	Mohr-Coulomb	22	32				
Transición suelo-roca (IV)		19	Mohr-Coulomb	8	41				
Roca moderadamente meteorizada (III)		27	Generalized Hoek-Brown			46000	50	29	0.5
Roca poco meteorizada (II)		27	Generalized Hoek-Brown			89000	60	29	0.5
Depósito Aluvial (Qal)		20	Mohr-Coulomb	13	30				
Lleno Estructural		20	Mohr-Coulomb	10	30				

Figura 5.1.7.152 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la plataforma de campamentos y oficinas

Fuente: Integral S.A., 2025

C. Plataforma Ciclones

Esta plataforma presenta un talud de corte con una altura aproximada de 10 metros y una inclinación de 1H:1V. En la Figura 5.1.7.153 se muestra la plataforma en planta con el perfil de análisis seleccionado.

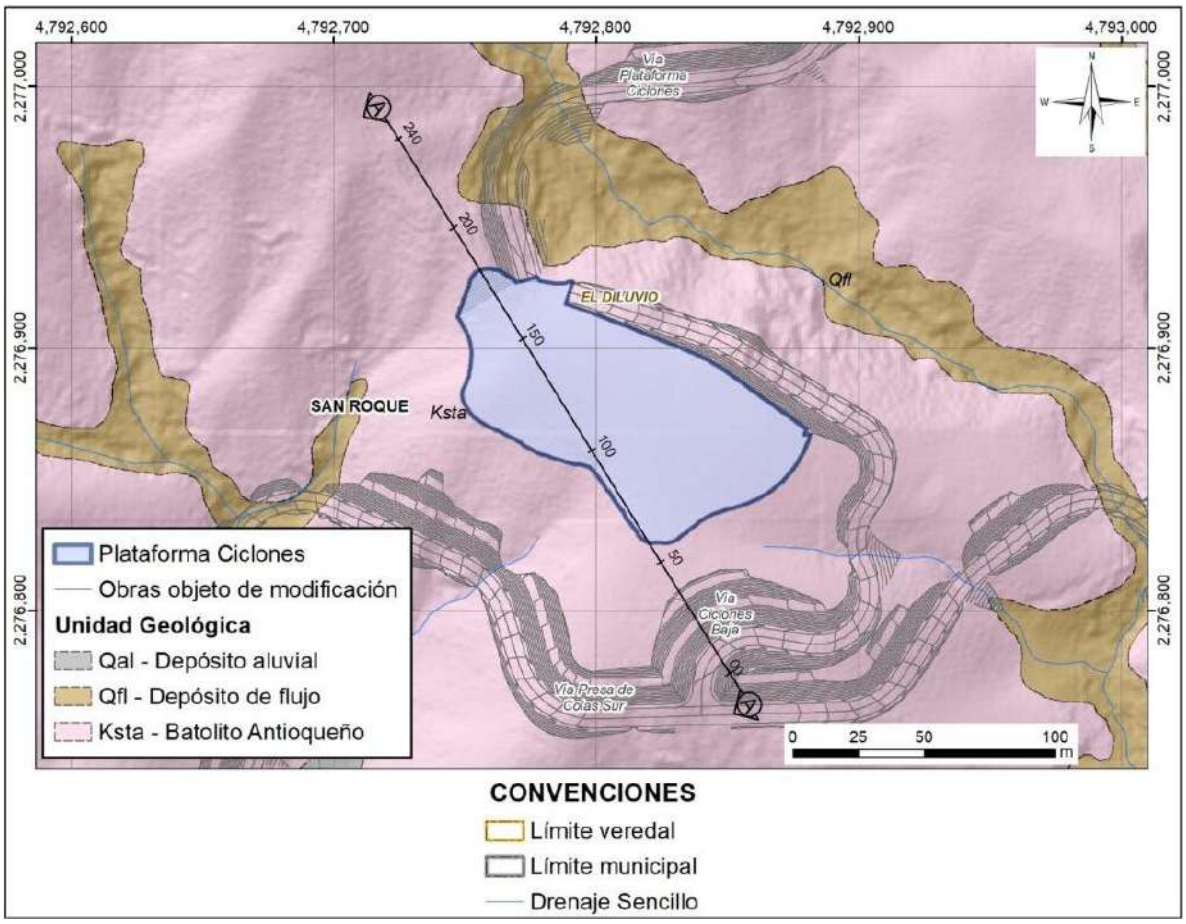


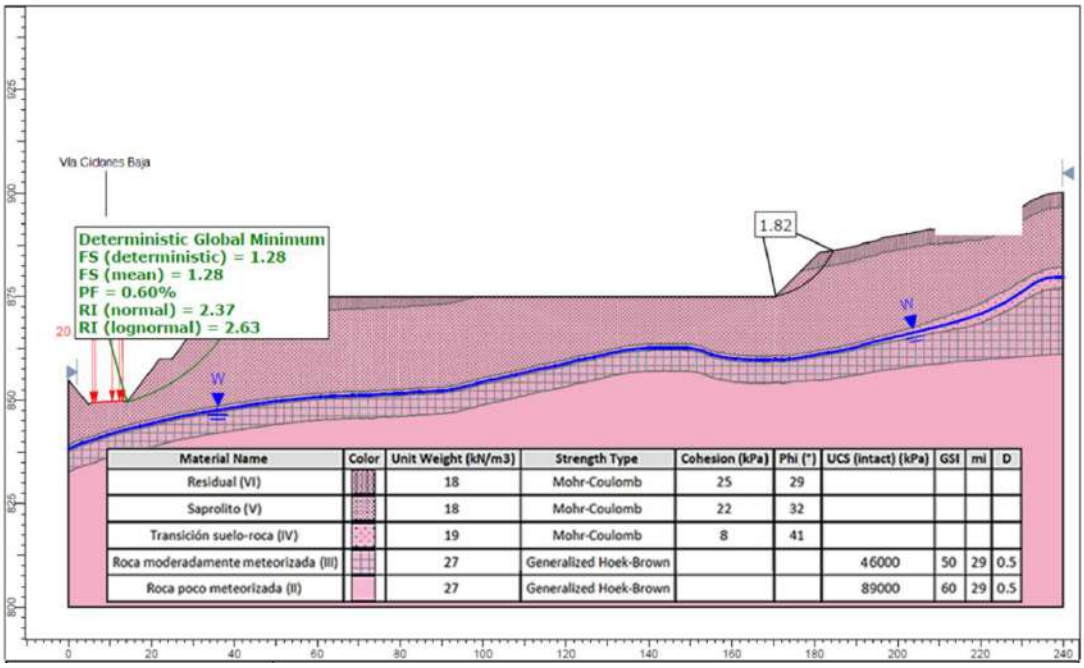
Figura 5.1.7.153 Localización en planta de la plataforma Ciclones con la sección de interés para el análisis geotécnico

Fuente: Integral S.A., 2025

El análisis de estabilidad realizado indica que el talud no requiere elementos de soporte para garantizar su estabilidad, ya que el mismo arroja un factor de seguridad determinístico de 1,82.

Es importante destacar que la superficie de falla obtenida para este talud no corresponde a la superficie crítica general del modelo, la cual se localiza sobre el talud de la vía Ciclones Baja, como se muestra en la sección correspondiente. Por esta razón, no se presenta el análisis estadístico para esta superficie específica, dado que el software lo realiza únicamente sobre la superficie crítica. Se remite al lector al numeral 5.1.7.6.5 para la solución de soporte en vías; dado que la vía Ciclones es temporal, este sector cumple con los requerimientos de diseño establecidos.

Adicionalmente, para identificar la superficie de falla del talud en análisis, se procedió a incrementar progresivamente el valor del factor de seguridad hasta encontrar la primera superficie de falla localizada en la zona de interés de la plataforma (ver Figura 5.1.7.154).



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (°)	UCS (intact) (kPa)	GSI	mi	D
Residual (VI)		18	Mohr-Coulomb	25	29				
Saprolito (V)		18	Mohr-Coulomb	22	32				
Transición suelo-roca (IV)		19	Mohr-Coulomb	8	41				
Roca moderadamente meteorizada (III)		27	Generalized Hoek-Brown			46000	50	29	0.5
Roca poco meteorizada (II)		27	Generalized Hoek-Brown			89000	60	29	0.5

Figura 5.1.7.154 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la plataforma Ciclones

Fuente: Integral S.A., 2025

D. Plataforma EBAR

La plataforma destinada para la EBAR presenta dos taludes de corte con una inclinación de 1H:1V y alturas aproximadas de 3 y 12 metros. Esta plataforma se encuentra ubicada contiguamente a la plataforma de Campamentos y Oficinas. En la Figura 5.1.7.155 se muestra la plataforma en planta con el perfil de análisis seleccionado.

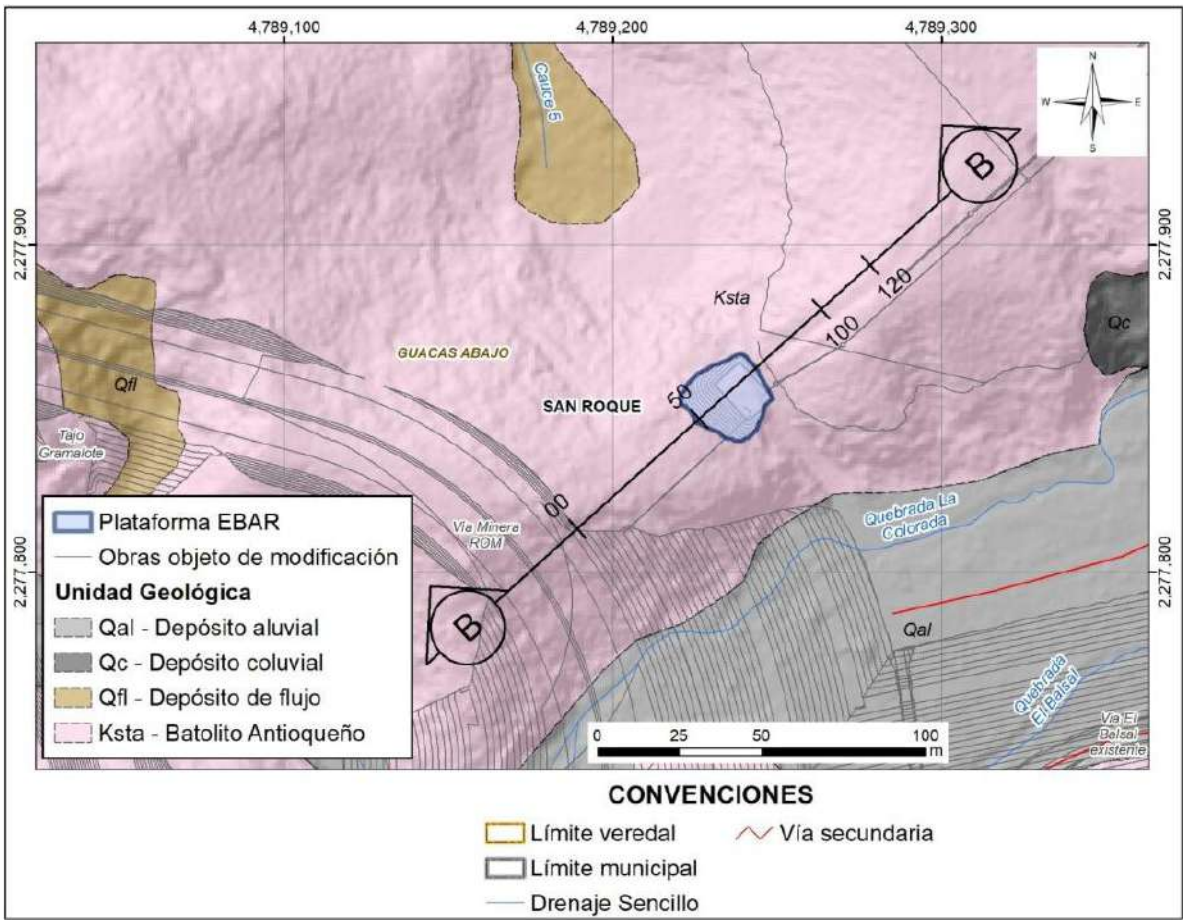
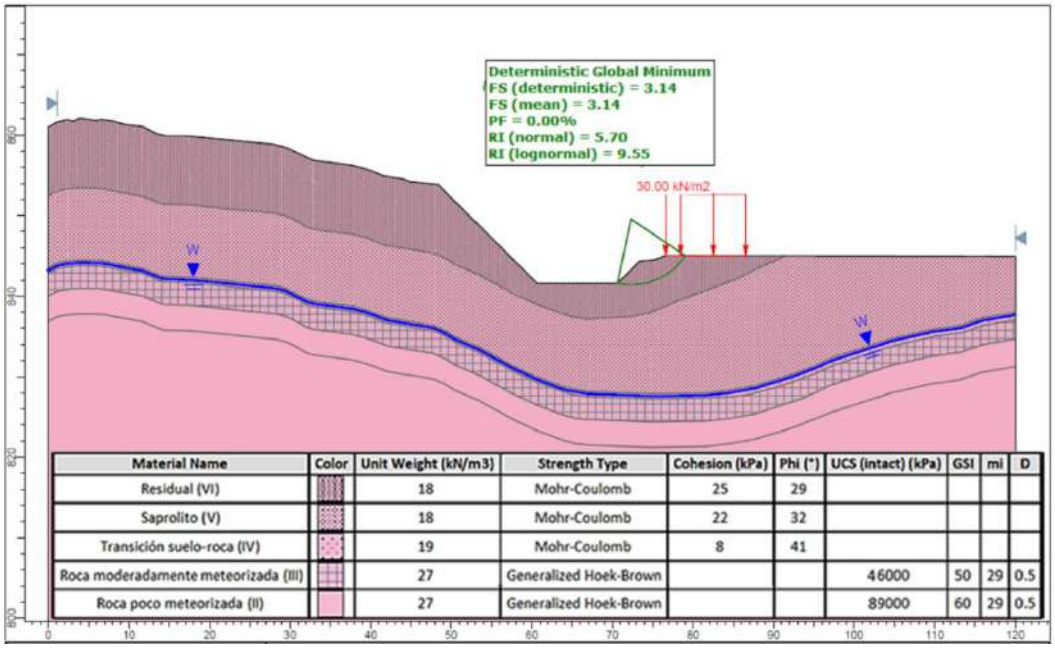


Figura 5.1.7.155 Localización en planta de la plataforma EBAR con la sección de interés para el análisis geotécnico

Fuente: Integral S.A., 2025

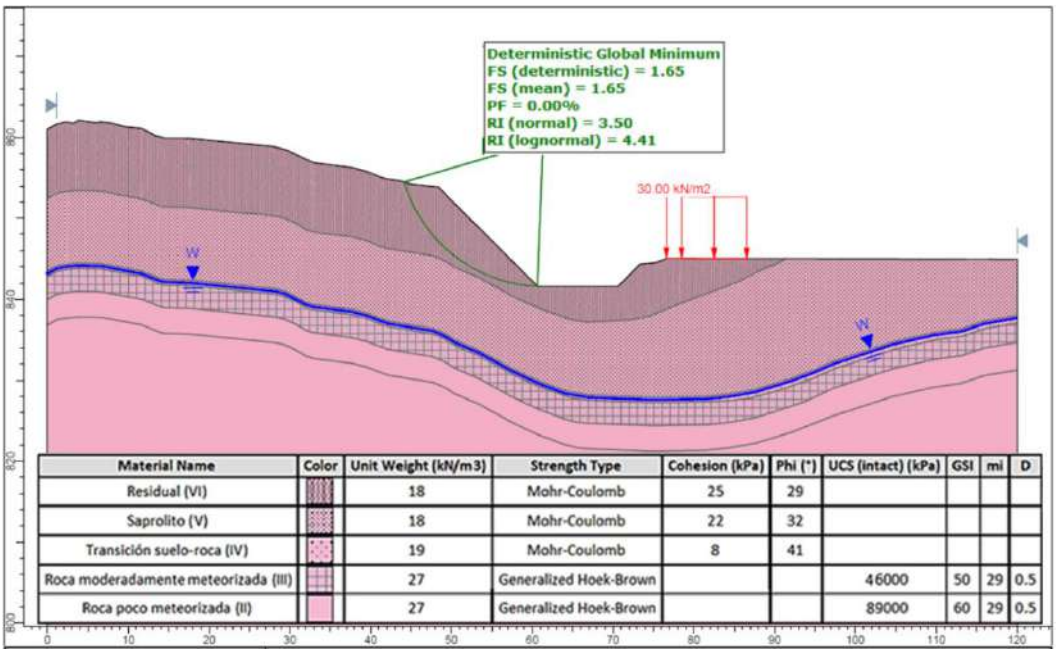
Para el talud derecho de la plataforma se obtuvo un factor de seguridad, tanto determinístico como probabilístico, de 3,14, como se muestra en la Figura 5.1.7.156. Por su parte, el talud izquierdo presentó un factor de seguridad de 1,65 en ambos enfoques, de acuerdo con los resultados ilustrados en la Figura 5.1.7.157. Estos valores evidencian la estabilidad de los taludes analizados.



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (°)	UCS (intact) (kPa)	GSI	mi	D
Residual (VI)		18	Mohr-Coulomb	25	29				
Saprolito (V)		18	Mohr-Coulomb	22	32				
Transición suelo-roca (IV)		19	Mohr-Coulomb	8	41				
Roca moderadamente meteorizada (III)		27	Generalized Hoek-Brown			46000	50	29	0.5
Roca poco meteorizada (II)		27	Generalized Hoek-Brown			89000	60	29	0.5

Figura 5.1.7.156 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal del talud derecho de la plataforma de la EBAR

Fuente: Integral S.A., 2025



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (°)	UCS (intact) (kPa)	GSI	mi	D
Residual (VI)		18	Mohr-Coulomb	25	29				
Saprolito (V)		18	Mohr-Coulomb	22	32				
Transición suelo-roca (IV)		19	Mohr-Coulomb	8	41				
Roca moderadamente meteorizada (III)		27	Generalized Hoek-Brown			46000	50	29	0.5
Roca poco meteorizada (II)		27	Generalized Hoek-Brown			89000	60	29	0.5

Figura 5.1.7.157 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal del talud izquierdo de la plataforma de la EBAR

Fuente: Integral S.A., 2025

E. Plataforma Estación de Regulación

La plataforma de la estación de regulación no presenta taludes representativos para el análisis de estabilidad, ya que se trata de una explanación que se adapta al terreno natural, ver Figura 5.1.7.158. Por tal motivo, se realizó un análisis específico sobre la ladera con mayor pendiente, con el fin de verificar el factor de seguridad y, de esta manera, validar que ambas laderas cumplen con los requerimientos técnicos.

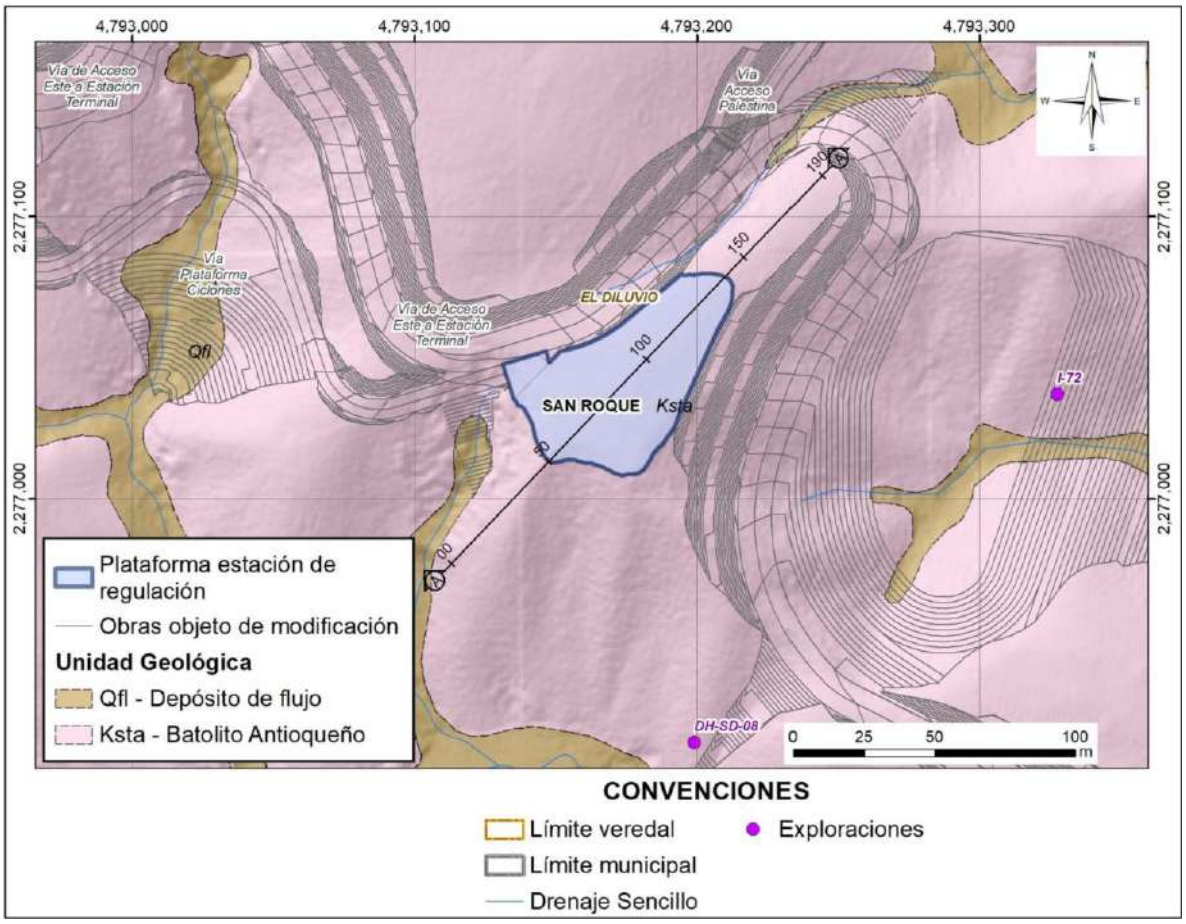
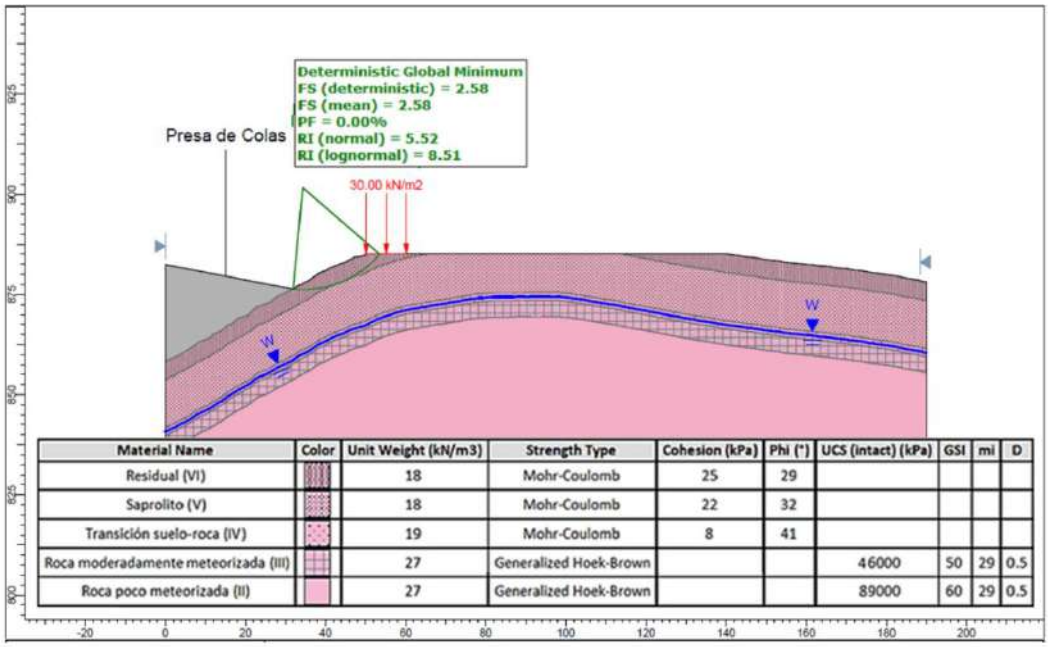


Figura 5.1.7.158 Localización en planta de la plataforma Estación de Regulación con la sección de interés para el análisis geotécnico

Fuente: Integral S.A., 2025

El análisis realizado mediante enfoques determinístico y probabilístico arrojó un factor de seguridad de 2,58, confirmando así la estabilidad del terreno. Esta información se muestra a continuación en la Figura 5.1.7.159.



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (°)	UCS (intact) (kPa)	GSI	mi	D
Residual (VI)		18	Mohr-Coulomb	25	29				
Saprolito (V)		18	Mohr-Coulomb	22	32				
Transición suelo-roca (IV)		19	Mohr-Coulomb	8	41				
Roca moderadamente meteorizada (III)		27	Generalized Hoek-Brown			46000	50	29	0.5
Roca poco meteorizada (II)		27	Generalized Hoek-Brown			89000	60	29	0.5

Figura 5.1.7.159 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la plataforma de la Estación de Regulación

Fuente: Integral S.A., 2025

F. Plataforma Estación Terminal

La plataforma destinada a la Estación Terminal presenta un talud de corte con una altura aproximada de cinco metros y una inclinación de 1H:1V, ver la Figura 5.1.7.160. Dada esta geometría, el talud se considera estable sin necesidad de soporte adicional.

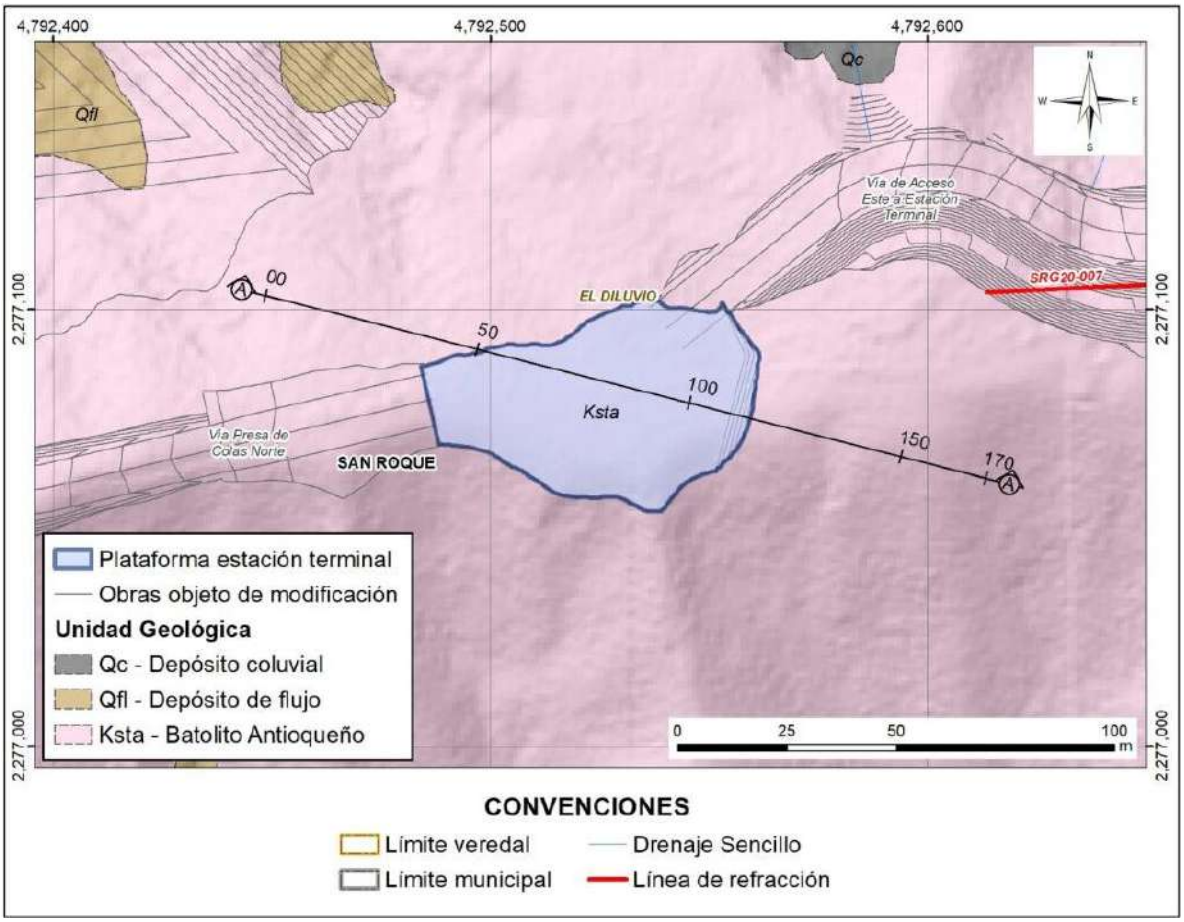
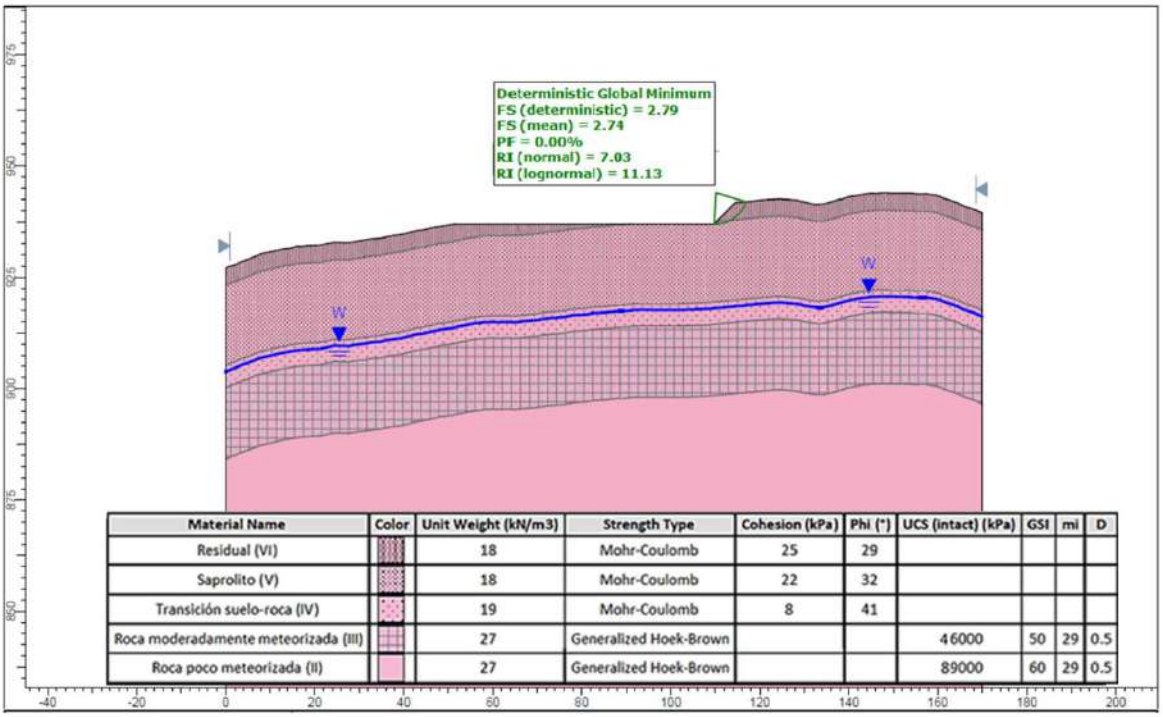


Figura 5.1.7.160 Localización en planta de la plataforma Estación Terminal con la sección de interés para el análisis geotécnico

Fuente: Integral S.A., 2025

El análisis de estabilidad en condición estática arrojó un factor de seguridad de 2,79 bajo un enfoque determinístico y de 2,74 mediante un enfoque probabilístico, lo que confirma la estabilidad del talud conforme a los requerimientos técnicos y normativos. Estos resultados se presentan en la Figura 5.1.7.161.



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (°)	UCS (intact) (kPa)	GSI	mi	D
Residual (VI)		18	Mohr-Coulomb	25	29				
Saprolito (V)		18	Mohr-Coulomb	22	32				
Transición suelo-roca (IV)		19	Mohr-Coulomb	8	41				
Roca moderadamente meteorizada (III)		27	Generalized Hoek-Brown			46000	50	29	0.5
Roca poco meteorizada (II)		27	Generalized Hoek-Brown			89000	60	29	0.5

Figura 5.1.7.161 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la plataforma de la Estación Terminal

Fuente: Integral S.A., 2025

G. Plataforma la Mayoría y la Mayoría Construcción

Estas plataformas presentan dos taludes de lleno, con inclinaciones de 2H:1V y alturas aproximadas de 2,5 m y 4 m, En la Figura 5.1.7.162 se muestra la plataforma en planta con el perfil de análisis seleccionado.

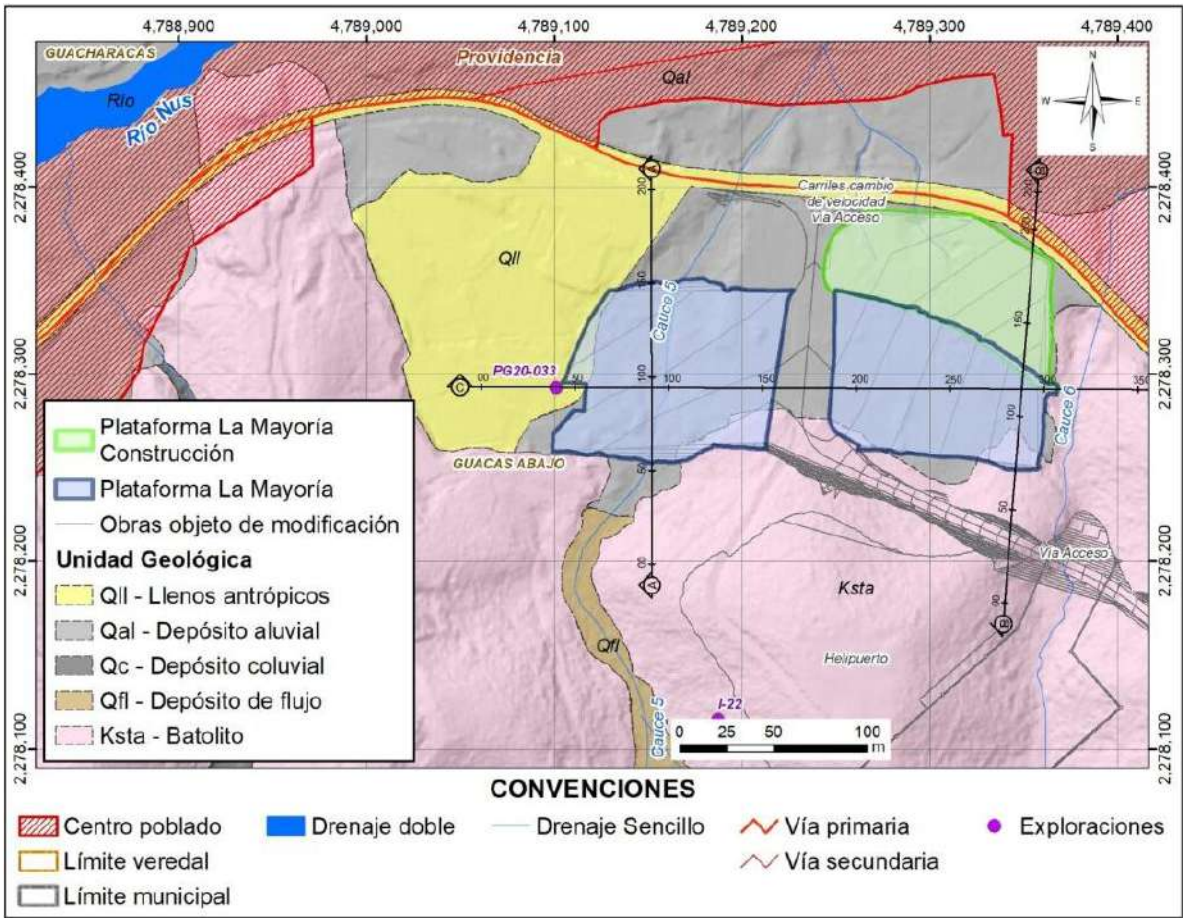


Figura 5.1.7.162 Localización en planta de la plataforma La Mayoría con las secciones de interés para los análisis geotécnicos

Fuente: Integral S.A., 2025

En el caso del talud de 4 m de altura (que es el de mayores dimensiones en este sitio y corresponde a la sección C), se obtuvieron factores de seguridad de 2,09 en el análisis determinístico y de 2,10 en el análisis probabilístico. Por su parte, para el talud de 2,5 m de altura (costado derecho de la sección de análisis), ambos enfoques arrojaron un factor de seguridad de 2,32. Los resultados correspondientes a la condición estática para ambos costados del lleno de la plataforma se presentan en la Figura 5.1.7.163 y Figura 5.1.7.164. El resumen de resultados para todas las condiciones de análisis de la plataforma La Mayoría, se pueden consultar en el literal I Resumen de del presente numeral.

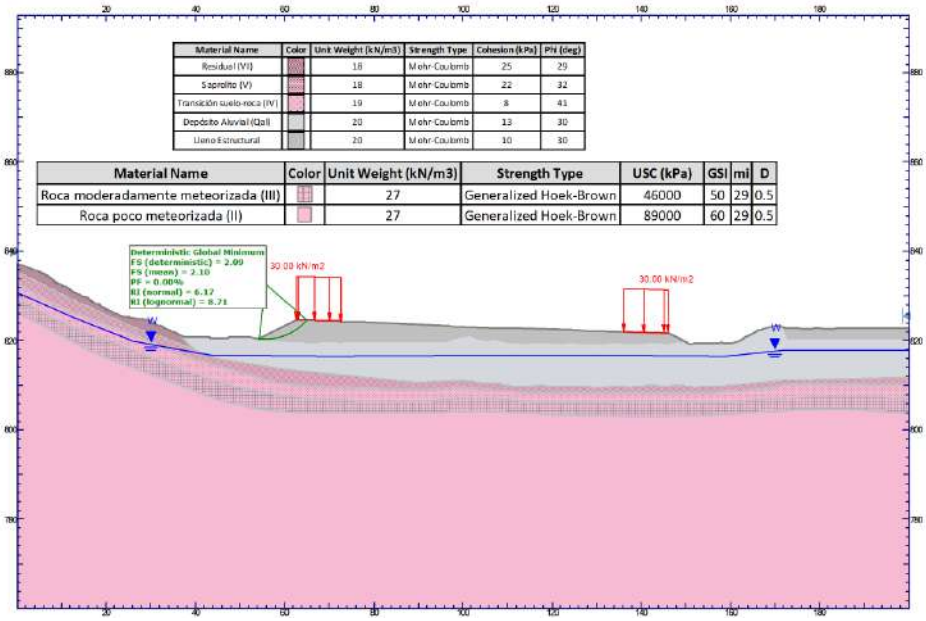


Figura 5.1.7.163 Análisis de estabilidad izquierdo en condición estática con nivel freático normal de la plataforma La Mayoría – Sección C

Fuente: Integral S.A., 2025

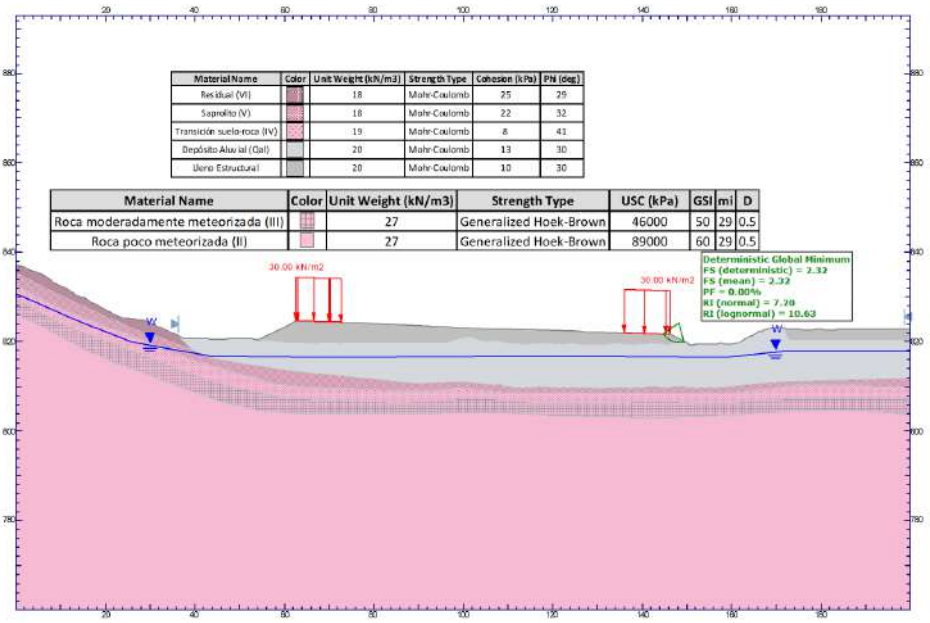


Figura 5.1.7.164 Análisis de estabilidad derecho en condición estática con nivel freático normal de la plataforma La Mayoría – Sección C

Fuente: Integral S.A., 2025

Cabe mencionar que en esta zona también se localiza la Plataforma La Mayoría Construcción, adyacente a la porción norte este de la Plataforma La Mayoría. En este caso,

la estabilidad ambas plataformas queda confirmada con el análisis de la sección C pues, al ser la de mayor altura, representa la condición más crítica, por lo cual el grado de estabilidad de dicha sección, es representativa y convalida la estabilidad de otros sectores de las dos Plataformas (La Mayoría y La Mayoría Construcción) con menores alturas de lleno.

H. Plataforma Polvorín

La plataforma Polvorín se localiza contigua a la vía Bocatoma, la intervención presenta dos taludes: un talud de corte hacia el Depósito El Basal, con una altura de 8 m y una inclinación de 1H:1V, y un talud de lleno hacia la Vía Bocatoma, con una altura aproximada de 3 m y una inclinación de 2H:1V, en la Figura 5.1.7.165 se muestra la plataforma (provisional) en planta con el perfil de análisis seleccionado.

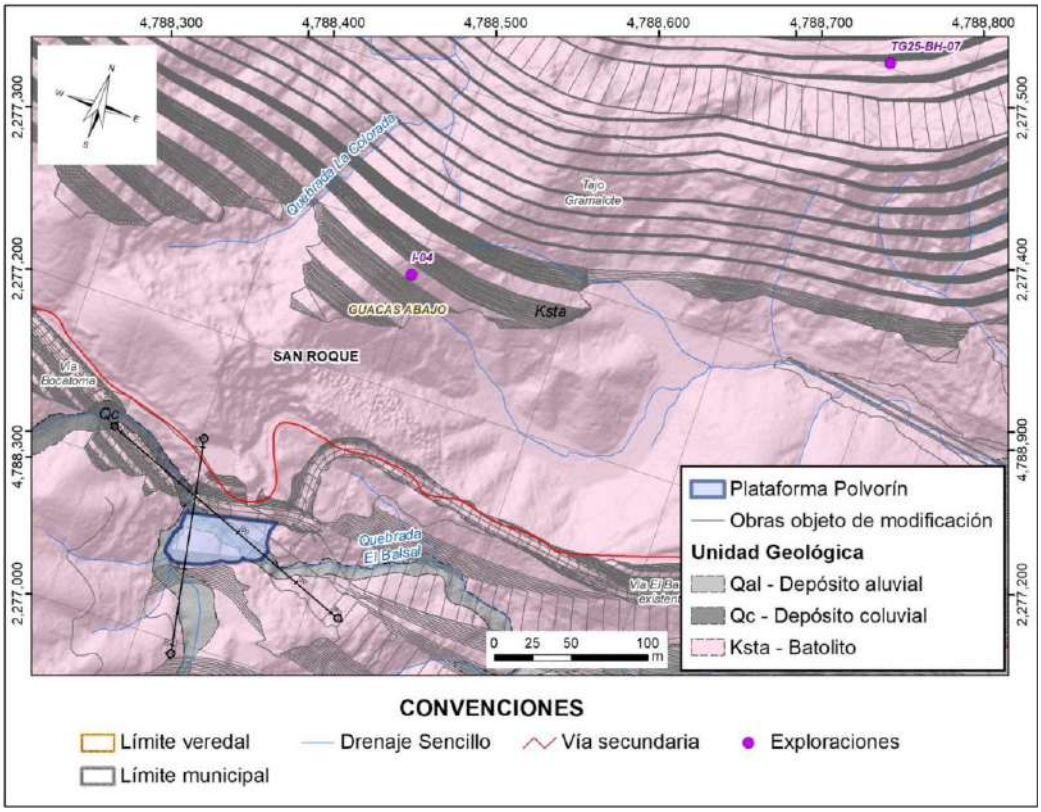
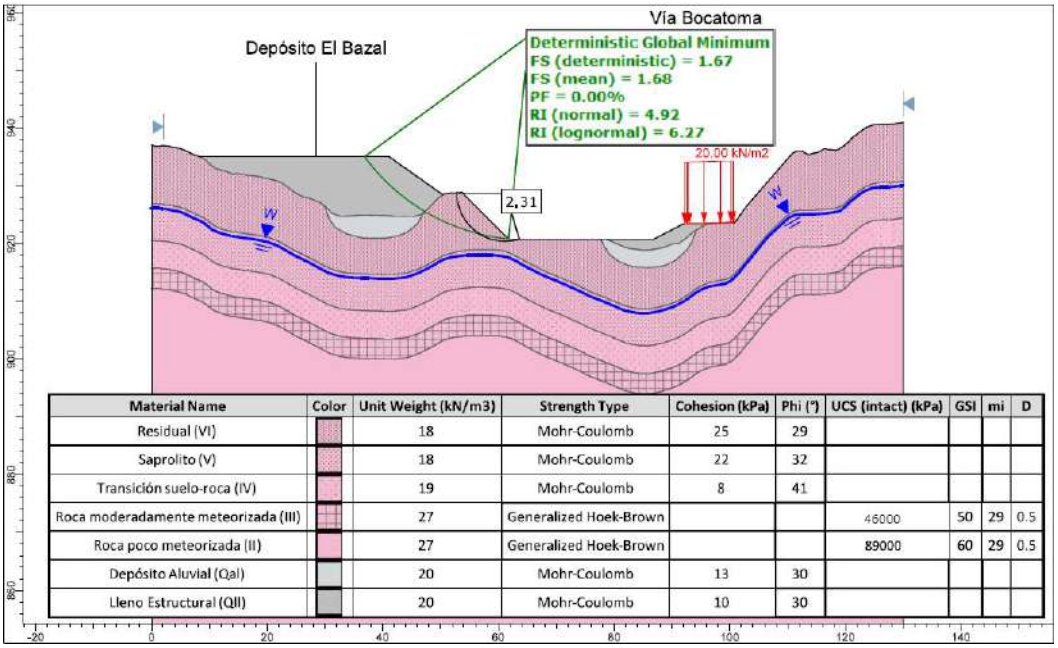


Figura 5.1.7.165 Localización en planta de la plataforma Polvorín con las secciones de interés para los análisis geotécnicos

Fuente: Integral S.A., 2025

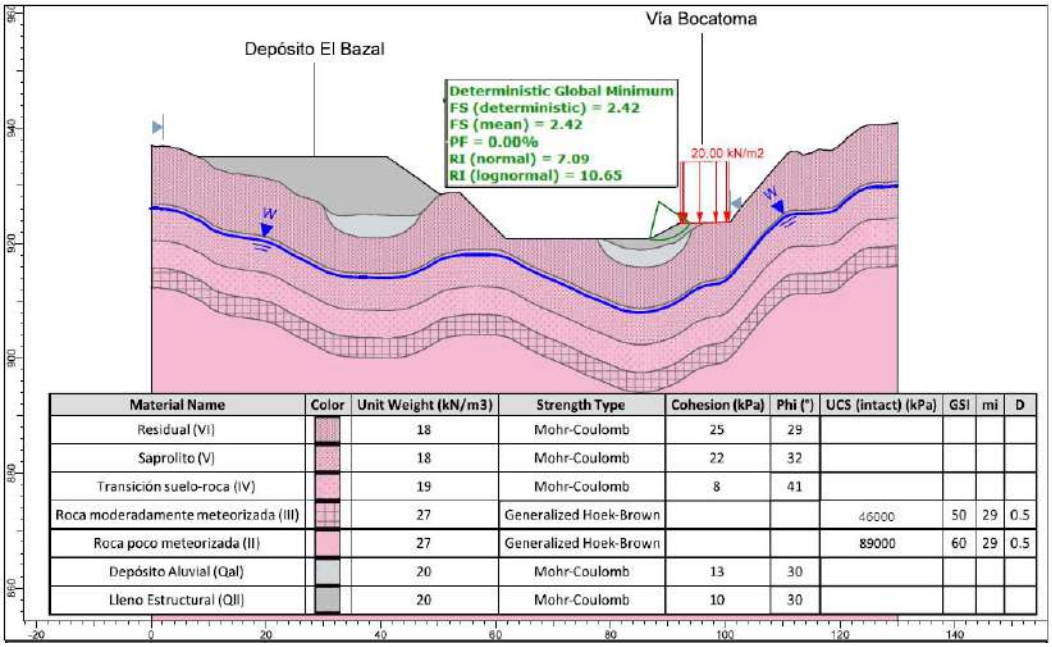
Para el talud de corte, se obtuvo un factor de seguridad global de 1,67 en el análisis determinístico y de 1,68 en el análisis probabilístico. Además, el análisis determinístico arrojó un factor de seguridad local de 2,31. En este caso se consideró una sobrecarga de 20 kPa correspondiente al tránsito en la Vía Bocatoma, el talud de lleno presentó un factor de seguridad de 2,42 en ambos enfoques, determinístico y probabilístico. Los resultados de los análisis de estabilidad para ambos taludes se presentan en la Figura 5.1.7.166 y la Figura 5.1.7.167.



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (°)	UCS (intact) (kPa)	GSI	mi	D
Residual (VI)		18	Mohr-Coulomb	25	29				
Saprolito (V)		18	Mohr-Coulomb	22	32				
Transición suelo-roca (IV)		19	Mohr-Coulomb	8	41				
Roca moderadamente meteorizada (III)		27	Generalized Hoek-Brown			46000	50	29	0.5
Roca poco meteorizada (II)		27	Generalized Hoek-Brown			89000	60	29	0.5
Depósito Aluvial (Qal)		20	Mohr-Coulomb	13	30				
Lleno Estructural (Qll)		20	Mohr-Coulomb	10	30				

Figura 5.1.7.166 Análisis de estabilidad izquierdo en condición estática con nivel freático normal de la plataforma Polvorín

Fuente: Integral S.A., 2025



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (°)	UCS (intact) (kPa)	GSI	mi	D
Residual (VI)		18	Mohr-Coulomb	25	29				
Saprolito (V)		18	Mohr-Coulomb	22	32				
Transición suelo-roca (IV)		19	Mohr-Coulomb	8	41				
Roca moderadamente meteorizada (III)		27	Generalized Hoek-Brown			46000	50	29	0.5
Roca poco meteorizada (II)		27	Generalized Hoek-Brown			89000	60	29	0.5
Depósito Aluvial (Qal)		20	Mohr-Coulomb	13	30				
Lleno Estructural (Qll)		20	Mohr-Coulomb	10	30				

Figura 5.1.7.167 Análisis de estabilidad derecho en condición estática con nivel freático normal de la plataforma Polvorín

Fuente: Integral S.A., 2025

Por otra parte, adicional a la plataforma Polvorín, el proyecto Gramalote destinó para los mismos fines que será utilizada la plataforma Polvorín, otro sitio denominado como “Área Polvorín”, la cual se localiza sobre la terraza del depósito K. El análisis de estabilidad de dicha área se presenta más adelante en el literal D del numeral J. La sección C en planta (que representa el área de la plataforma) y el resultado del análisis de estabilidad del perfil se pueden observar en la Figura 5.1.7.177 y en la Figura 5.1.7.180 respectivamente del literal antes mencionado.

I. Resumen de resultados

A continuación, en la Tabla 5.1.7.222, se presentan los resultados de los factores de seguridad correspondientes a todas las secciones analizadas bajo las distintas condiciones evaluadas. Estos valores permiten comparar la estabilidad de las diversas secciones en función de los diferentes escenarios considerados y los requerimientos normativos aplicables.

Cabe destacar que, salvo la plataforma Polvorín, las distintas plataformas analizadas presentan un solo banco, por lo que el factor de seguridad global coincide con el factor de seguridad local. Los resultados detallados de este análisis se encuentran en ANEXOS_CARACTERIZACION_GEOTECNIA_PLATA_MENORES_AXO_B, no obstante, a continuación, se resumen de manera tabulada los factores de seguridad obtenidos para cada una de las secciones evaluadas.

La Tabla 5.1.7.222, resume los análisis de estabilidad realizados mediante el método de equilibrio límite según los términos de referencia. Por último, se informa el menor factor de seguridad local para los bancos que conforman el talud en cuestión.

Tabla 5.1.7.222 Resumen de resultados de los factores de seguridad obtenidos para las secciones de análisis representativas

Plataforma / Sección	Condición	FS					
		Global	PF SLIDE (%)	RI NORMAL	RI LOGN	PF CALC	FS Local
Campamentos y Oficinas	Terreno natural	2,85	0,0	8,74	14,07	1,00E-18	-
	Nivel freático normal	1,62	0,0	4,37	5,47	6,00E-06	1,62
	Nivel freático extremo	1,62	0,0	4,37	5,47	6,00E-06	1,62
	Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,56	0,0	4,11	5,06	2,00E-05	1,56
	Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,27	0,3	2,40	2,66	8,00E-03	1,27
Ciclones	Terreno natural	2,96	0,0	8,66	14,18	2,00E-18	-
	Nivel freático normal	1,82	-	-	-	-	1,82
	Nivel freático extremo	1,82	-	-	-	-	1,82
	Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,76	-	-	-	-	1,76
	Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,41	-	-	-	-	1,41
EBAR Análisis Derecho	Terreno natural	2,73	0,0	5,89	9,31	2,00E-02	-
	Nivel freático normal	3,14	0,0	5,70	9,55	6,00E-09	3,14
	Nivel freático extremo	3,14	0,0	5,70	9,55	6,00E-09	3,14
	Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	3,02	0,0	5,56	9,16	1,00E-08	3,02
	Nivel freático normal y sismo Tr 475	2,42	0,0	4,91	7,37	3,00E-03	2,42
EBAR Análisis Izquierdo	Terreno natural	2,82	0,0	6,14	9,84	6,00E-03	-
	Nivel freático normal	1,65	0,0	3,50	4,41	2,00E-04	1,65
	Nivel freático extremo	1,65	0,0	3,50	4,41	2,00E-04	1,65
	Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,60	0,0	3,26	4,03	6,00E-04	1,60
	Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,29	1,7	1,96	2,17	2,00E-02	1,29
Estación de Regulación	Terreno natural	1,79	0,0	5,25	6,89	8,00E-08	-
	Nivel freático normal	2,58	0,0	5,52	8,51	2,00E-08	2,58
	Terreno natural	2,58	0,0	5,52	8,51	2,00E-08	2,58
	Nivel freático extremo	2,58	0,0	5,52	8,51	2,00E-08	2,58
	Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	2,46	0,0	5,37	8,11	4,00E-08	2,46

Plataforma / Sección	Condición	FS					
		Global	PF SLIDE (%)	RI NORMAL	RI LOGN	PF CALC	FS Local
	Nivel freático normal y sismo Tr 476	1,87	0,0	4,22	5,63	1,00E-05	1,87
Estación Terminal	Terreno natural	5,05	0,0	6,64	13,40	2,00E-11	-
	Nivel freático normal	2,74	0,0	7,03	11,13	1,00E-12	2,74
	Nivel freático extremo	2,74	0,0	7,03	11,13	1,00E-12	2,74
	Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	2,66	0,0	7,32	11,46	1,00E-13	2,66
	Nivel freático normal y sismo Tr 475	2,11	0,0	6,67	9,45	1,00E-11	2,11
La Mayoría Análisis Derecho	Terreno natural	3,07	0,0	5,68	9,43	7,00E-09	-
	Nivel freático normal	2,32	0,0	7,20	10,63	3,00E-13	2,32
	Nivel freático extremo	2,32	0,0	7,20	10,63	3,00E-13	2,32
	Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	2,26	0,0	7,05	10,29	9,00E-13	2,26
	Nivel freático normal y sismo Tr 475	2,03	0,0	6,25	8,70	2,00E-10	2,03
La Mayoría Análisis Izquierdo	Terreno natural	2,52	0,0	6,88	10,52	3,00E-12	-
	Nivel freático normal	2,10	0,0	6,17	8,71	3,00E-10	2,10
	Nivel freático extremo	2,10	0,0	6,16	8,70	4,00E-10	2,10
	Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	2,02	0,0	5,93	8,22	2,00E-09	2,02
	Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,60	0,0	4,34	5,41	7,00E-06	1,60
Polvorín Análisis Derecho	Terreno natural	1,60	0,0	3,17	3,93	8,00E-04	-
	Nivel freático normal	2,42	0,0	7,09	10,65	7,00E-13	2,42
	Nivel freático extremo	2,42	0,0	7,09	10,65	7,00E-13	2,42
	Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	2,33	0,0	6,88	10,18	3,00E-12	2,33
	Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,85	0,0	5,43	7,25	3,00E-08	1,85
Polvorín Análisis Izquierdo	Terreno natural	2,81	0,0	6,37	10,19	9,00E-11	-
	Nivel freático normal	1,68	0,0	4,92	6,27	4,00E-07	2,31
	Nivel freático extremo	1,68	0,0	4,92	6,27	4,00E-07	2,31
	Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,61	0,0	4,63	5,78	2,00E-06	2,36
	Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,25	0,4	2,42	2,66	8,00E-03	2,12

Plataforma / Sección	Condición	FS					
		Global	PF SLIDE (%)	RI NORMAL	RI LOGN	PF CALC	FS Local
Pozo de Recolección de Infiltraciones Análisis Derecho	Terreno natural	2,89	0,0	9,65	15,65	2,00E-22	-
	Nivel freático normal	2,32	0,0	7,15	10,54	4,00E-13	2,32
	Nivel freático extremo	2,32	0,0	7,15	10,54	4,00E-13	2,32
	Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	2,25	0,0	6,97	10,16	2,00E-12	2,25
	Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,89	0,0	5,79	7,79	4,00E-09	1,89
Pozo de Recolección de Infiltraciones Análisis Izquierdo	Terreno natural	6,58	0,0	10,22	22,70	8,00E-25	-
	Nivel freático normal	2,53	0,0	7,49	11,48	3,00E-14	2,53
	Nivel freático extremo	2,53	0,0	7,49	11,48	3,00E-14	2,53
	Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	2,45	0,0	7,34	11,10	1,00E-13	2,45
	Nivel freático normal y sismo Tr 475	2,03	0,0	6,29	8,76	2,00E-10	2,03

PF= Probabilidad de falla; RI=Índice de confiabilidad; FS= Factor de seguridad
Fuente: Integral S.A., 2025

J. Resumen de tratamientos

Dado que el diseño de todas las Plataformas Menores contempla taludes (de corte o lleno) con alturas inferiores a 10 metros, los tratamientos de estabilización y/o manejo se clasifican dentro de la categoría de tratamientos genéricos aplicables a construcciones permanentes de hasta un solo banco.

La configuración detallada de este tipo de tratamiento, que se describe en el literal C, del numeral 5.1.7.6.5 de este documento, consiste en la instalación de medidas de control de erosión:

- Revegetalización: Se deberán revegetalizar las caras de los taludes de corte o lleno, utilizando especies nativas o con potencial de crecimiento en la zona (combinando pastos, especies rastreras y arbustos).
- Manto Permanente: Adicionalmente, en caso de ser necesario, se deberá instalar un manto permanente tipo TRM 500 o similar.
- Se deben consultar los planos de este frente de obra para mayores detalles.

5.1.7.6.8 Depósitos de materiales sobrantes ZODME

Mediante los análisis de estabilidad se determinó que la conformación de llenos en la zona de depósito con pendiente de 2H:1V, permite lograr su estabilidad sin necesidad de soporte mecánico adicional. Adicionalmente, como se verá más adelante para algunos depósitos se recomendó en la pata un enrocado. Esta medida busca mantener la estabilidad en caso de materiales incompetentes. El resumen de los análisis con todos los escenarios analizados se encuentra en la Tabla 5.1.7.225.

A. Caracterización del nivel freático y del efecto de la precipitación

El nivel freático fue definido en cada perfil geológico geotécnico teniendo en cuenta el hallazgo de las perforaciones. Sin embargo, no en todas las perforaciones fue encontrado dicho nivel, por lo tanto, para la construcción de los modelos se optó por asumirlo en la transición suelo roca. Adicional a esto, el proyecto cuenta con una red de piezómetros de los cuales se conoce que típicamente los niveles freáticos fluctúan en esta misma zona de transición.

A partir de las consideraciones anteriores, el escenario de nivel freático por la lluvia crítica se representó mediante el aumento de este dentro de los perfiles para todos los depósitos, de acuerdo con los criterios descritos en el numeral 5.1.7.6.3.

Efecto de la precipitación sobre el nivel freático

Siguiendo la metodología descrita en el numeral 5.1.7.6.3, se presenta la estimación del cambio del nivel freático por efecto de la precipitación con Tr de 20 años. En la Tabla 5.1.7.223 se reportan los parámetros clave definidos por el Servicio Geológico Colombiano (SGC) comunes a todos los depósitos utilizados para el cálculo correspondiente. Por su parte, en la Tabla 5.1.7.224 se presenta el aumento estimado del nivel freático en relación con la base de cada depósito (ver Figura 5.1.7.168), considerando que el incremento podría originarse por la presencia de un nivel freático colgado dentro del cuerpo depósito, y no necesariamente por un ascenso desde el nivel freático presentado en el subsuelo

subyacente (este concepto es conservador, pero obedece a experiencias previas del consultor).

Tabla 5.1.7.223 Datos generales a todos los depósitos para la estimación del incremento del nivel freático por efecto de la precipitación con periodo de retorno de 20 años

Estimación del incremento del nivel freático	
Datos iniciales	
Cobertura promedio	Áreas de extracción minera o de depósito
Datos obtenidos por medio de la guía metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa:	
Grupo hidrológico del suelo	Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.
Uso del suelo según metodología del SGC	Áreas abiertas - Condiciones aceptables: cubierta en pasto (50 al 75 %)
Datos obtenidos a partir de la aplicación del procedimiento propuesto por el SGC	
Número de curva según grupo hidrológico y uso del suelo	49
Desviación, expresada en términos de CV ($CV\ P_f$)	0,101
Intensidad de lluvia para un Tr=20 años (I_{i20})	143

Fuente: Integral S.A., 2025

Con base en los insumos disponibles para el trazado del nivel freático, y considerando que, por su configuración, los depósitos son estructuras que pueden, a largo plazo, presentar cierta columna de agua en su fundación (condición que también dependerá de factores como el desempeño del sistema de drenaje, los procesos de compactación durante la disposición del material sobrante, entre otros), se adoptó un enfoque conservador para el escenario de nivel freático extremo. Este enfoque consistió en asumir, para los análisis de estabilidad, que la base de referencia para adicionar el incremento del nivel freático corresponde a la fundación del lleno, tal como se ilustra en la Figura 5.1.7.168. Esta condición es aplicable exclusivamente a los depósitos.

Cabe señalar que dicha condición es de carácter hipotético y conservador, ya que cada depósito será acondicionado con obras de drenaje y contará con controles de compactación.

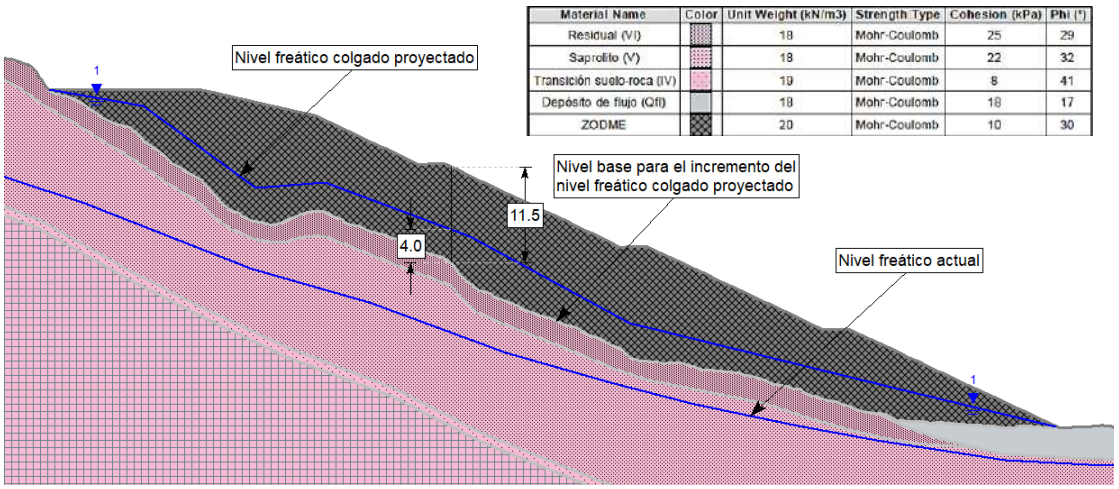


Figura 5.1.7.168 Ejemplo referencia considerada en medición de la profundidad del nivel freático promedio para el cálculo del incremento en el escenario extremo (Tr=20 años) en el depósito

Fuente: Integral S.A., 2025

El cálculo del incremento del nivel freático por efecto de la precipitación, aplicando la metodología del Servicio Geológico Colombiano se muestra en la Tabla 5.1.7.224 para cada depósito. En dicha tabla se reporta la profundidad base finalmente considerada Pf (medido desde superficie) y el ajuste de este Pf20 debido al aumento estimado para cada caso.

Tabla 5.1.7.224 Estimación del incremento del nivel freático por efecto de la precipitación con periodo de retorno de 20 años para cada zona de depósito) (Pf=Profundidad media del nivel freático, Pf20= Profundidad del Nivel freático asociado a Tr=20 años)

Depósito	Pf	Pf20	Aumento
	(m)	(m)	(m)
E	11,5	9,4	2,0
G	8,0	6,5	1,0
K	31,0	25,7	5,0
L	31,0	25,7	5,0
M	36,0	29,9	6,0
O	37,5	31,1	6,0
R	20,0	16,5	3,0
W	10,5	8,6	2,0
Guacas WRF	16,0	13,2	3,0
El Torito	16,0	13,2	3,0

Fuente: Integral S.A., 2025

Con el objetivo de facilitar la modelación se analizó la dispersión de los datos obtenidos utilizando un diagrama de cajas y bigotes (Figura 5.1.7.169) buscando determinar un valor

representativo para aplicar en todos los depósitos. Este diagrama permite visualizar la dispersión de los datos, mostrando el segundo y tercer cuantil (rango entre el 25% y el 75% de los datos), el rango total mediante los bigotes (líneas verticales que se extienden desde la caja) y marcando el valor central (mediana) con una línea dentro de la caja. Así se determinó que los valores más frecuentes están entre 2 m a 5 m, con una mediana de 3 m. Al final, para las modelaciones de la condición extrema, se consideró un aumento del orden de 4 m para todos los depósitos. Como mencionado antes, esto es un enfoque conservador dado que se está tomando como base para representar el nivel colgado la fundación de cada lleno.

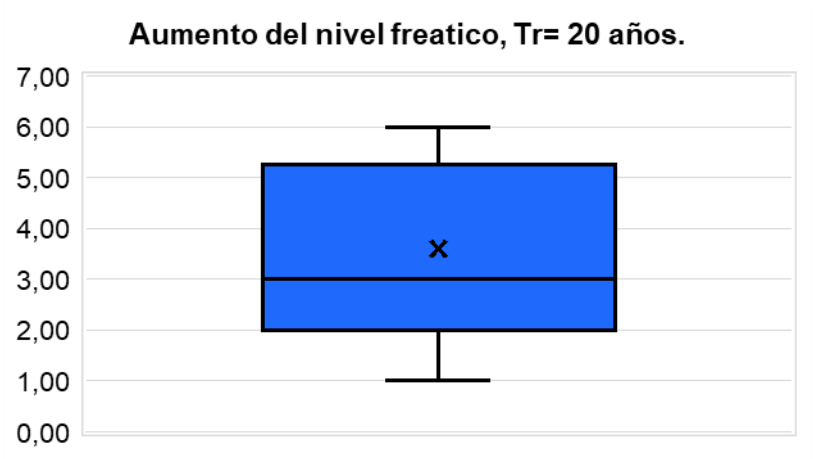


Figura 5.1.7.169 Análisis estadístico por medio del diagrama de cajas y bigotes de los datos obtenidos para el incremento del nivel freático extremo (Tr=20 años)

Fuente: Integral S.A., 2025

B. Depósito E

El depósito E fue modelado considerando la presencia de un enrocado en la pata del talud, con una geometría triangular y una altura de 5 metros (ver Figura 5.1.7.170). Este enrocado, modelado en la sección A, remplaza la parte superficial del depósito de flujo, contribuyendo así a mejorar la estabilidad del depósito. Tal y como se observa en el plano I-P-0010719-ZM-GG-DME-020 en la zona de fundación del depósito E se mapearon algunas cicatrices inactivas. Por lo anterior, se recomienda que dentro de los trabajos de preparación se remueva el material suelto asociado a dichas formaciones.

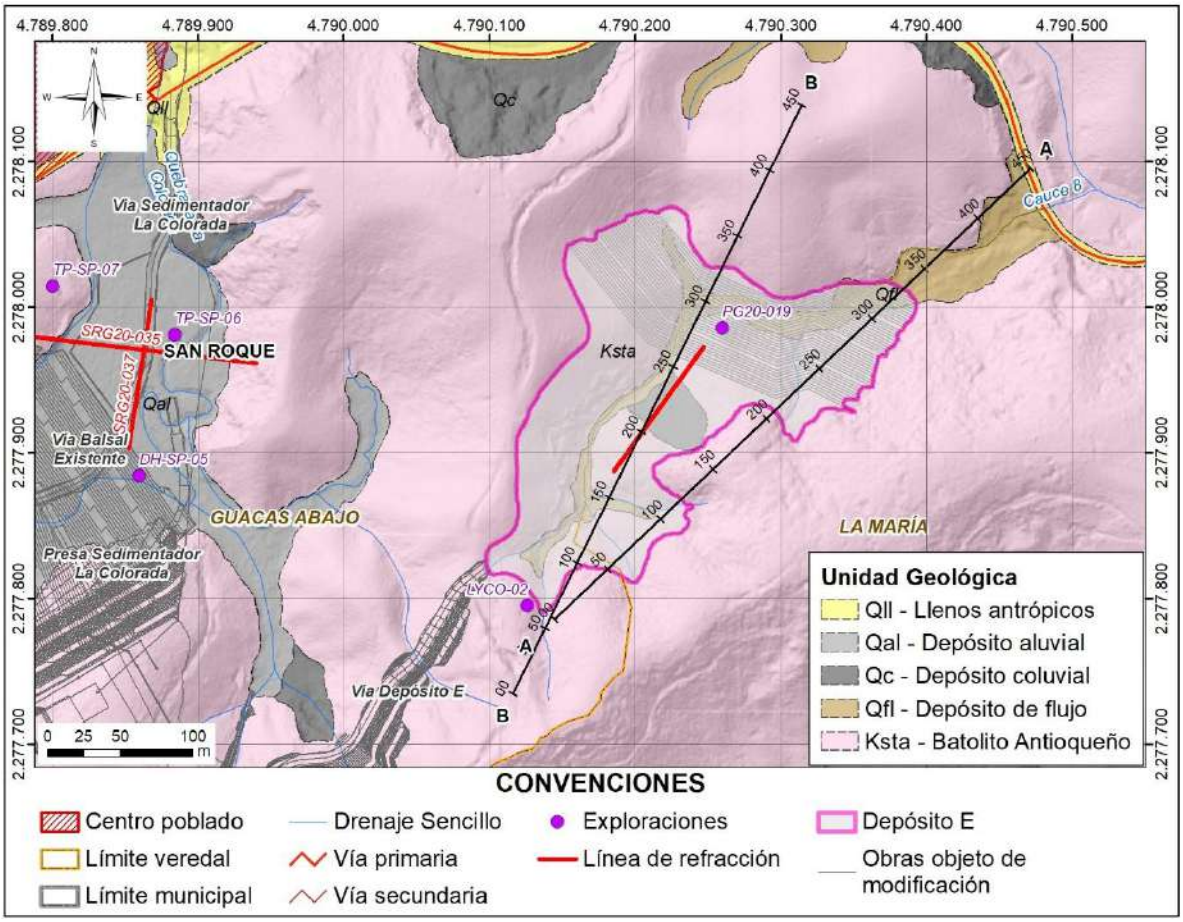


Figura 5.1.7.170 Localización en planta del depósito E con las secciones de interés para el análisis geotécnico

Fuente: Integral S.A., 2026

Para este escenario específico, el análisis determinístico y probabilístico arrojó un factor de seguridad de 1,61 en condición estática y nivel freático normal para la sección A-A, y de 1,68 para la sección B-B bajo los mismos escenarios, evidenciando una condición de estabilidad favorable bajo ambas metodologías (ver Figura 5.1.7.171 y Figura 5.1.7.172).

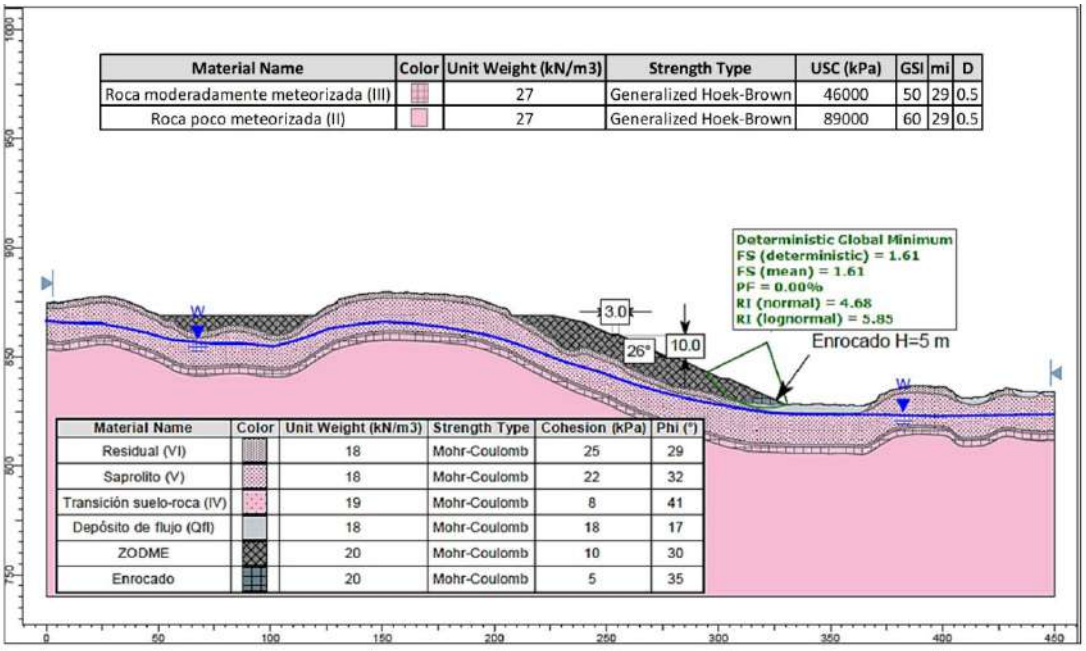


Figura 5.1.7.171 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la Sección A – Depósito E

Fuente: Integral S.A., 2025

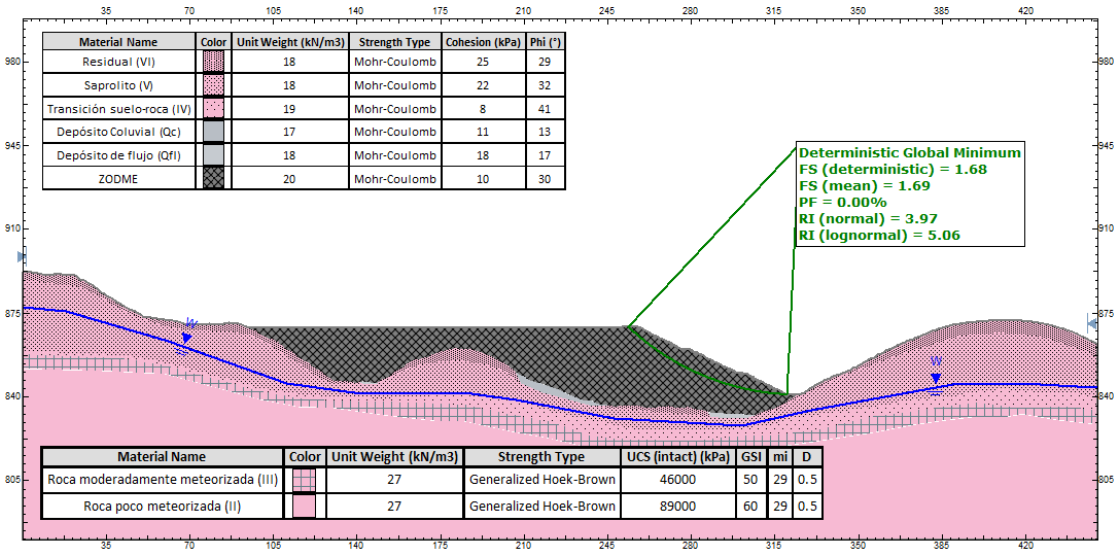


Figura 5.1.7.172 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la Sección B – Depósito E

Fuente: Integral S.A., 2026

C. Depósito G

La pata de la sección A del depósito G se apoya sobre un depósito de flujo, lo que hace necesario realizar un reemplazo de material con una altura de 2 metros desde la superficie del terreno. Esto reemplazo se circunscribe sólo a una porción de la pata aguas abajo de dicho depósito, ver la Figura 5.1.7.173. Sobre este reemplazo se propone la colocación de un enrocado en la pata del talud, con una altura de 5 metros. Cabe destacar que el material utilizado para el reemplazo corresponde al mismo del enrocado.

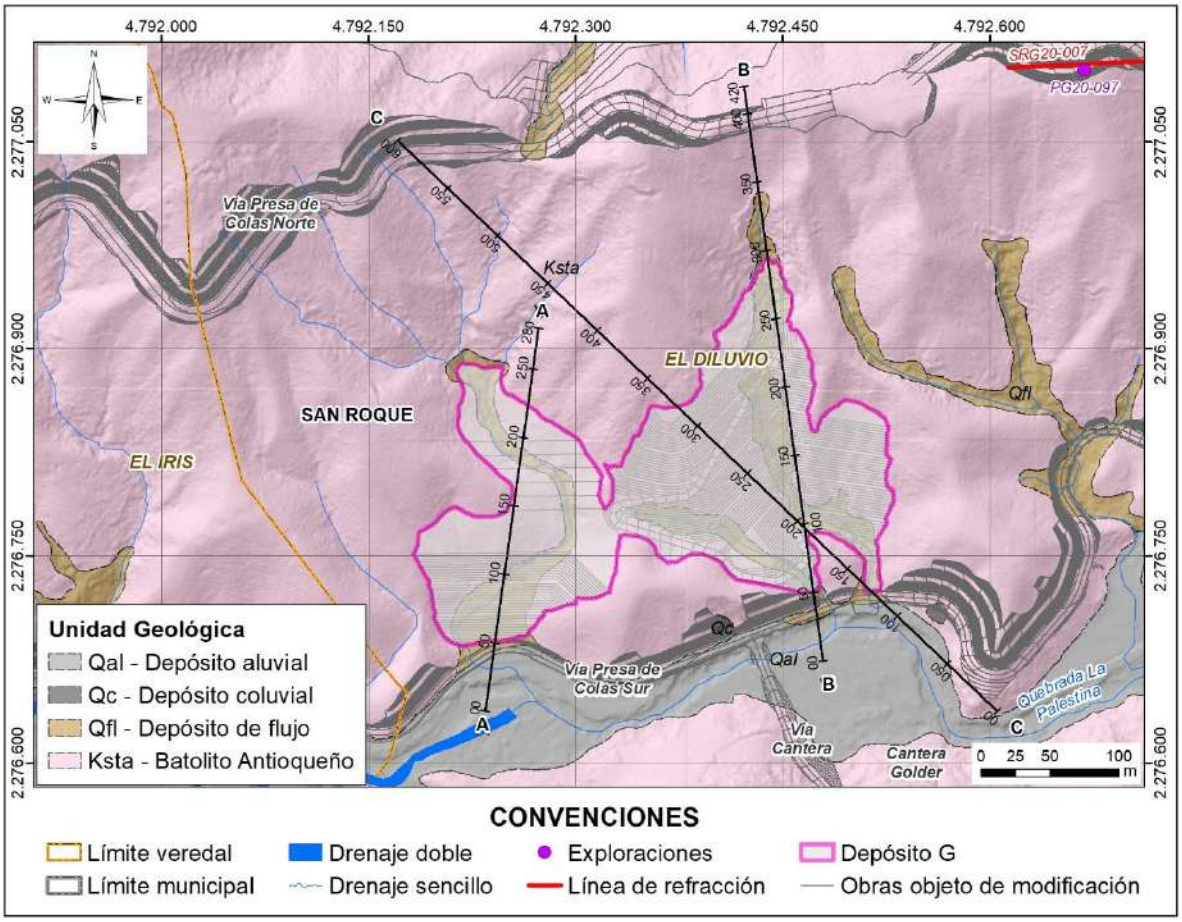


Figura 5.1.7.173 Localización en planta del depósito G con las secciones de interés para los análisis geotécnicos

Fuente: Integral S.A., 2026

Teniendo en cuenta la configuración mencionada se proporciona un factor de seguridad de 1,51 en condición estática y nivel freático normal, tanto en el análisis probabilístico como en el determinístico, indicando una mejora significativa en la estabilidad del depósito. Ver la Figura 5.1.7.174.

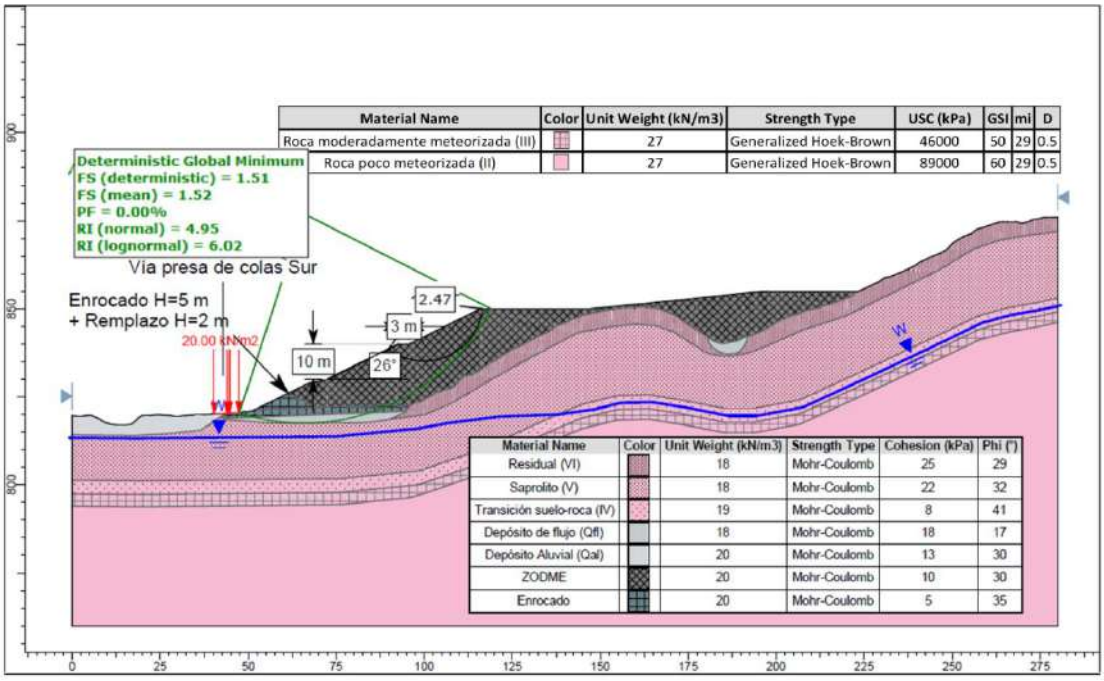


Figura 5.1.7.174 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la Sección A – Depósito G

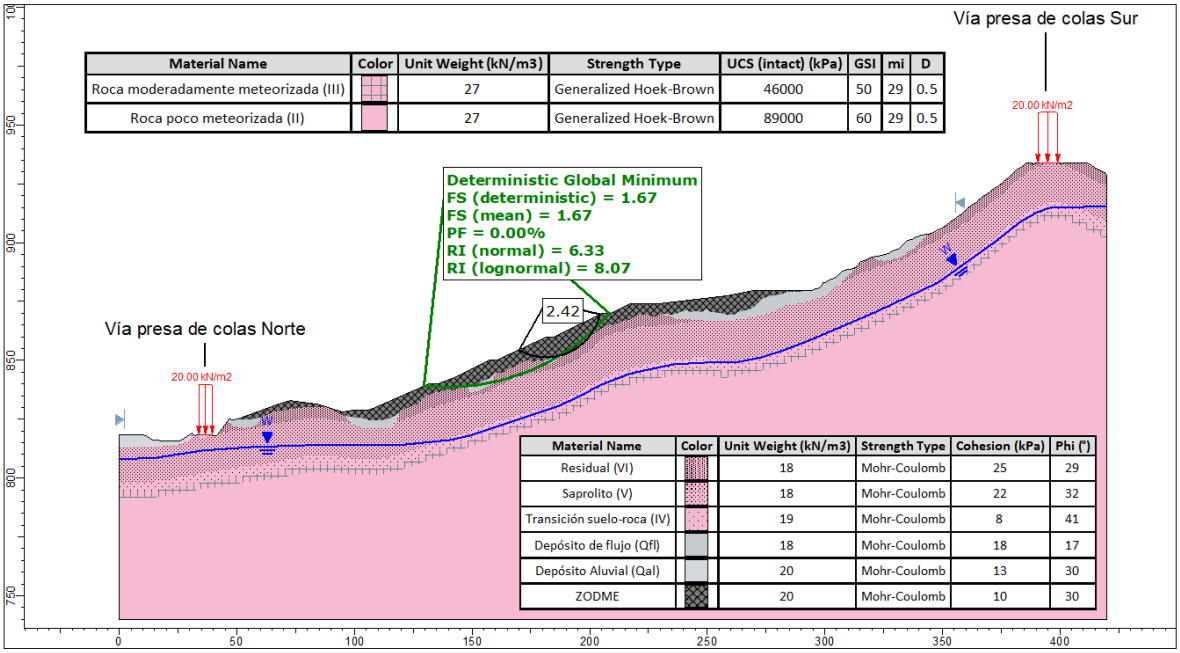
Fuente: Integral S.A., 2025

En la sección B, la topografía natural del terreno favorece la estabilidad del depósito, por lo que no se considera necesaria la inclusión del enrocado recomendado en los análisis de la sección A. En consecuencia, la extensión del enrocado en porciones de la pata aguas abajo del depósito se ajustará en campo, debiendo dicha longitud ser definida por un ingeniero geotécnico en función de las condiciones geológicas observadas en campo de la fundación.

El análisis realizado en esta sección arroja un factor de seguridad de 1,67 para la estabilidad global del depósito de acuerdo con la superficie de falla crítica. Se evaluó una superficie de falla local aleatoria y contenida dentro del cuerpo del depósito para establecer el grado de estabilidad de los bancos, obteniendo como resultado un factor de seguridad de 2,42 (ver Figura 5.1.7.175). En relación con lo anterior, los valores obtenidos de los factores de seguridad global y local en el cuerpo del depósito superan el factor mínimo exigido por la normativa y los criterios de diseño definidos, lo que permite verificar la estabilidad del diseño.

Al igual que las condiciones favorables de topografías dadas para la sección anterior, la sección C, no considera necesaria la inclusión del enrocado recomendado en los análisis. En consecuencia, esta sección arroja un factor de seguridad de 1,58 para la estabilidad global del depósito en condición estática de acuerdo con la superficie de falla crítica, como lo indica la Figura 5.1.7.176, superando el factor mínimo exigido por la normativa y los criterios de diseño definidos.

Cabe destacar que, el grado de estabilidad en la parte alta de la ladera natural donde se localiza la vía Presa de Colas Sur, es debidamente abordada en el capítulo de dicho frente de obra. Los resultados de los análisis de estabilidad para dicha vía pueden ser consultados en el literal D y, asimismo, el resumen de los tratamientos se encuentra en el literal F del numeral 5.1.7.6.5.



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	UCS (intact) (kPa)	GSI	mi	D
Roca moderadamente meteorizada (III)		27	Generalized Hoek-Brown	46000	50	29	0.5
Roca poco meteorizada (II)		27	Generalized Hoek-Brown	89000	60	29	0.5

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (°)
Residual (VI)		18	Mohr-Coulomb	25	29
Saprolito (V)		18	Mohr-Coulomb	22	32
Transición suelo-roca (IV)		19	Mohr-Coulomb	8	41
Depósito de flujo (Qfl)		18	Mohr-Coulomb	18	17
Depósito Aluvial (Qal)		20	Mohr-Coulomb	13	30
ZODME		20	Mohr-Coulomb	10	30

Figura 5.1.7.175 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la Sección B – Depósito G

Fuente: Integral S.A., 2025

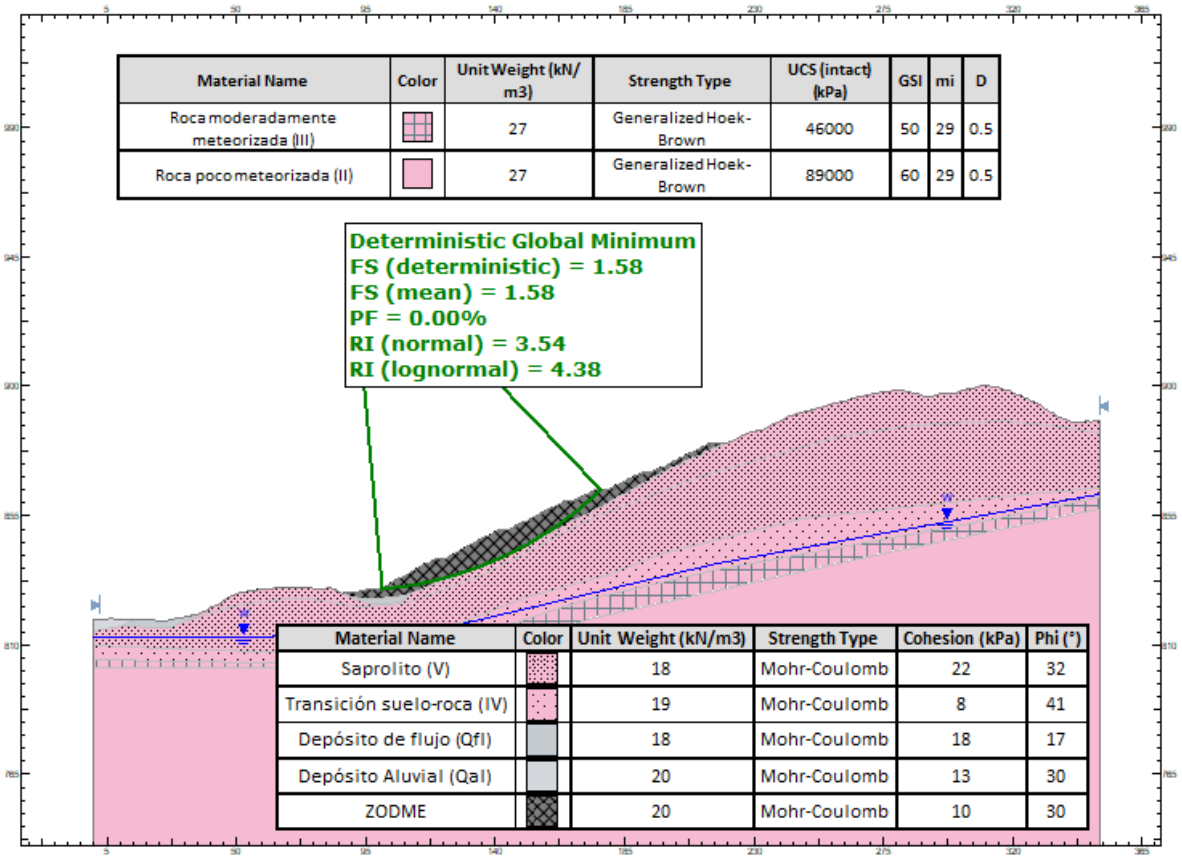


Figura 5.1.7.176 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la Sección C – Depósito G

Fuente: Integral S.A., 2026

D. Depósito K

Para el Depósito K se evaluaron tres secciones, en las cuales se verificó que la topografía natural favorece la estabilidad de la estructura, ver la Figura 5.1.7.177. En consecuencia, no se considera necesaria la incorporación de enrocado en la pata del talud. Tal como se indica en el plano I-P-0010719-ZM-GG-DMK-010, en la zona de fundación del depósito se mapearon cicatrices inactivas. Por lo tanto, se recomienda que, como parte de los trabajos de preparación, se remueva el material suelto asociado a dichas formaciones. Es importante destacar que parte de la terraza del depósito K, será una zona que el proyecto prevé aprovechar y utilizar, la cual se denomina como “Área Polvorín”.

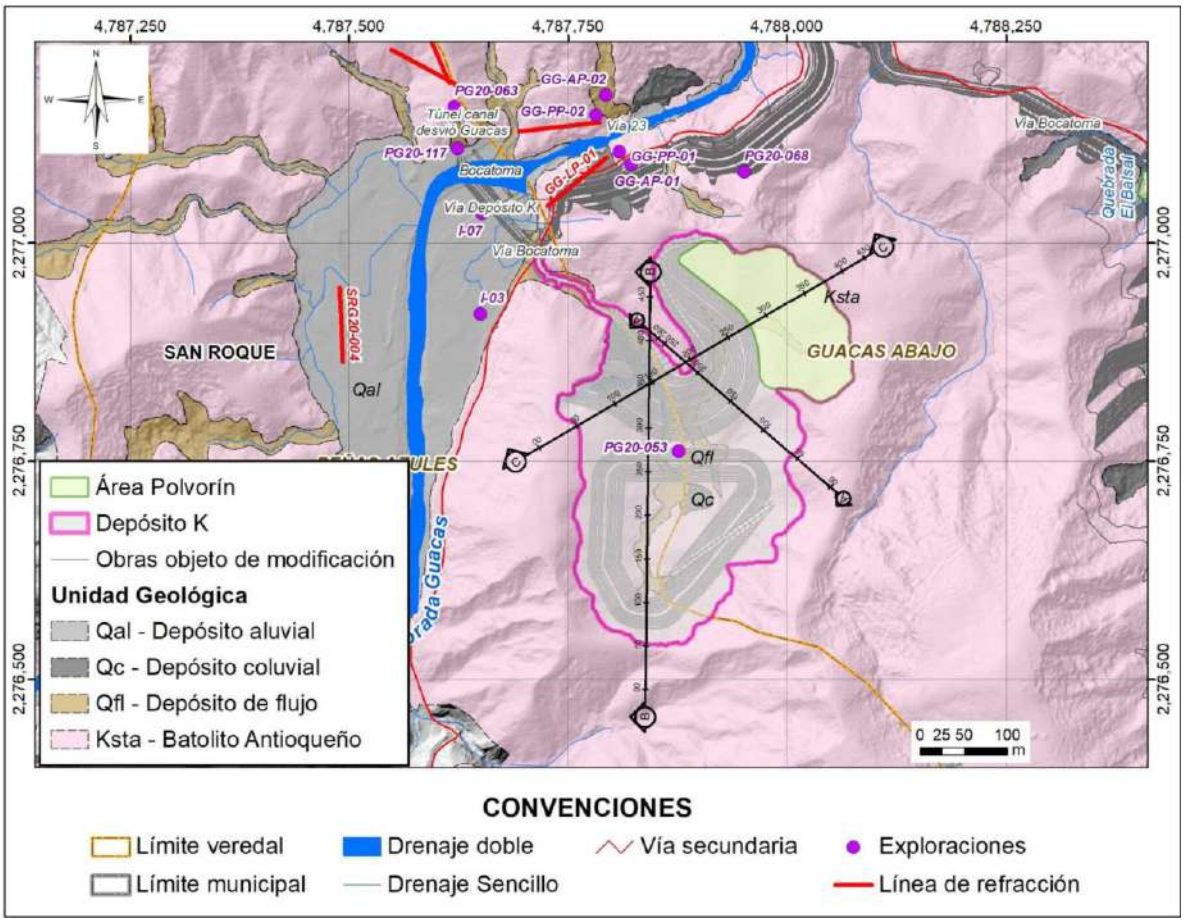


Figura 5.1.7.177 Localización en planta del depósito K con las secciones de interés para los análisis geotécnicos

Fuente: Integral S.A., 2025

El análisis de estabilidad correspondiente a la sección A del depósito K arrojó un factor de seguridad de 1,68 en condición estática y nivel freático normal, tanto en el enfoque determinístico como en el probabilístico, lo que confirma condiciones de estabilidad adecuadas. Esta evaluación se representa en la Figura 5.1.7.178.

Respecto a la sección B, presentada en la Figura 5.1.7.179, se realizó la verificación de la estabilidad del depósito en ambos lados. Como resultado, se obtuvo para el lado izquierdo un factor de seguridad de 1,83, tanto en el enfoque determinístico como en el probabilístico. De manera similar, para el lado derecho del depósito se obtuvo un factor de seguridad de 1,82 en ambos enfoques, lo que confirma condiciones de estabilidad adecuadas en toda la sección.

La sección C fue analizada en ambos lados presentados en la Figura 5.1.7.180, de manera análoga a lo realizado en la sección A. No obstante, esta sección no presenta simetría geométrica, por lo que los factores de seguridad difieren entre ambos lados. Teniendo en cuenta la orientación de la sección C, para el lado derecho del depósito se obtuvo un factor de seguridad de 1,82, mientras que para el lado izquierdo se obtuvo un valor de 1,71, siendo ambos resultados consistentes tanto en el enfoque determinístico como en el probabilístico. Cabe mencionar que el análisis de estabilidad del lado izquierdo de la sección C es representativa de la terraza del depósito K, zona que será aprovechada y utilizada por el proyecto como “Área Polvorín” (ver literal H del numeral 5.1.7.6.7).

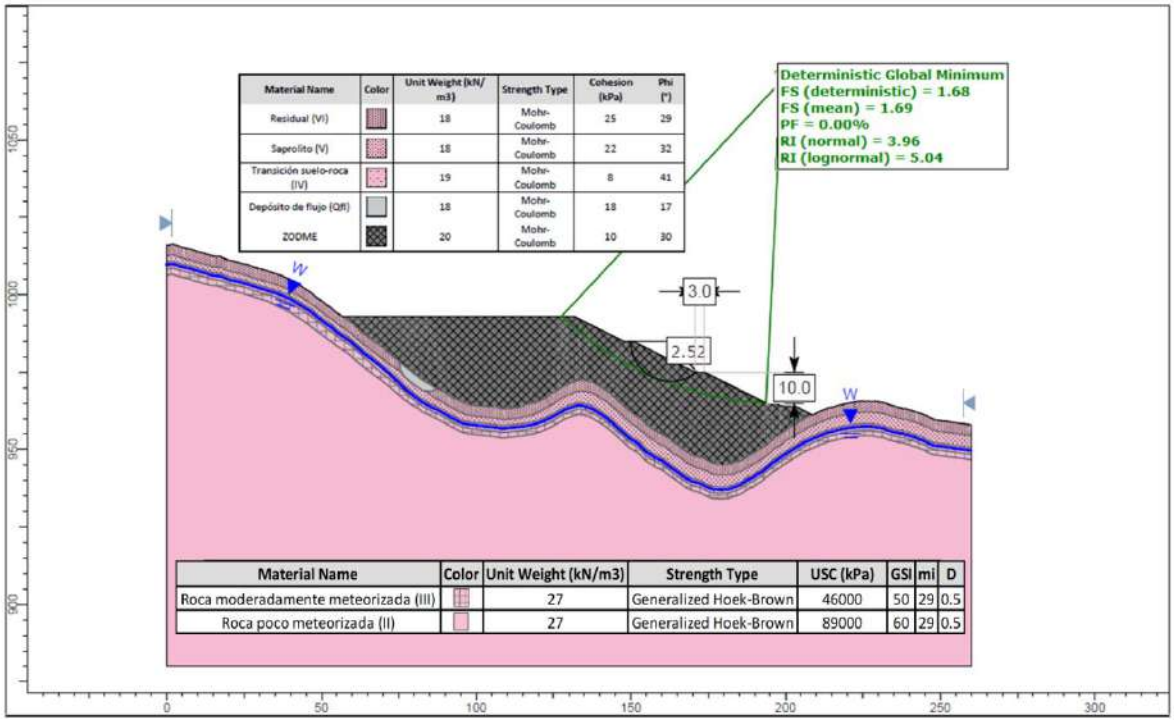


Figura 5.1.7.178 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la Sección A – Depósito K

Fuente: Integral S.A., 2025

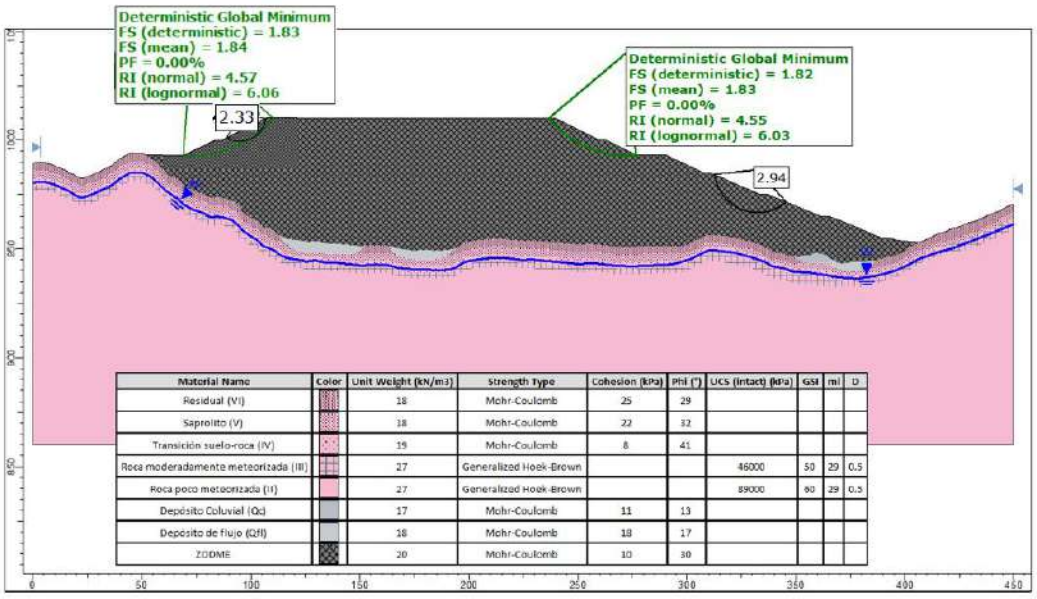


Figura 5.1.7.179 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la Sección B – Depósito K

Fuente: Integral S.A., 2025

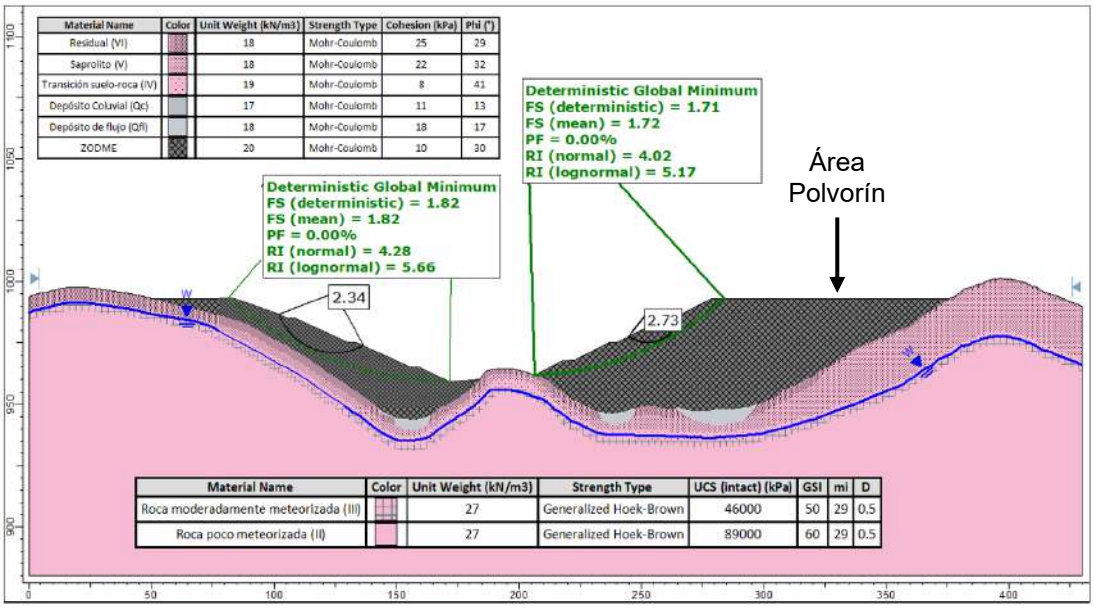


Figura 5.1.7.180 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la Sección C – Depósito K (a la derecha se observa la terraza del depósito la cual será utilizada como “Área Polvorín”)

Fuente: Integral S.A., 2025

E. Depósito L

Para el análisis de estabilidad del depósito L, se consideró un reemplazo de 2 metros sobre el depósito de flujo ubicado en la zona de la pata del talud. Adicionalmente, se incorporó un enrocado con una altura de 5 metros en dicha área. La Figura 5.1.7.181 presenta la localización en planta del depósito L y la sección de análisis.

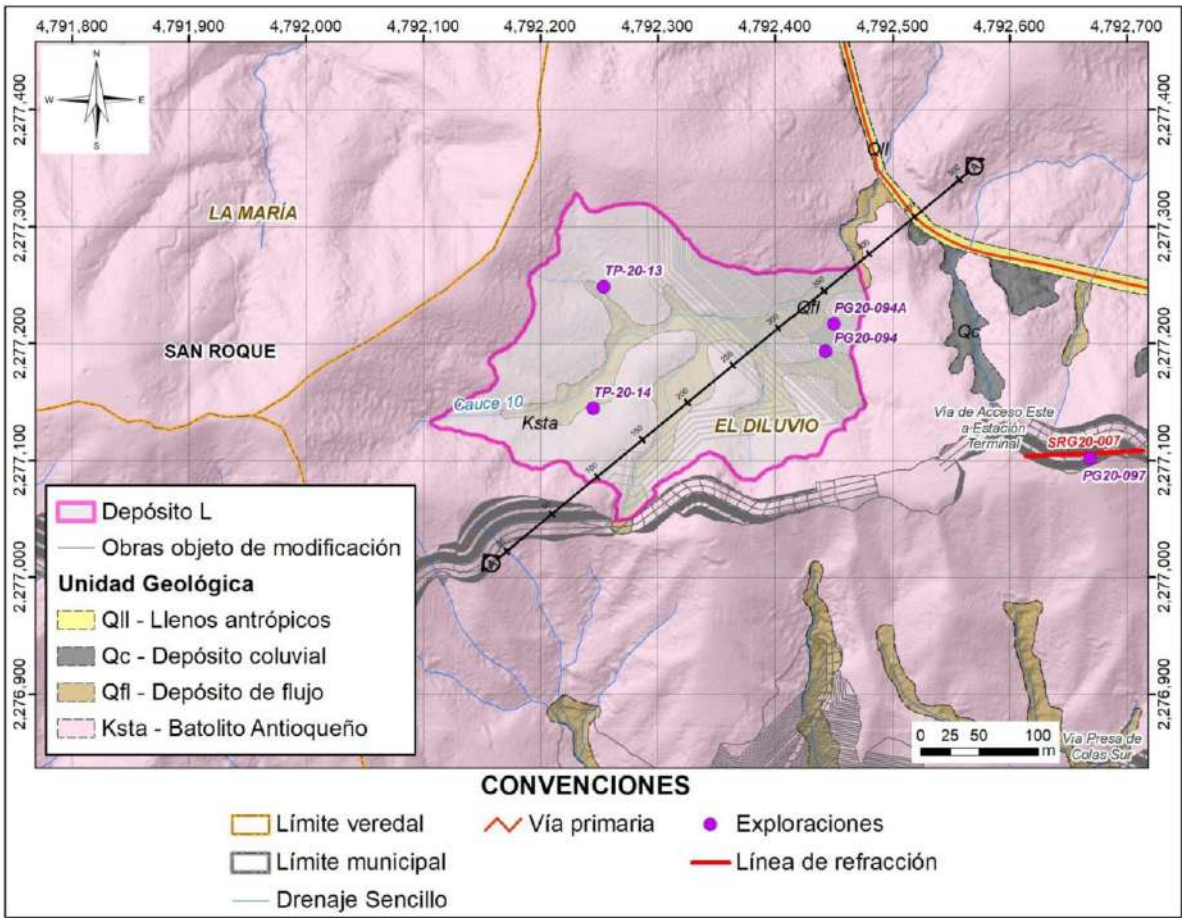


Figura 5.1.7.181 Localización en planta del depósito L con la sección de interés para el análisis geotécnico

Fuente: Integral S.A., 2025

Bajo las condiciones mencionadas, el talud presenta un factor de seguridad de 1,6 en condición estática y nivel freático normal, tanto en el enfoque determinístico como en el probabilístico, lo que demuestra su estabilidad. Ver Figura 5.1.7.181 y Figura 5.1.7.182 para visualizar los resultados.

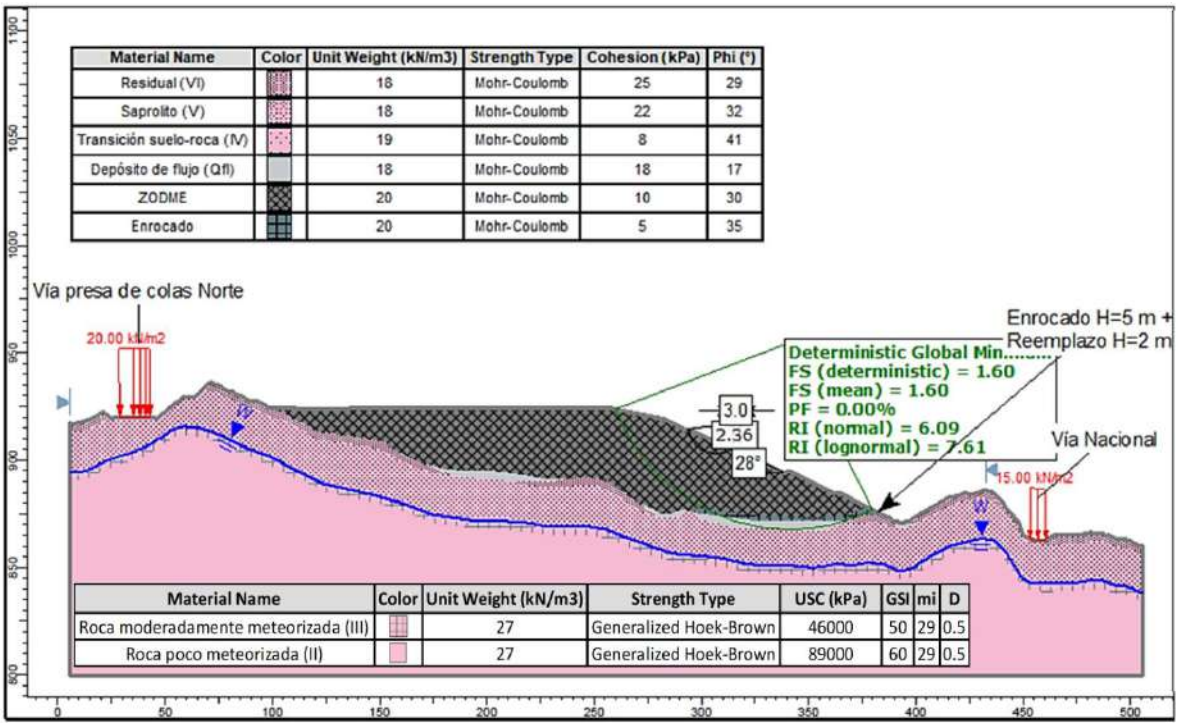


Figura 5.1.7.182 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la Sección A – Depósito L

Fuente: Integral S.A., 2025

F. Depósito M

El depósito M (Ver Figura 5.1.7.183) fue modelada incorporando un enrocado de 5 metros de altura en la pata del talud. Esta se encuentra ubicada sobre un depósito aluvial; sin embargo, el análisis de estabilidad no evidenció la necesidad de realizar su reemplazo.

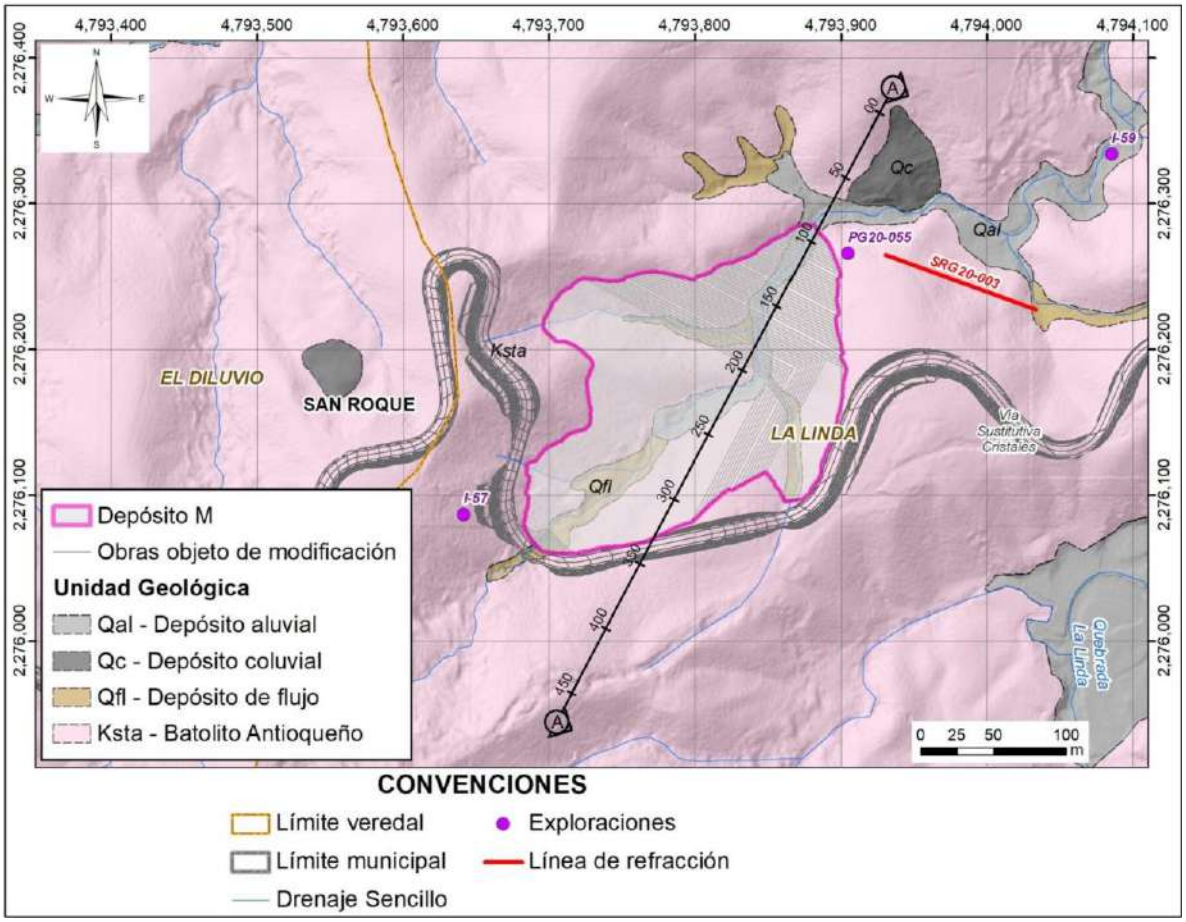


Figura 5.1.7.183 Localización en planta del depósito M con la sección de interés para el análisis geotécnico

Fuente: Integral S.A., 2025

Considerando las condiciones mencionadas, el análisis arrojó un factor de seguridad de 1,59 en condición estática y nivel freático normal, tanto en el enfoque determinístico como en el probabilístico. Ver la Figura 5.1.7.184 donde se presenta el resultado de estabilidad.

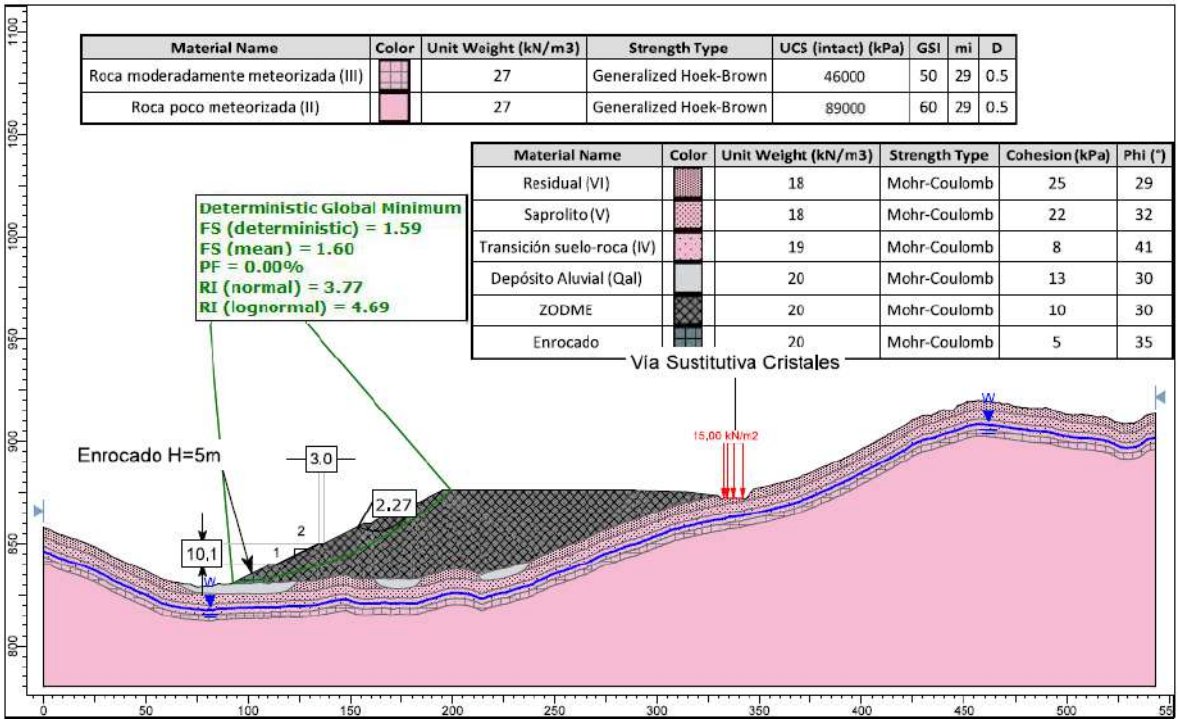


Figura 5.1.7.184 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la Sección A – Depósito M

Fuente: Integral S.A., 2025

G. Depósito O

La sección A del depósito O (ver Figura 5.1.7.185) fue analizada incluyendo el enrocado con altura de 5 m en la pata del talud, con el fin de mantener su estabilidad. Este podrá ajustarse en campo, según las condiciones evidenciadas en el sitio. Dicho análisis presenta una superficie de falla crítica en uno de los taludes de corte proyectados para la vía de acceso este de la estación terminal. En la sección B no se requiere mejoramiento de la fundación con enrocado, toda vez que esta corresponde sectores donde la cara del lleno cuenta con alturas de lleno de 20 m o menores, y para su disposición se aprovecha la morfología del sector.

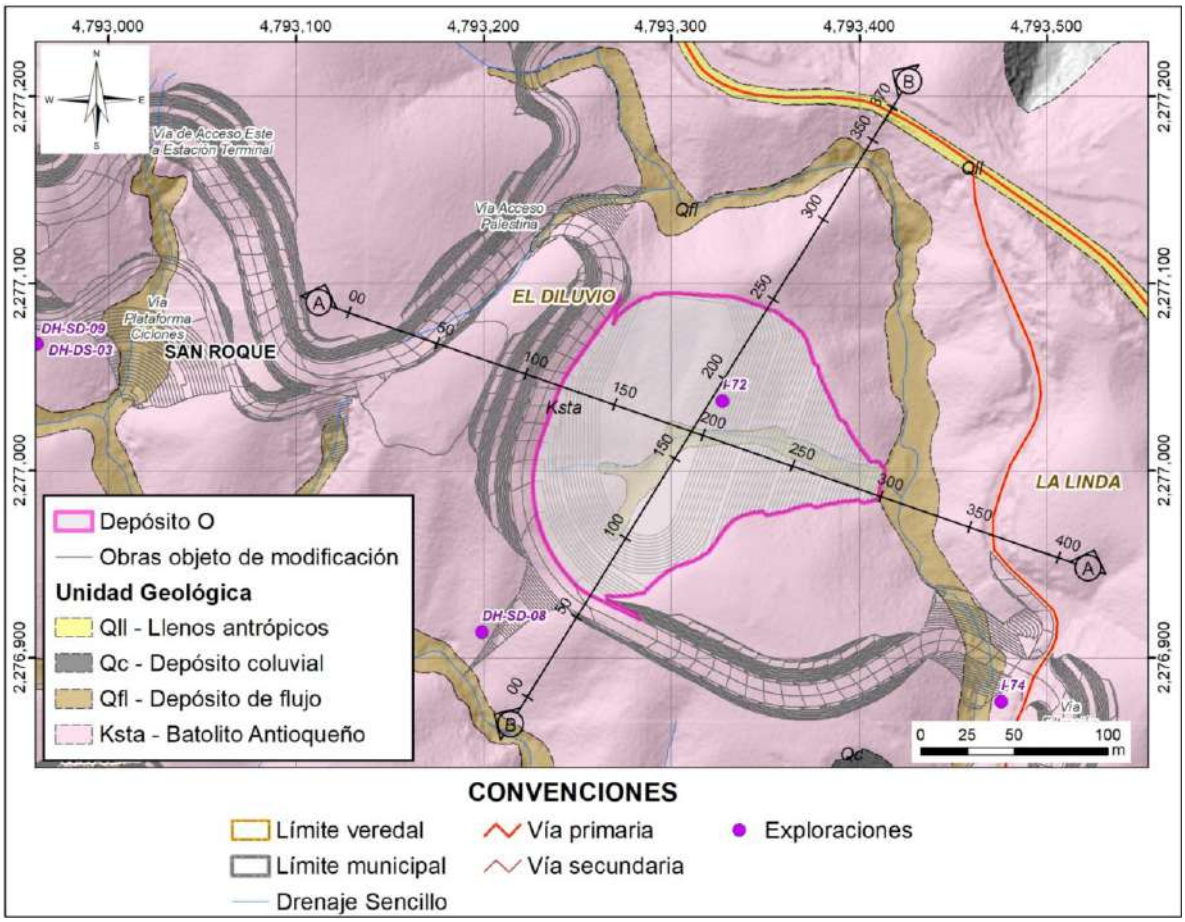


Figura 5.1.7.185 Localización en planta del depósito O con las secciones de interés para los análisis geotécnicos

Fuente: Integral S.A., 2025

Por otro lado, los factores de seguridad probabilísticos globales para el cuerpo del depósito son de 1,98 para el talud izquierdo y 1,60 para el talud derecho (ver Figura 5.1.7.186). Estos factores son determinísticos (para la condición estática y nivel freático normal), ya que la probabilidad solo se calcula para la superficie crítica resultante. Considerando lo anterior,

ambos factores de seguridad superan el valor mínimo exigido, lo que indica que el depósito se encuentra estable bajo las condiciones analizadas, como se puede observar en la Figura 5.1.7.186.

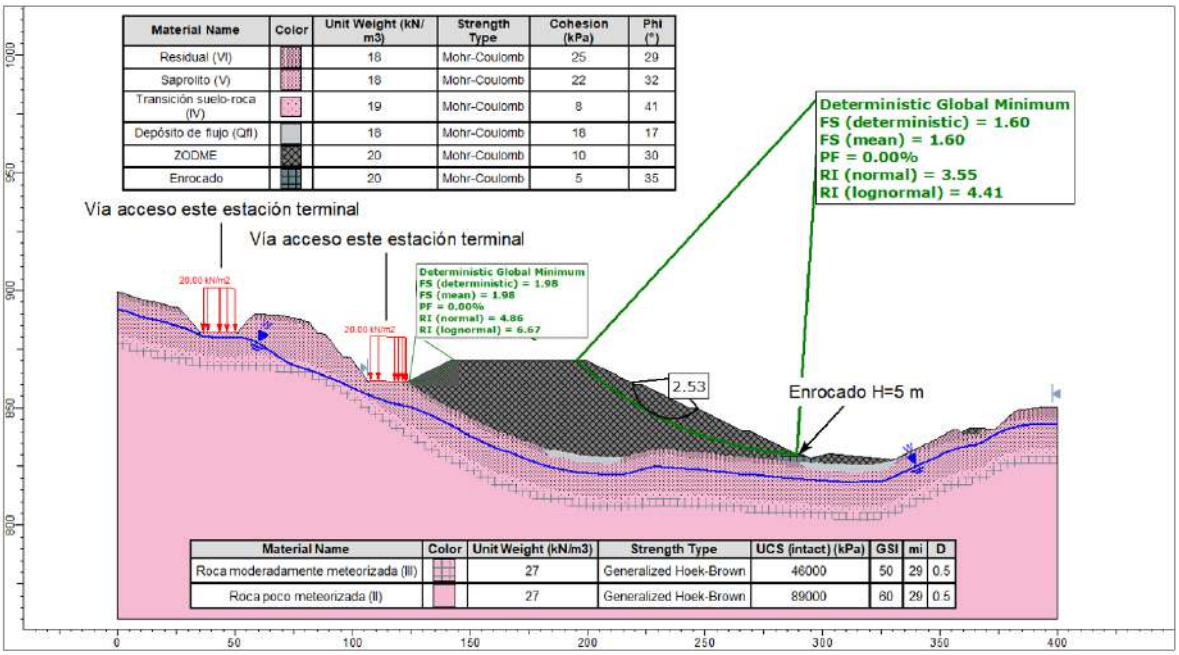


Figura 5.1.7.186 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la Sección A – Depósito O

Fuente: Integral S.A., 2025

En la sección B del depósito O (ver Figura 5.1.7.185), se observa que la geoforma natural favorece su contención, por lo que no se considera necesario incluir el enrocado propuesto en la sección A. En consecuencia, la longitud del enrocado se determinará en función de las condiciones que se verifiquen en campo durante construcción. Los taludes de la sección B presentan factores de seguridad de 1,88 para el lado izquierdo y 2,58 para el lado derecho. Estos valores son consistentes tanto en el análisis determinístico como en el probabilístico, como se puede observar en la Figura 5.1.7.187.

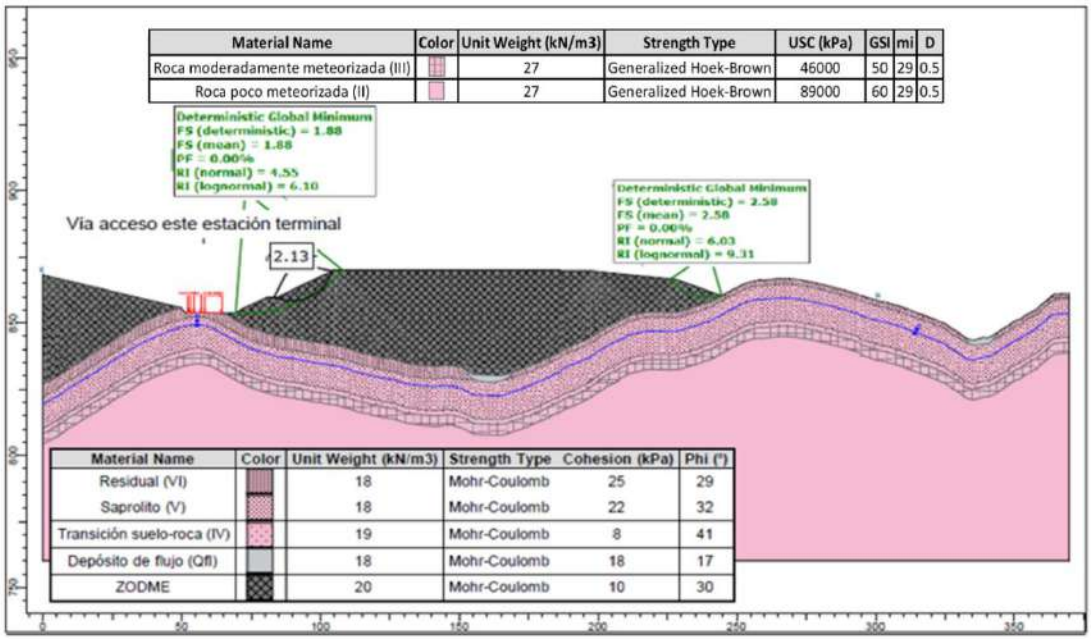


Figura 5.1.7.187 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la Sección B – Depósito O

Fuente: Integral S.A., 2025

H. Depósito R

Las secciones definidas para el depósito R se muestran en la Figura 5.1.7.188. En éstas se detalla la estabilidad del lleno, pero también se presenta la superficie de falla crítica en el talud de corte correspondiente a la vía de acceso El Torito. En relación con lo anterior, en el subcapítulo I, del literal F, se pueden consultar los tratamientos definidos de acuerdo con los análisis de estabilidad particulares para la vía de acceso El Torito.

Por otro lado, la superficie de falla que define la estabilidad global del depósito se localiza hacia la pata del talud, donde se ha considerado un enrocado con una altura de 5 metros. El factor de seguridad obtenido para la superficie de falla mínima en el cuerpo del depósito es del orden de 1,80 para la sección A-A, y de 1,68 para la sección B-B, y cumplen con los requisitos mínimos de estabilidad establecidos en condición estática y nivel freático normal, como lo indica la Figura 5.1.7.189 y la Figura 5.1.7.190.

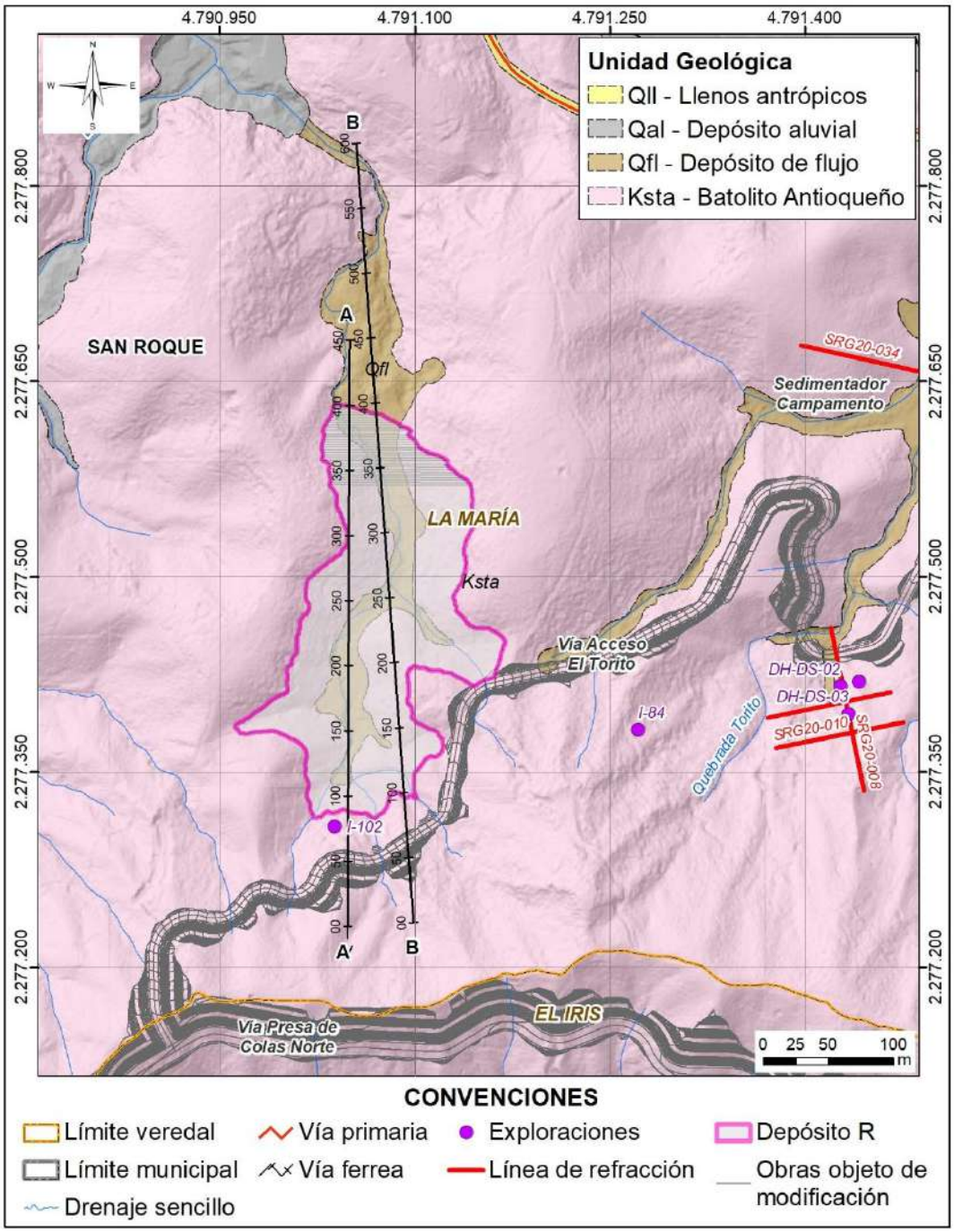


Figura 5.1.7.188 Localización en planta del depósito R con las secciones de interés para el análisis geotécnico

Fuente: Integral S.A., 2026

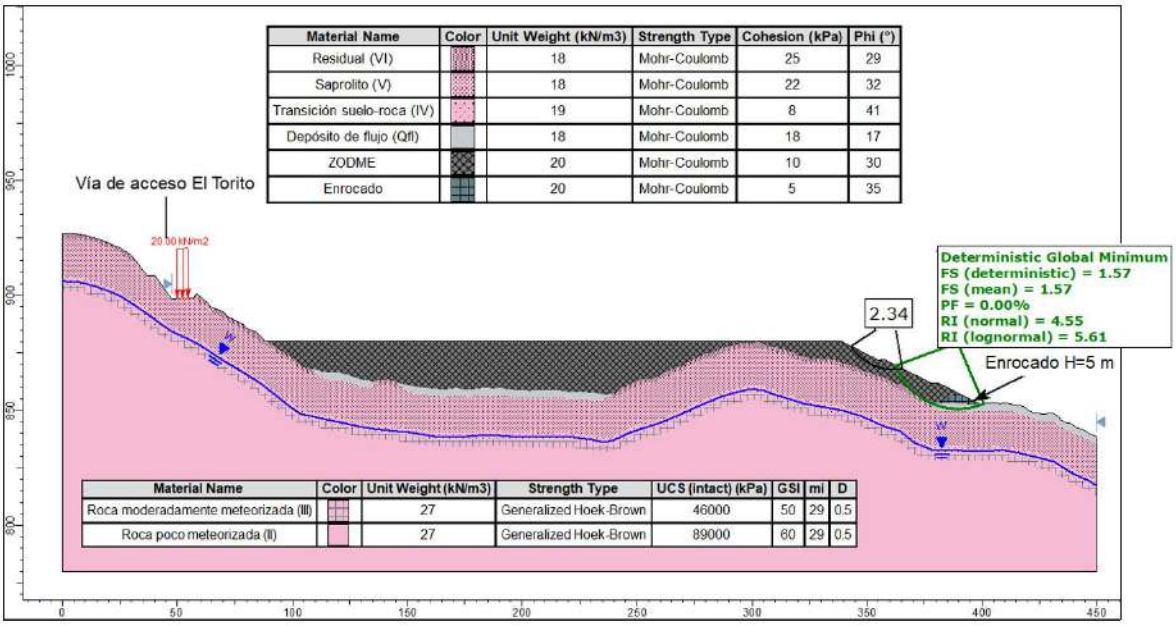


Figura 5.1.7.189 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la Sección A – Depósito R

Fuente: Integral S.A., 2025

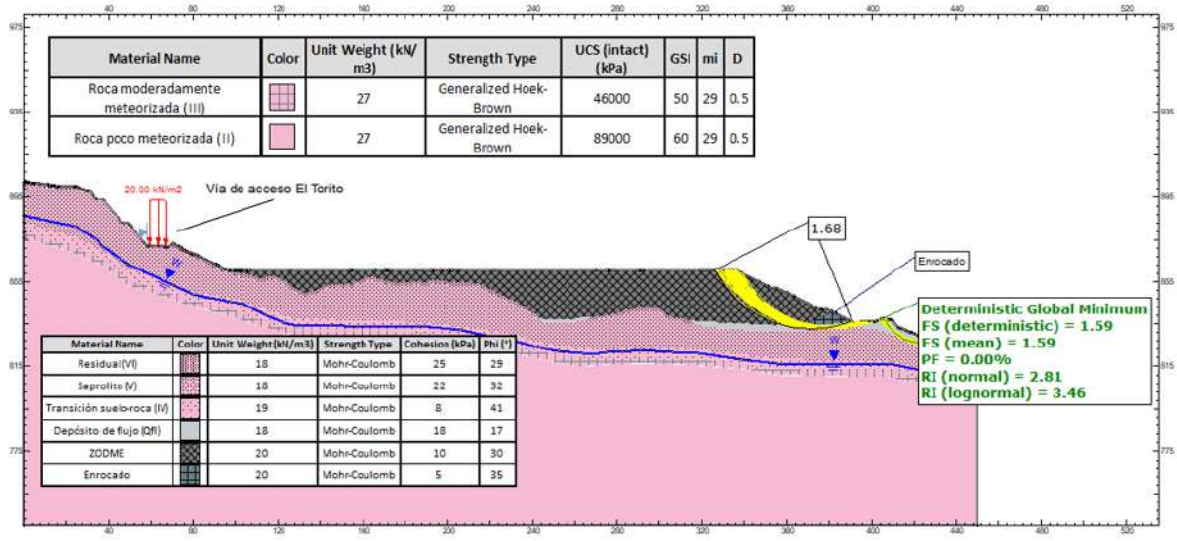


Figura 5.1.7.190 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la Sección B – Depósito R

Fuente: Integral S.A., 2026

I. Depósito W

Hacia la pata del depósito W se localiza el canal San Antonio – Guacas con sección transversal de 3 m x 3 m, revestido con un espesor de concreto de 0,45 m, ver Figura 5.1.7.191. Dicho canal ha sido dimensionado a nivel de factibilidad para soportar los empujes impuestos por el depósito; dentro del proceso constructivo el canal deberá ejecutarse antes o a medida que se van subiendo los llenos; en caso de que, se construya después de que el depósito sobrepase su cota de cresta; se deberán hacer uso de entibados para la estabilización temporal de dicha excavación (dimensionado para soportar los empujes que actúen al momento de la ejecución de la obra).

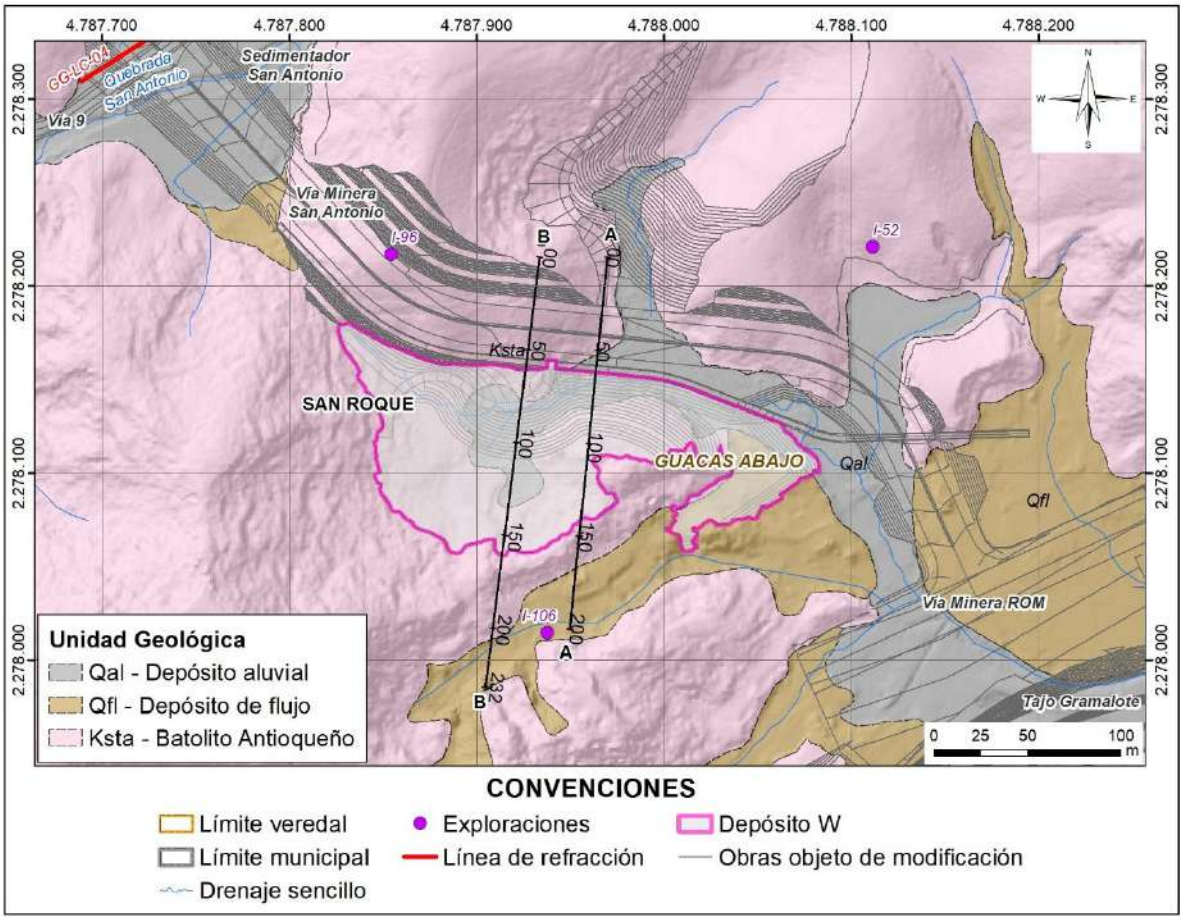


Figura 5.1.7.191 Localización en planta del depósito W con las secciones de interés para el análisis geotécnico

Fuente: Integral S.A., 2026

Bajo las condiciones descritas, se obtiene un factor de seguridad de 1,86 en condición estática y nivel freático normal para la sección A, y de 2,01 para la sección B bajo los

mismos escenarios, resultados consistentes tanto en el análisis determinístico como en el probabilístico, como se puede observar en la Figura 5.1.7.192 y Figura 5.1.7.193.

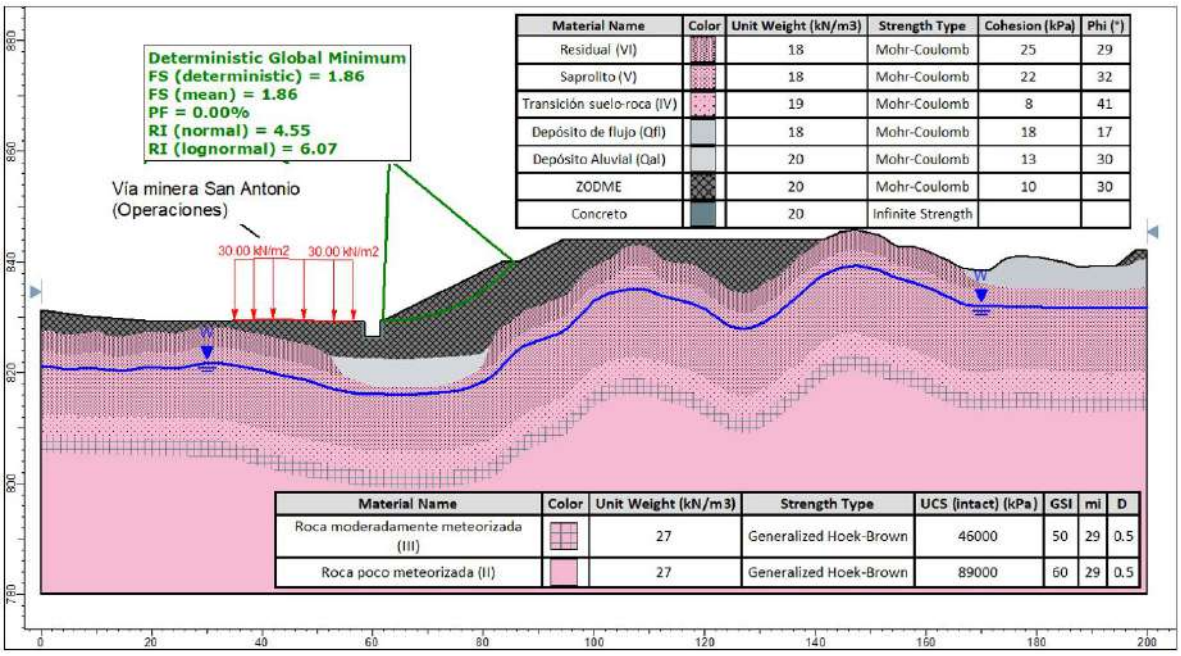


Figura 5.1.7.192 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la Sección A – Depósito W

Fuente: Integral S.A., 2025

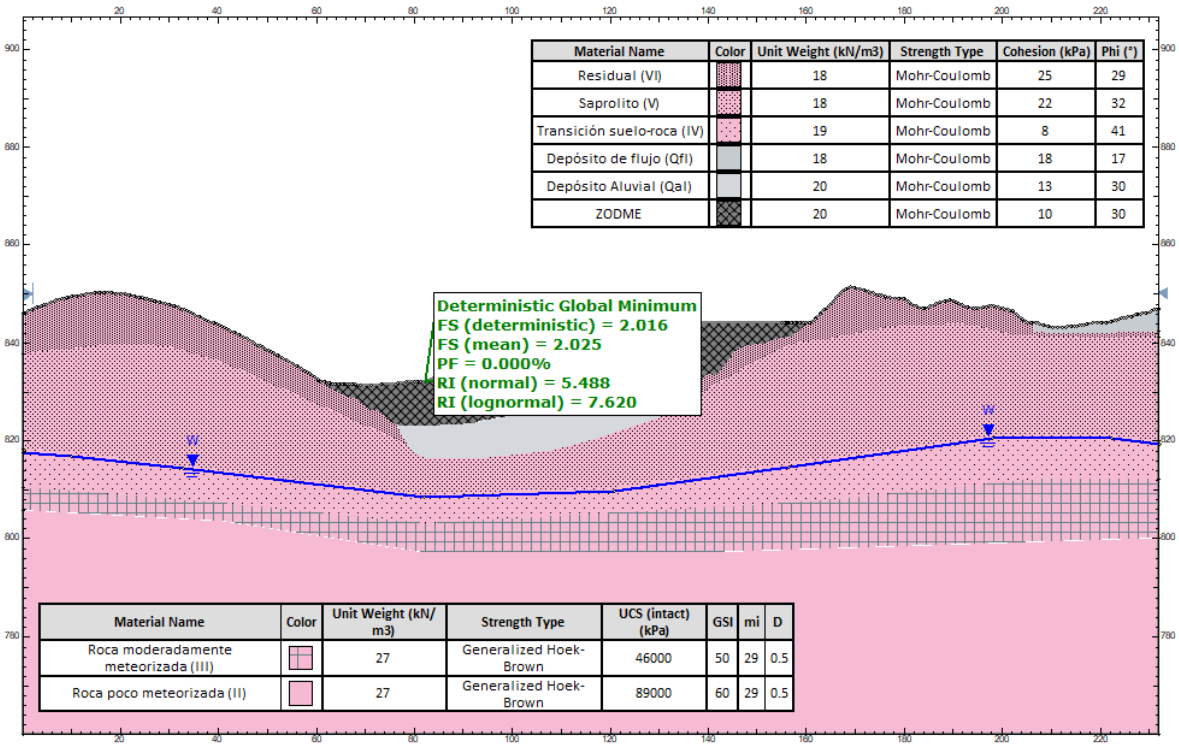


Figura 5.1.7.193 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la Sección B – Depósito W

Fuente: Integral S.A., 2026

J. Depósito Guacas WRF

De manera análoga al Depósito W, se llevó a cabo el análisis de estabilidad del depósito Guacas WRF, considerando la presencia del canal revestido en concreto y la vía Minera Gramalote, ambos ubicados hacia la pata del talud en evaluación, ver Figura 5.1.7.194.

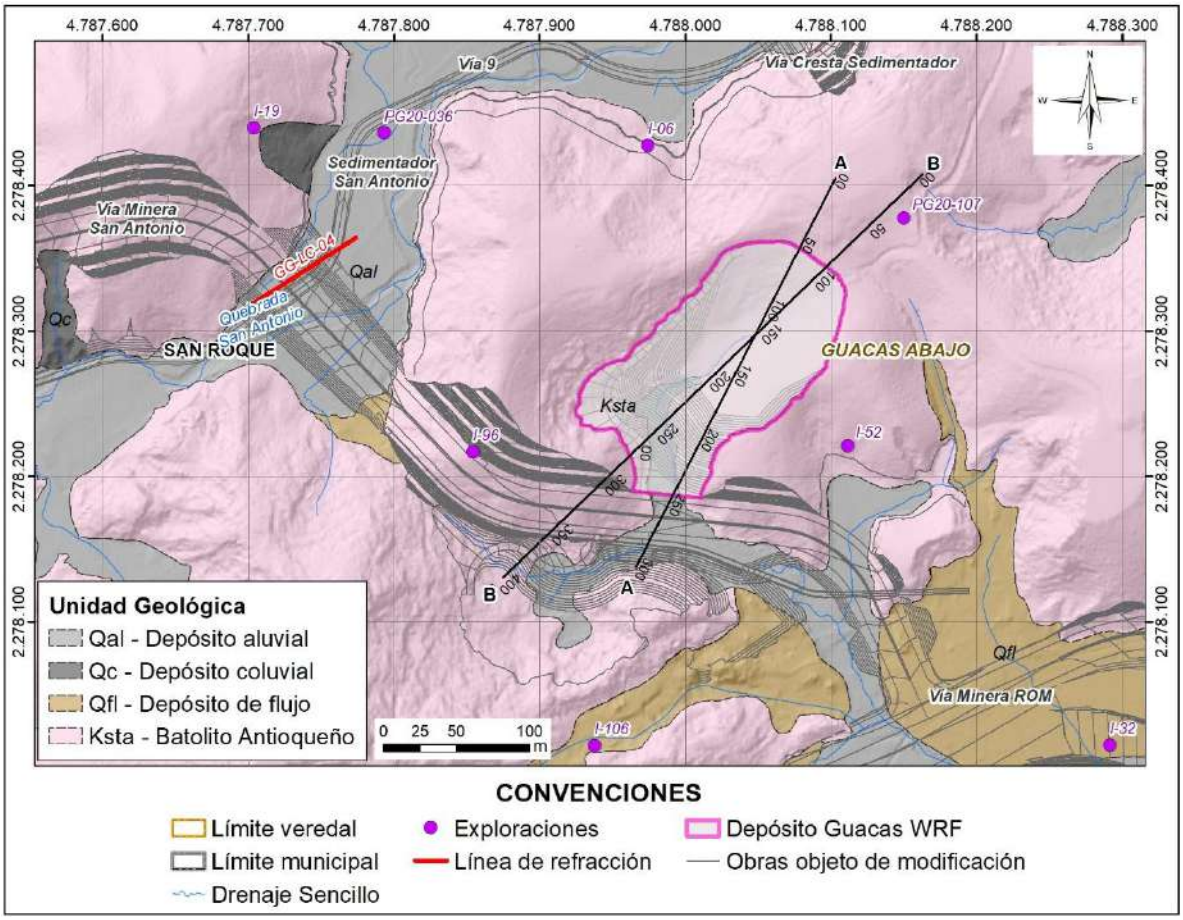


Figura 5.1.7.194 Localización en planta del depósito Guacas WRF con las secciones de interés para el análisis geotécnico

Fuente: Integral S.A., 2026

Bajo estas condiciones, se obtuvo un factor de seguridad de 1,74 en condición estática y nivel freático normal para la sección A-A, y de 1,76 para la sección B-B bajo los mismos escenarios, resultados consistentes tanto en el análisis determinístico como en el probabilístico. En la Figura 5.1.7.195 y en la Figura 5.1.7.196, se presentan los resultados correspondientes.

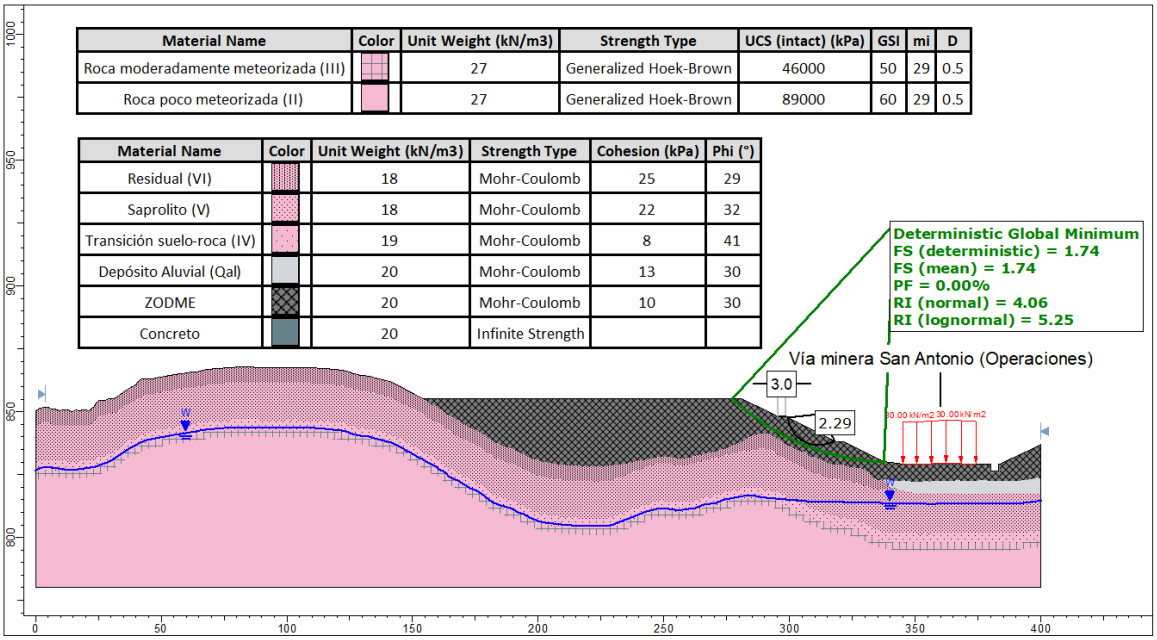


Figura 5.1.7.195 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la Sección A – Depósito Guacas WRF

Fuente: Integral S.A., 2025

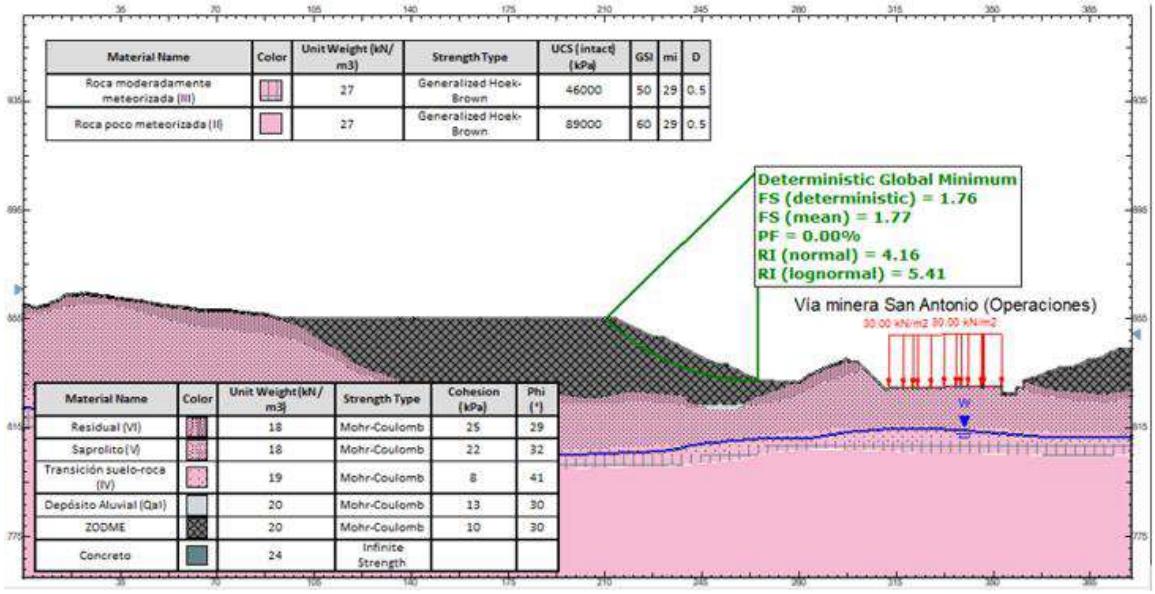


Figura 5.1.7.196 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la Sección B – Depósito Guacas WRF

Fuente: Integral S.A., 2026

K. Depósito El Torito

Finalmente, en el análisis de estabilidad para el depósito El Torito se tuvo en cuenta el enrocado en la pata con altura de 5 m en la pata del talud para aportar a la estabilidad de la obra. Adicionalmente, se propone un reemplazo de 2 m sobre el depósito de flujo localizado hacia la pata del talud, ver Figura 5.1.7.197. Este reemplazo se considera solamente en la pata del depósito y no sobre todo el depósito de flujo; la extensión final del reemplazó se deberá verificar en campo durante construcción.

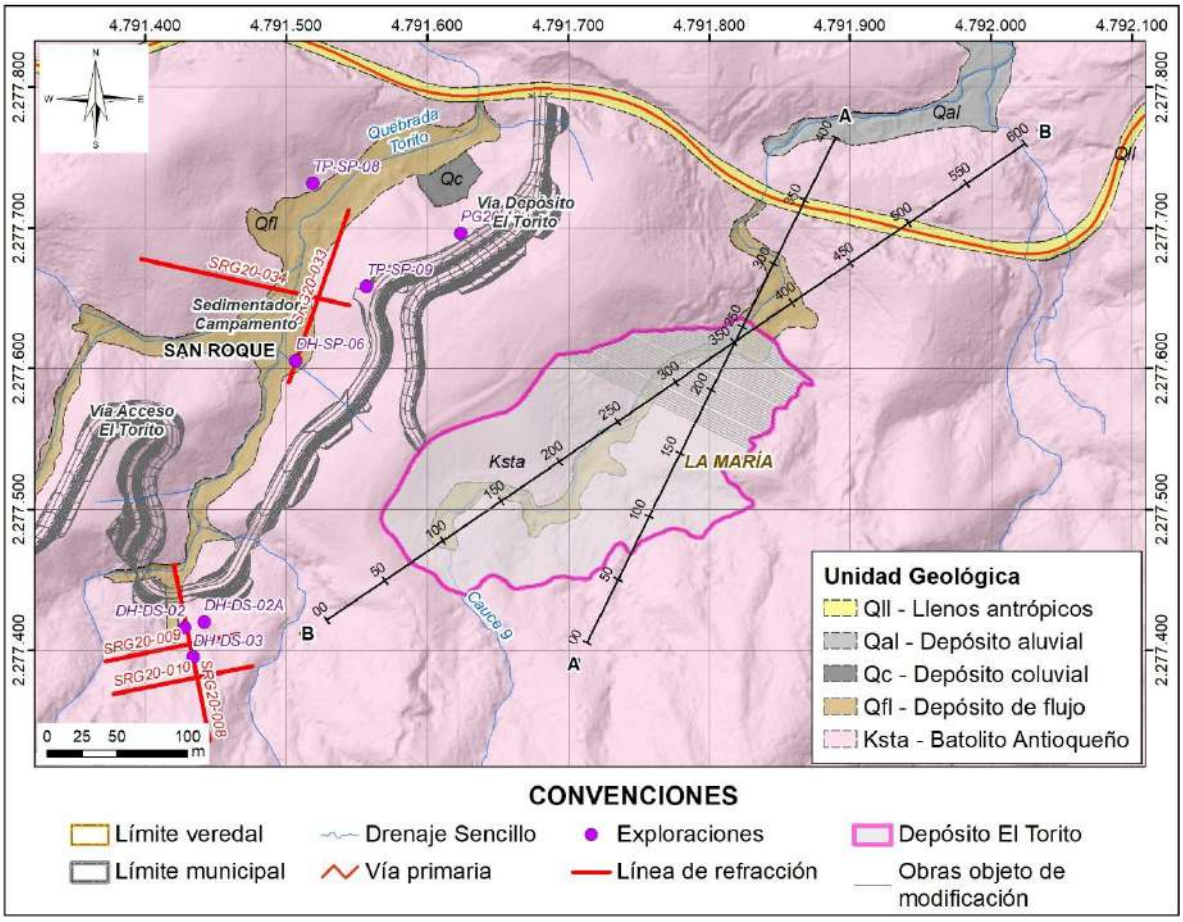


Figura 5.1.7.197 Localización en planta del depósito El Torito con las secciones de interés para el análisis geotécnico

Fuente: Integral S.A., 2026

Con estas consideraciones se obtiene un factor de seguridad de 1,6 para la sección A-A, y de 1,7 para la sección B-B, tanto con el enfoque determinístico como con el enfoque probabilístico, como puede visualizarse en la Figura 5.1.7.198 y en la Figura 5.1.7.199.

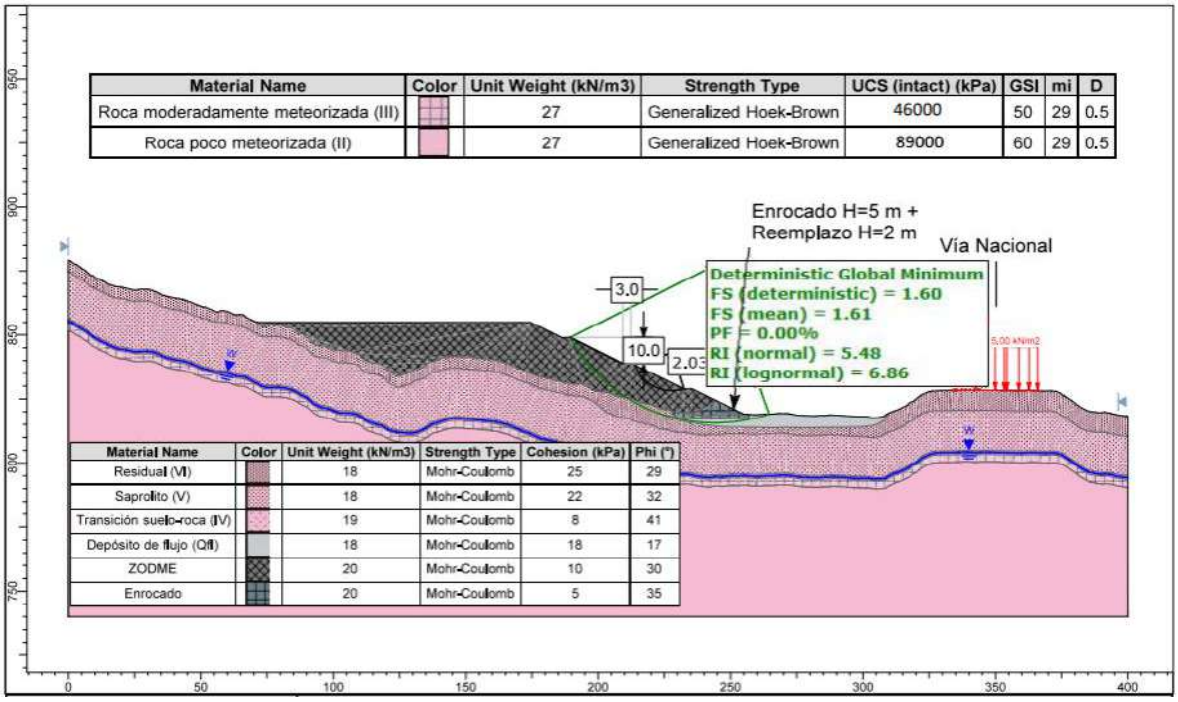


Figura 5.1.7.198 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la Sección A – Depósito El Torito

Fuente: Integral S.A., 2025

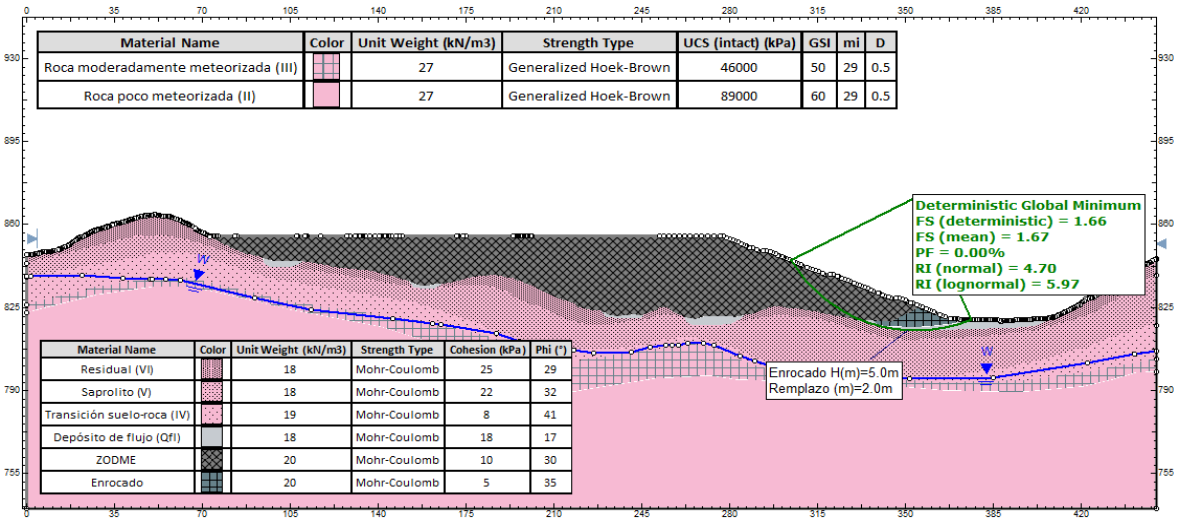


Figura 5.1.7.199 Análisis de estabilidad en condición estática con nivel freático normal de la Sección B – Depósito El Torito

Fuente: Integral S.A., 2026

L. Resumen de resultados

A continuación, se presentan los resultados de los factores de seguridad correspondientes a todas las secciones analizadas bajo las distintas condiciones evaluadas. Estos valores permiten comparar la estabilidad de las diversas secciones en función de los diferentes escenarios considerados y los requerimientos normativos aplicables.

La Tabla 5.1.7.225, resume los resultados de los análisis de estabilidad realizados mediante el método de equilibrio límite para todos los depósitos, identificando la sección evaluada y la condición de análisis según los términos de referencia. Por último, se informa el menor factor de seguridad local para los bancos que conforman el talud en cuestión. En la siguiente tabla si no se reporta la probabilidad de falla ni el índice de confiabilidad, es porque la superficie de falla local fue tomada en el cuerpo del lleno, pero la crítica (para la cual el software si calcula estos valores) se encuentra por fuera la de la estructura en cuestión.

Tabla 5.1.7.225 Resumen de resultados de los factores de seguridad obtenidos para las secciones de análisis representativas de los depósitos del proyecto Gramalote

Depósito/ Sección	Condición	FS					
		Global	PF (%)	RI NORMAL	RI LOGN	PF CALC	Local
Depósito E Sección A	Terreno natural	1,87	0,00	5,60	7,50	1,07E-08	-
	Nivel freático normal	1,61	0,00	4,68	5,85	1,43E-06	1,61
	Nivel freático extremo	1,54	0,00	3,45	4,20	2,80E-04	2,48
	Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,52	0,00	4,26	5,19	1,02E-05	1,52
	Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,11	9,80	1,25	1,28	1,06E-01	1,11
Depósito E Sección B	Terreno natural	1,73	0,00	4,67	6,03	8,20E-10	-
	Nivel freático normal	1,68	0,00	3,97	5,06	2,10E-07	2,18
	Nivel freático extremo	1,68	0,00	3,97	5,06	2,10E-07	2,15
	Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,60	0,00	3,63	4,51	3,24E-06	2,43
	Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,18	6,50	1,49	1,57	5,82E-02	1,47
Depósito G Sección A	Terreno natural	1,85	0,00	5,55	7,41	1,43E-08	-
	Nivel freático normal	1,52	0,00	4,95	6,02	3,71E-07	2,47
	Nivel freático extremo	1,50	0,00	4,89	5,92	5,04E-07	2,59
	Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,44	0,00	4,49	5,32	3,56E-06	2,35
	Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,07	16,28	0,99	0,99	1,61E-01	1,47
Depósito G Sección B	Terreno natural	1,37	0,00	3,15	3,64	8,16E-04	-
	Nivel freático normal	1,67	0,00	6,33	8,07	1,23E-10	2,42
	Nivel freático extremo	1,45	0,00	2,99	3,53	1,39E-03	2,15

Depósito/ Sección	Condición	FS					
		Global	PF (%)	RI NORMAL	RI LOGN	PF CALC	Local
	Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,59	0,00	5,84	7,26	2,61E-09	2,00
	Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,17	1,20	2,25	2,40	1,22E-02	1,75
Depósito G Sección C	Terreno natural	1,67	0,00	4,27	5,42	2,98E-08	-
	Nivel freático normal	1,58	0,00	3,54	4,38	5,93E-06	2,38
	Nivel freático extremo	1,32	0,30	2,39	2,69	3,57E-03	2,38
	Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,50	0,00	3,22	3,88	5,22E-05	2,69
	Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,11	14,60	1,00	1,01	1,56E-01	1,55
Depósito K Sección A	Terreno natural	1,38	0,00	3,10	3,59	9,68E-04	-
	Nivel freático normal	1,69	0,00	3,96	5,04	3,75E-05	2,52
	Nivel freático extremo	1,69	0,00	3,96	5,04	3,75E-05	2,52
	Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,60	0,00	3,60	4,47	1,59E-04	2,19
	Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,18	6,20	1,50	1,58	6,68E-02	1,88
Depósito K Sección B Derecho	Terreno natural	2,49	0,00	6,95	10,58	1,83E-12	-
	Nivel freático normal	1,83	0,00	4,55	6,03	2,68E-06	2,94
	Nivel freático extremo	1,83	0,00	4,59	6,08	2,22E-06	2,58
	Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,76	0,00	4,02	5,23	2,91E-05	2,26
	Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,26	1,40	1,91	2,09	2,81E-02	1,74
Depósito K Sección B Izquierdo	Terreno natural	1,70	0,00	4,13	5,28	1,81E-05	-
	Nivel freático normal	1,84	0,00	4,57	6,06	2,44E-06	2,33
	Nivel freático extremo	1,84	0,00	4,57	6,06	2,44E-06	2,60
	Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,74	0,00	4,26	5,52	1,02E-05	2,54
	Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,29	0,30	2,28	2,55	1,13E-02	1,50
Depósito K (terraza del depósito será utilizada como área Polvorín) Sección C Derecho	Terreno natural	1,50	0,00	3,41	4,11	3,25E-04	-
	Nivel freático normal	1,72	0,00	4,02	5,17	2,91E-05	2,73
	Nivel freático extremo	1,72	0,00	4,03	5,19	2,79E-05	3,04
	Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,63	0,00	3,72	4,66	9,96E-05	2,38

Depósito/ Sección	Condición	FS					
		Global	PF (%)	RI NORMAL	RI LOGN	PF CALC	Local
	Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,20	4,70	1,57	1,67	5,82E-02	1,96
Depósito K (terraza del depósito será utilizada como área Polvorín) Sección C Izquierdo	Terreno natural	1,58	0,00	4,47	5,55	3,91E-06	-
	Nivel freático normal	1,82	0,00	4,28	5,66	9,34E-06	2,34
	Nivel freático extremo	1,65	0,00	3,71	4,67	1,04E-04	3,38
	Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,72	0,00	3,97	5,10	3,59E-05	2,83
	Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,25	1,40	1,86	2,03	3,14E-02	2,12
Depósito L Sección A	Terreno natural	1,99	0,00	6,24	8,61	2,19E-10	-
	Nivel freático normal	1,60	0,00	6,09	7,61	5,65E-10	2,36
	Nivel freático extremo	1,60	0,00	6,09	7,61	5,65E-10	2,36
	Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,52	0,00	5,64	6,88	8,50E-09	2,25
	Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,11	4,00	1,65	1,71	4,95E-02	1,76
Depósito M Sección A	Terreno natural	1,89	0,00	5,75	7,75	4,46E-09	-
	Nivel freático normal	1,60	0,00	3,77	4,69	8,16E-05	2,34
	Nivel freático extremo	1,59	0,00	3,81	4,72	6,95E-05	2,05
	Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,52	0,00	3,40	4,11	3,37E-04	1,97
	Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,12	13,00	1,08	1,09	1,40E-01	1,48
Depósito O Sección A Derecho	Terreno natural	1,15	6,30	1,43	1,50	7,64E-02	-
	Nivel freático normal	1,60	0,00	3,55	4,41	1,93E-04	2,53
	Nivel freático extremo	1,59	0,00	3,65	4,53	1,31E-04	2,53
	Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,52	0,00	3,19	3,86	7,11E-04	2,20
	Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,12	14,40	1,03	1,04	1,52E-01	1,86
Depósito O Sección A Izquierdo	Terreno natural	1,90	0,00	3,82	5,12	6,67E-05	-
	Nivel freático normal	1,98	0,00	4,86	6,67	5,87E-07	-
	Nivel freático extremo	1,98	0,00	4,86	6,67	5,87E-07	-
	Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,88	0,00	4,60	6,17	2,11E-06	-
	Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,41	0,00	2,88	3,37	1,99E-03	-

Depósito/ Sección	Condición	FS					
		Global	PF (%)	RI NORMAL	RI LOGN	PF CALC	Local
Depósito O Sección B Derecho	Terreno natural	2,57	0,00	8,20	12,65	1,20E-16	-
	Nivel freático normal	2,58	0,00	6,03	9,31	8,20E-10	2,58
	Nivel freático extremo	2,56	0,00	6,01	9,25	9,28E-10	2,56
	Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	2,43	0,00	5,78	8,70	3,74E-09	2,43
	Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,74	0,00	4,17	5,40	1,52E-05	1,74
Depósito O Sección B Izquierdo	Terreno natural	1,41	0,00	3,24	3,78	5,98E-04	-
	Nivel freático normal	1,88	0,00	4,55	6,10	2,68E-06	2,13
	Nivel freático extremo	1,88	0,00	4,55	6,10	2,68E-06	2,85
	Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,79	0,00	4,25	5,56	1,07E-05	2,71
	Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,32	0,50	2,35	2,64	9,39E-03	1,79
Depósito R Sección A	Terreno natural	1,39	0,10	2,84	3,29	2,26E-03	-
	Nivel freático normal	1,57	0,00	4,55	5,61	2,68E-06	2,34
	Nivel freático extremo	1,32	0,00	3,19	3,62	7,11E-04	2,20
	Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,49	0,00	4,11	4,94	1,98E-05	2,09
	Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,10	13,20	1,07	1,08	1,42E-01	1,64
Depósito R Sección B	Terreno natural	1,59	0,00	3,91	4,86	5,87E-07	
	Nivel freático normal	1,68	0,00	2,81	3,46	2,70E-04	2,53
	Nivel freático extremo	1,68	0,00	2,81	3,46	2,70E-04	2,07
	Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,66	0,00	2,58	3,11	9,35E-04	2,43
	Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,14	7,40	1,47	1,53	6,30E-02	2,06
Depósito W Sección A	Terreno natural	1,54	0,00	4,20	5,14	1,33E-05	-
	Nivel freático normal	1,86	0,00	4,55	6,07	2,68E-06	-
	Nivel freático extremo	1,86	0,00	4,55	6,07	2,68E-06	-
	Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,77	0,00	4,23	5,52	1,17E-05	1,93
	Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,31	0,40	2,34	2,63	9,64E-03	1,46
Depósito W Sección B	Terreno natural	1,74	0,00	5,36	6,95	1,83E-12	-
	Nivel freático normal	2,01	0,00	5,49	7,62	1,27E-14	-
	Nivel freático extremo	2,01	0,00	5,49	7,62	1,27E-14	-

Depósito/ Sección	Condición	FS					
		Global	PF (%)	RI NORMAL	RI LOGN	PF CALC	Local
	Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,91	0,00	4,96	6,72	9,09E-12	2,57
	Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,40	0,00	2,99	3,49	2,42E-04	1,50
Depósito Guacas WRF Sección A	Terreno natural	1,74	0,00	5,40	7,00	3,33E-08	-
	Nivel freático normal	1,74	0,00	4,06	5,25	2,45E-05	2,29
	Nivel freático extremo	1,47	0,00	3,03	3,60	1,22E-03	2,02
	Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,65	0,00	3,72	4,68	9,96E-05	1,95
	Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,22	3,70	1,68	1,80	4,65E-02	1,47
Depósito Guacas WRF Sección B	Terreno natural	1,84	0,00	4,76	6,33	1,23E-10	-
	Nivel freático normal	1,76	0,00	4,16	5,41	3,15E-08	3,54
	Nivel freático extremo	1,76	0,00	4,16	5,41	3,15E-08	2,53
	Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,67	0,00	3,86	4,90	4,79E-07	2,36
	Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,23	2,30	1,82	1,97	2,44E-02	2,02
Depósito El Torito Sección A	Terreno natural	2,40	0,00	6,72	10,07	9,09E-12	-
	Nivel freático normal	1,61	0,00	5,48	6,86	2,13E-08	2,03
	Nivel freático extremo	1,58	0,00	4,24	5,24	1,12E-05	2,10
	Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,52	0,00	5,02	6,13	2,58E-07	1,89
	Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,12	5,00	1,58	1,64	5,71E-02	1,46
Depósito El Torito Sección B	Terreno natural	2,12	0,00	6,98	9,92	1,70E-23	-
	Nivel freático normal	1,66	0,00	4,70	5,97	1,19E-09	2,16
	Nivel freático extremo	1,66	0,00	4,70	5,97	1,19E-09	2,16
	Nivel freático normal y sismo Tr 50 años	1,56	0,00	4,26	5,25	7,60E-08	2,05
	Nivel freático normal y sismo Tr 475	1,12	9,80	1,26	1,30	9,68E-02	1,69

PF= Probabilidad de falla; RI=Índice de confiabilidad; FS= Factor de seguridad
Fuente: Integral S.A., 2026

M. Resumen de tratamientos

Los tratamientos para la construcción están indicados en los planos ubicados en el ANEXOS_CARACTERIZACION_GEOTECNIA_ZODME_AXO_C. Básicamente constan de preparar la superficie mediante la remoción de la capa vegetal, suelos blandos y materiales no competentes, construcción de enrocados en los casos que se hayan indicado, conforme

a la inspección de campo de personal de geología y/o geotecnia. En caso de identificarse cicatrices de deslizamiento activas o inactivas, se debe remover el material geotécnicamente inestable, como parte de la preparación de la fundación.

Las obras de drenaje incluyen canales y cunetas superficiales, así como la aplicación de filtros con sus respectivas tuberías y sistemas de descarga para evitar la acumulación de agua en el cuerpo del lleno. Como parte del drenaje también se deben evitar zonas de empozamiento, a través de la configuración de pendientes que permitan la evacuación eficiente de las aguas de escorrentía.

La disposición del material deberá hacerse por capas, con un espesor máximo de 0,5 m, compactadas hasta alcanzar como mínimo el 90% de la densidad máxima seca determinada mediante el ensayo de Proctor modificado. Si el material a disponer es una mezcla de material común y material rocoso, se deberá esparcir uniformemente en capas de 1,00 m de espesor o menos y compactar con al menos tres pasadas del tractor de orugas, traslapando la mitad de la huella de la oruga como en el caso anterior. Adicionalmente, a la compactación que generan los equipos de conformación del lleno, se tendrá otra más por el aporte que hacen los vehículos de transporte del material. Cuando se trate de material rocoso, éste se colocará desde adentro hacia fuera de la superficie para permitir que los fragmentos más grandes se ubiquen hacia la parte externa del depósito, para que sirva de protección definitiva del talud; el material más fino deberá quedar ubicado hacia la parte interior del depósito.

Los bancos del depósito que vayan alcanzando su conformación final, deberán protegerse mediante la revegetalización de la superficie expuesta. Este proceso deberá hacerse en forma coordinada con la colocación del material orgánico previamente acopiado, de tal forma que, mediante este tratamiento y el correcto control de las aguas superficiales, se evite la erosión del material depositado en esos sitios.

5.1.7.6.9 Depósitos de Estériles

El depósito San Antonio estará ubicado al oeste del Tajo Gramalote, en una zona con terreno accidentado y estará conformado por dos materiales (estéril y sub-económico). El depósito esta propuesto para almacenar material de desmonte del Tajo Gramalote durante un periodo de 10 años, con finalización de la operación programada para el año 2038. El volumen máximo de almacenamiento de material estéril y sub-económico es de 94,25 millones de metros cúbicos (Mm³) y 21,79 Mm³, respectivamente.

El diseño del apilamiento de estériles en el Depósito San Antonio en la fase de operación considera bancos con taludes de 1,4H:1V, ancho de banco de 30,0 metros (m) y altura de banco de 20,0 m. Para el diseño del apilamiento sub-económico se consideró bancos con taludes de 1,4H:1V, ancho de banco de 15,0 m y altura de banco de 20,0 m. El depósito San Antonio tiene un periodo de operación de 10 años, y alcanza su capacidad máxima en el año 2038, con una altura máxima promedio de 153 m.

El Depósito El Balsal se localiza al sur del Tajo Gramalote, en una zona de topografía irregular. Está destinado al almacenamiento de mineral por un periodo proyectado de 13 años, comprendido entre 2029 y 2041. Durante su vida útil, El Balsal operará de manera alternada entre fases de apilamiento y procesamiento de material. En la etapa de máxima

acumulación, prevista para el año 2037, el volumen almacenado alcanza los 13,47 Mm³. Posteriormente, a medida que avanza el procesamiento del mineral, el volumen remanente se reduce a 3,30 Mm³ hacia el año 2041, fecha en la que está programada la culminación de sus operaciones. El diseño del Depósito de mineral El Balsal en la fase de operación considera bancos con taludes de 1,4H:1V, ancho de banco de 15,0 m y altura de banco de 20,0 m. El Depósito El Balsal alcanzará una altura máxima promedio de 165 m (medidos desde el pie a la cresta) durante su etapa pico (2037), y reduciéndose a aproximadamente 55 m hacia el cierre operativo en el año 2041.

La geometría de los bancos cambiará para la fase de cierre. Por ejemplo, en el depósito de estériles de San Antonio, se usarán anchos de bancos de 30 m, alturas de banco de 50 m como mínimo; así como pendientes de 3,0H:1,0V en bancos individuales, con una pendiente global de 3,6H:1,0V. En el caso del Balsal, se usarán anchos de bancos de 30 m, alturas de banco de 50 m como mínimo; así como pendientes de 3,0H:1,0V en bancos individuales, con una pendiente global de 3,0H:1,0V

El diseño de los Depósitos San Antonio y El Balsal, incluye un sistema de manejo de aguas que está compuesto por infraestructuras hidráulicas que captarán, conducirán y almacenarán las aguas de contacto y no contacto de manera separada. Las estructuras que componen los Depósitos San Antonio y El Balsal son las siguientes:

- Sistema de manejo de aguas superficiales de no contacto;
- Sistema de manejo de aguas superficiales de contacto
- Sedimentadores San Antonio y El Banco;
- Sistema de Subdrenaje;
- Estructuras asociadas al manejo de aguas de contacto y no contacto (canales, rápidas, badenes, alcantarillas y disipadores de energía); e
- Instrumentación.

Considerando lo anterior, objetivo de este numeral es presentar las verificaciones de estabilidad geotécnica para los dos depósitos de estériles y los dos sedimentadores pertenecientes a este frente de obra. Para ello, se seleccionaron las secciones criticas para los depósitos San Antonio y El Balsal, así como para las presas de los sedimentadores para sus capacidades máximas. Las geometrías de las secciones se desarrollaron utilizando la topografía del terreno nativo existente, así como las configuraciones de diseño propuestas. Según lo establecido en los criterios de diseño, se evaluaron los escenarios definidos de acuerdo con los parámetros geomecánicos mostrados en la Figura 5.1.7.200.

Color	Name	Slope Stability Material Model	Unit Weight (kN/m³)	Shear/Normal Strength Fn.	Effective Cohesion (kPa)	Effective Friction Angle (°)	Intact Rock Parameter mi	Geological Strength Index GSI
	Bedrock (HGU-06/07)	Hoek-Brown	26				25	52
	Residual Soil (HGU-02)	Mohr-Coulomb	17		0	29		
	Saprolite (HGU-03/04)	Mohr-Coulomb	18.8		0	30		
	Transition (HGU-05)	Hoek-Brown	25.2				25	20
	Waste Rock (Lower Bound)	Shear/Normal Fn.	20	LOP (Lower Bound)				
	Dam Fill	Shear/Normal Fn.	16			Dam Fill		

Figura 5.1.7.200 Parámetros geomecánicos de los horizontes de suelo y roca utilizados para los Depósitos de Estériles

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2025

A. Clasificación del riesgo según (Hawley & Cunning, 2017) para depósitos de estériles y sedimentadores asociados

Tal y como mencionado antes, Tierra Group clasificó los Depósitos San Antonio y El Balsal conforme a las directrices establecidas en la Guía LOP (Hawley & Cunning, 2017), la cual propone un sistema basado en la evaluación de múltiples factores críticos que influyen en la estabilidad de este tipo de instalaciones.

Según esta metodología, la clasificación de riesgo se determina a partir de una calificación de estabilidad, la cual se resume en la Tabla 5.1.7.226.

Tabla 5.1.7.226 Sistema de clasificación de riesgo (Hawley & Cunning, 2017)

Clasificación de estabilidad	Clase	Riesgo
80-100	I	Muy bajo
60-80	II	Bajo
40-60	III	Moderado
20-40	IV	Alto
<20	V	Muy Alto

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2025

Con base en esta clasificación y en las características de las obras propuestas, los Depósitos San Antonio y El Balsal fueron evaluados como Clase IV, correspondiente a una categoría de Alto Riesgo. La clasificación de los depósitos de estériles el Balsal y San Antonio se basó en los siguientes niveles apropiados de confianza y consecuencia, acorde con lo indicado por (Hawley & Cunning, 2017):

Nivel de confianza moderado:

Corresponde a un nivel de confianza moderado en las condiciones de la fundación, las propiedades de los materiales, los niveles piezométricos, las técnicas de análisis y los mecanismos de inestabilidad. Los parámetros de entrada se encuentran adecuadamente definidos y presentan un grado de variabilidad moderado.

Nivel de consecuencia alto:

Aplica a depósitos con taludes globales superiores a 30° y/o alturas mayores a 250 m, o con ángulos de reposo y alturas superiores a 200 m. Considera la presencia de infraestructura crítica o accesos sin restricciones dentro de la posible sombra de deslizamiento, con medidas limitadas de mitigación o contención.

Asimismo, contempla un potencial de alto impacto ambiental que sería difícil de gestionar, así como una exposición a largo plazo (más de 5 años) en sitios sujetos a precipitaciones anuales altas (1.000–2.000 mm), o una exposición a mediano plazo (1–5 años) en sitios con precipitaciones anuales muy altas (superiores a 2.000 mm) o con estaciones lluviosas intensas.

Con base en lo anterior, para el depósito San Antonio, Tierra Group seleccionó un nivel de confianza moderado, dado que el área del proyecto ha sido objeto de estudios desde 2012 y se han desarrollado diversas investigaciones geotécnicas por parte de distintos consultores. En el caso del depósito El Balsal, también se seleccionó un nivel de confianza moderado basado en que Tierra Group supervisó una campaña de investigación geotécnica realizada entre febrero y abril de 2025, la cual incluyó perforaciones, calicatas, estudios geofísicos y recolección de muestras.

Tierra Group seleccionó un nivel de consecuencia alto para los depósitos San Antonio y El Balsal, debido a que estas estructuras alcanzarán alturas aproximadas superiores a 150 m y estarán sometidas a precipitaciones anuales mayores a 2.000 mm.

B. Caracterización del nivel freático y del efecto de la precipitación

Dentro del área de San Antonio se encuentran varios piezómetros Casagrande los cuales estiman los niveles piezométricos entre 10 y 20 m por debajo de la superficie. Para El Balsal, se instalaron piezómetros Casagrande, indicando niveles piezométricos aproximados entre 2 y 10 m por debajo de la superficie.

Tierra Group modeló los depósitos San Antonio y El Balsal de manera conservadora, asumiendo que, durante operación, los niveles piezométricos se incrementarían y se desarrollaría un nivel freático a lo largo de la interfaz entre el material de relleno (estéril y mineral) y la fundación.

Cabe destacar que durante la construcción y operación se debe establecer de manera detallada la posición del nivel freático y, en caso de que este represente condiciones más críticas a las usadas para la determinación de los métodos de estabilización de la obra, se deberán realizar los ajustes a aspectos de diseño relacionados con este parámetro (ejemplo, intensificación medidas de drenaje, etc.).

C. Análisis de estabilidad

Tierra Group realizó los análisis de estabilidad por equilibrio límite utilizando el software SLOPE/W Versión 11.0 para sustentar el diseño de los depósitos San Antonio y El Balsal y las presas de sus sedimentadores asociados. Los análisis evalúan la estabilidad física de las instalaciones bajo condiciones estáticas, pseudoestáticas, y post-pico. Se seleccionó y utilizó el método de Morgenstern-Price para estimar los factores de seguridad, ya que este método satisface tanto el equilibrio de fuerzas como el de momentos.

En el caso de las obras permanentes como lo son los depósitos San Antonio y El Balsal, se analizaron las secciones críticas para la configuración máxima de operación junto con la proyectada para la condición de cierre.

a. Depósito San Antonio

Se seleccionaron las secciones críticas para el Depósito San Antonio para sus capacidades máximas y usando una zonificación por pendientes de la fundación mayor a un 30%. (ver Figura 5.1.7.201 y Figura 5.1.7.202) Las geometrías de las secciones A y B se desarrollaron utilizando la topografía del terreno nativo existente, así como las configuraciones de diseño propuestas. Las secciones se desarrollaron en AutoCAD Civil 3D y luego fueron importadas a SLOPE/W.

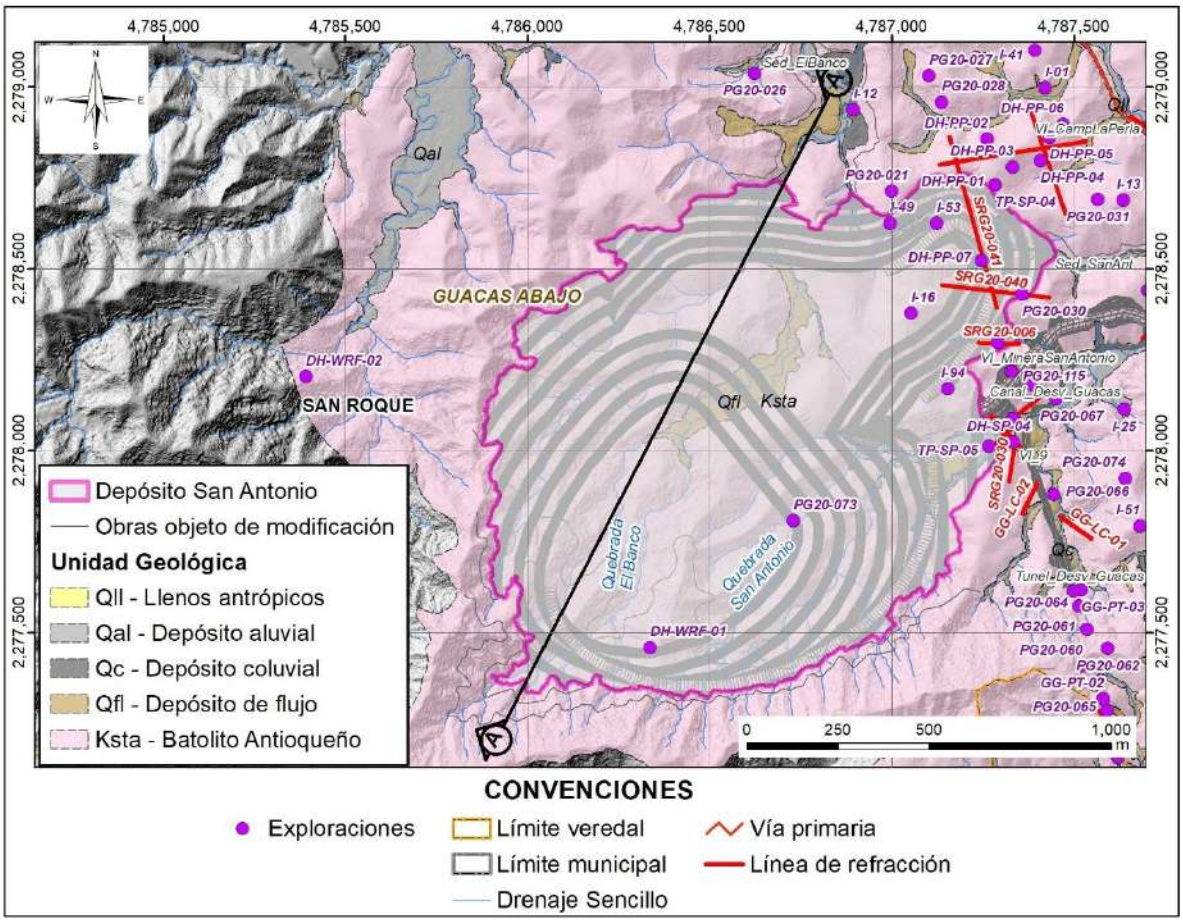


Figura 5.1.7.201 Localización en planta de la sección de interés para el análisis geotécnico – Depósito San Antonio

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2025

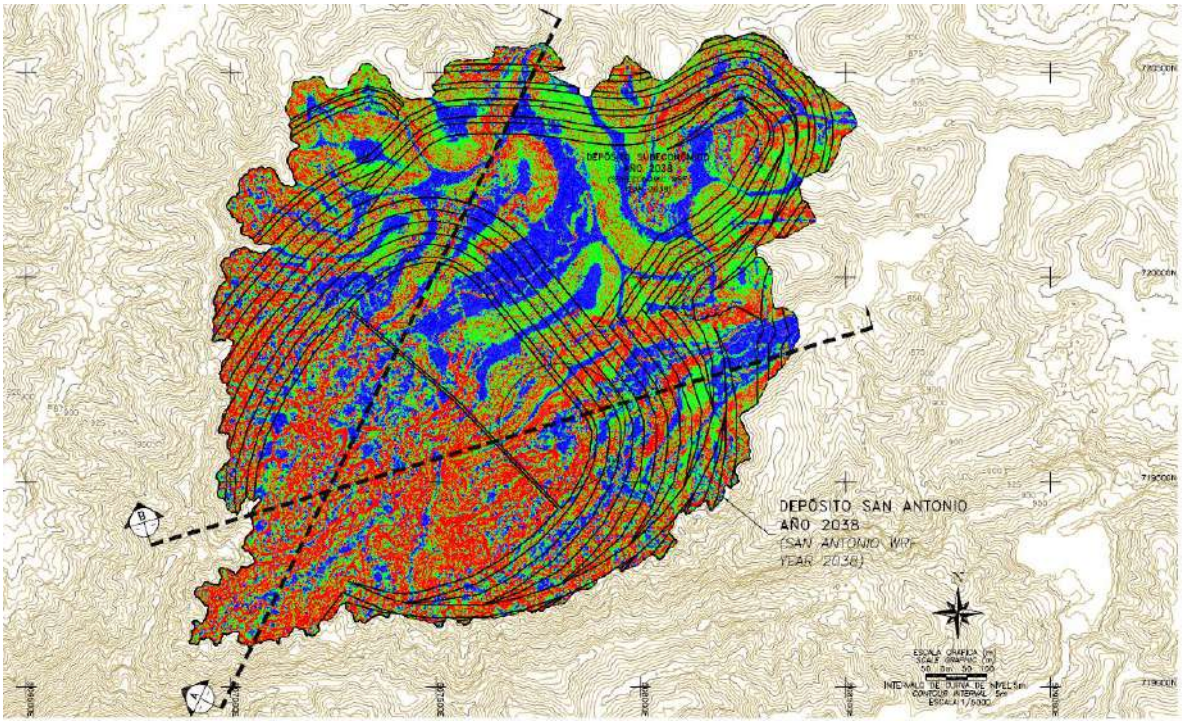


Figura 5.1.7.202 Localización en planta de la sección complementaria de interés para el análisis geotécnico – Depósito San Antonio

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2026

I. Operación Máxima

A continuación, en la Figura 5.1.7.203 a la Figura 5.1.7.208 se muestran los resultados del análisis de estabilidad en la etapa de operación considerando las máximas alturas para una condición estática, pseudoestática y post-pico respectivamente.

Gramalote
San Antonio WRF - Section A
Name: a. Static
Kind: SLOPE/W
Analysis Type: Morgenstern-Price

Color	Name	Slope Stability Material Model	Unit Weight (kN/m³)	Shear/Normal Strength Fn.	Effective Cohesion (kPa)	Effective Friction Angle (°)	Intact Rock Parameter mi	Geological Strength Index GSI
	Bedrock (HGU-06/07)	Hoek-Brown	26				25	52
	Residual Soil (HGU-02)	Mohr-Coulomb	17		0	29		
	Saprolite (HGU-03/04)	Mohr-Coulomb	18.8		0	30		
	Transition (HGU-05)	Hoek-Brown	25.2				25	20
	Waste Rock (Lower Bound)	Shear/Normal Fn.	20	LOP (Lower Bound)				

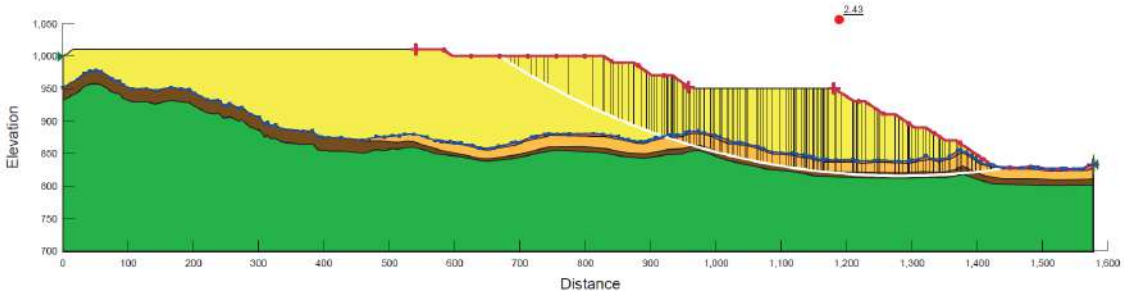


Figura 5.1.7.203 Análisis de estabilidad en condición estática de la Sección A – Depósito San Antonio, operación máxima

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2025

Gramalote
San Antonio WRF - Section A
Name: b. Pseudo-static
Kind: SLOPE/W
Analysis Type: Morgenstern-Price

Horz Seismic Coef.: 0.185

Color	Name	Slope Stability Material Model	Unit Weight (kN/m³)	Shear/Normal Strength Fn.	Effective Cohesion (kPa)	Effective Friction Angle (°)	Intact Rock Parameter mi	Geological Strength Index GSI
	Bedrock (HGU-06/07)	Hoek-Brown	26				25	52
	Residual Soil (HGU-02) (20% Reduction)	Mohr-Coulomb	17		0	23.2		
	Saprolite (HGU-03/04) (20% Reduction)	Mohr-Coulomb	18.8		0	24		
	Transition (HGU-05)	Hoek-Brown	25.2				25	20
	Waste Rock (Lower Bound 20% Reduction)	Shear/Normal Fn.	20	LOP (Lower Bound 20% Reduction)				

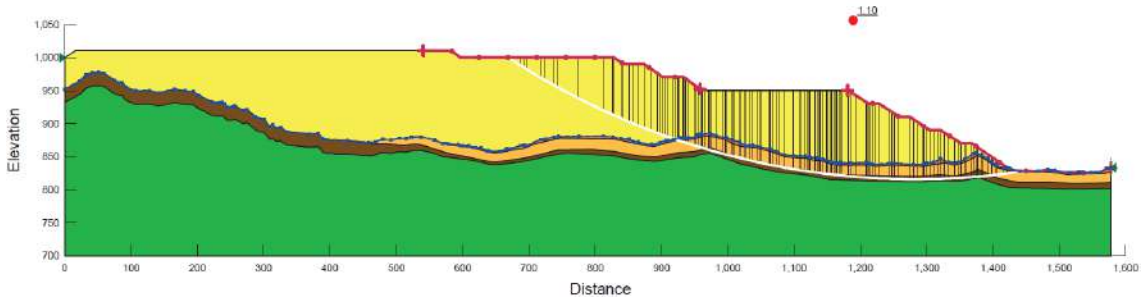


Figura 5.1.7.204 Análisis de estabilidad en condición pseudoestática de la Sección A – Depósito San Antonio, operación máxima

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2025

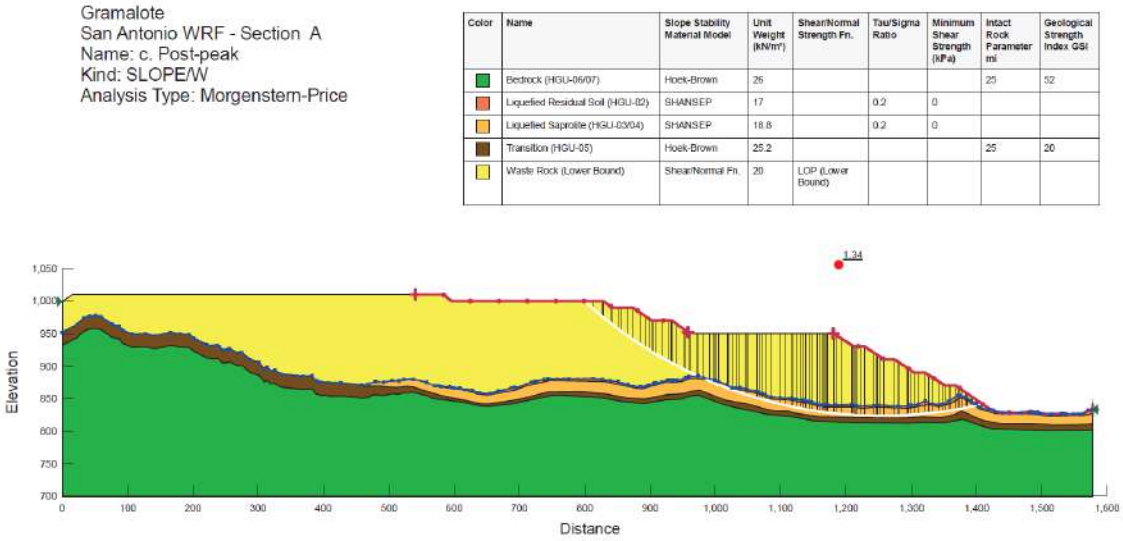


Figura 5.1.7.205 Análisis de estabilidad en condición post-pico de la Sección A – Depósito San Antonio, operación máxima

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2025

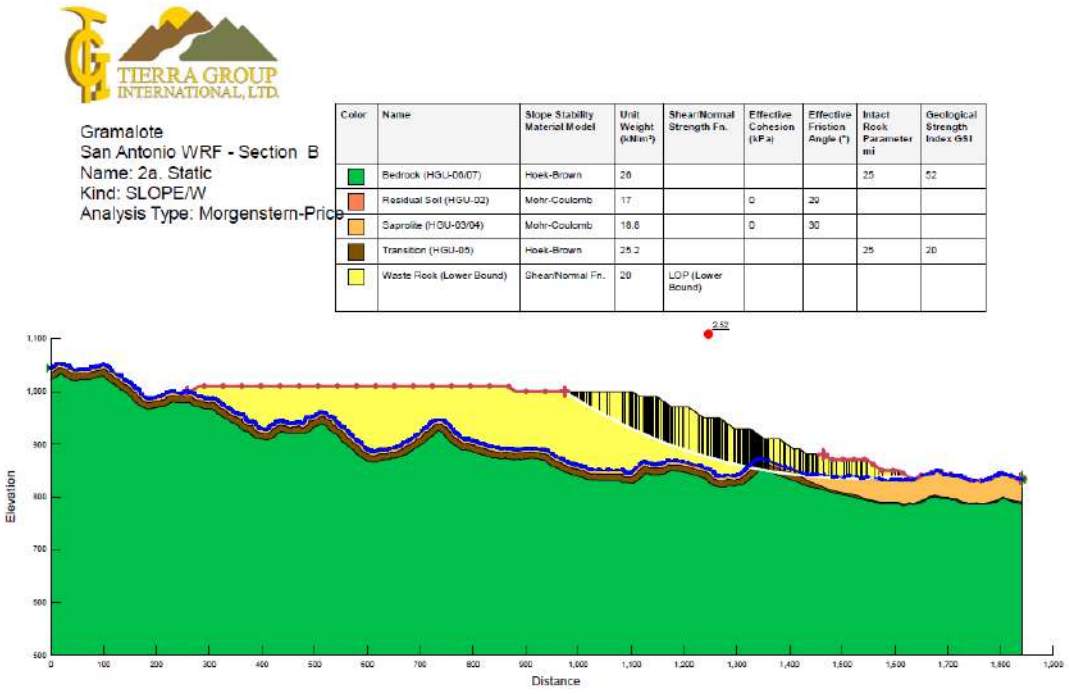


Figura 5.1.7.206 Análisis de estabilidad en condición estática de la Sección B – Depósito San Antonio, operación máxima

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2026

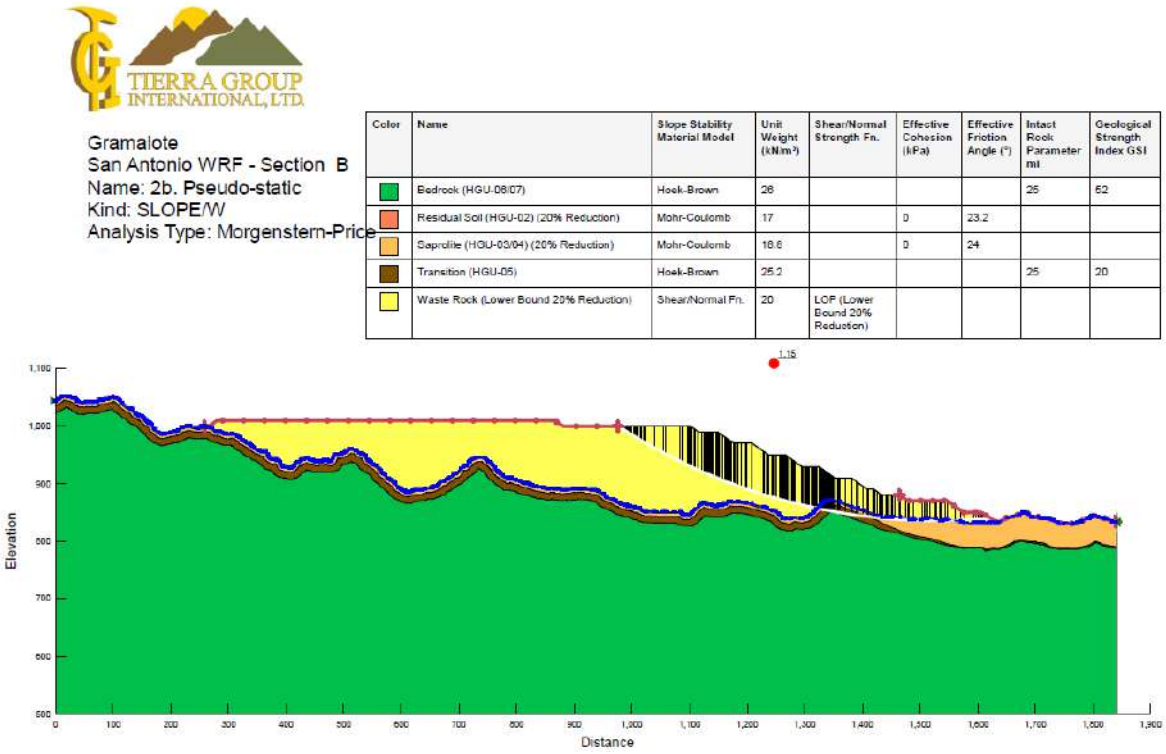


Figura 5.1.7.207 Análisis de estabilidad en condición pseudoestática de la Sección B – Depósito San Antonio, operación máxima

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2026

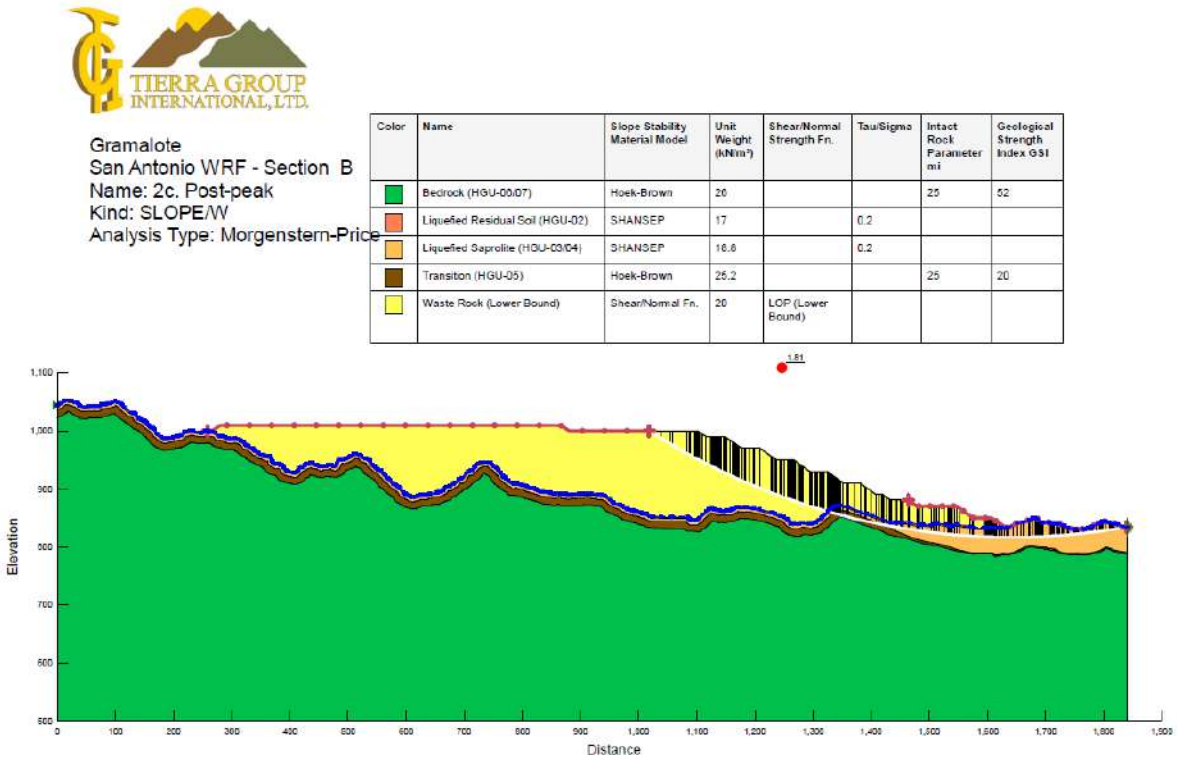


Figura 5.1.7.208 Análisis de estabilidad en condición post-pico de la Sección B – Depósito San Antonio, operación máxima

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2026

II. Cierre del depósito

A continuación, en la Figura 5.1.7.209 y Figura 5.1.7.210 se muestran los resultados del análisis de estabilidad en etapa de cierre para una condición estática y pseudoestática respectivamente.

Gramalote
San Antonio WRF - Section A
Name: 1a. Static
Kind: SLOPE/W
Analysis Type: Morgenstern-Price

Color	Name	Slope Stability Material Model	Unit Weight (kN/m³)	Shear/Normal Strength Fn.	Effective Cohesion (kPa)	Effective Friction Angle (°)	Intact Rock Parameter mi	Geological Strength Index GSI
	Bedrock (HGU-06/07)	Hoek-Brown	26				25	52
	Residual Soil (HGU-02)	Mohr-Coulomb	17		0	29		
	Saprolite (HGU-03/04)	Mohr-Coulomb	18.8		0	30		
	Transition (HGU-05)	Hoek-Brown	25.2				25	20
	Waste Rock (Lower Bound)	Shear/Normal Fn.	20	LOP (Lower Bound)				

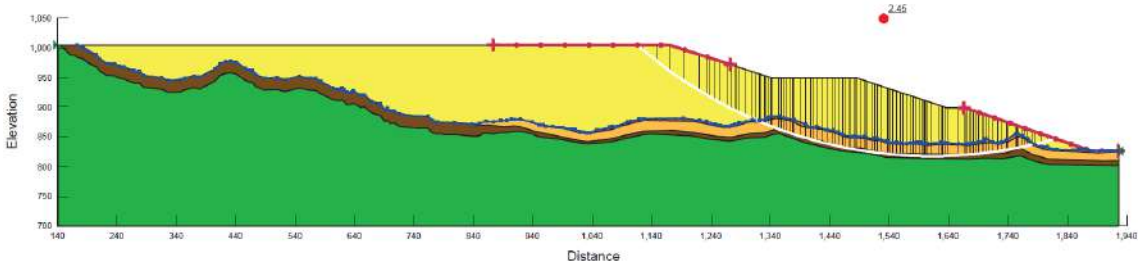


Figura 5.1.7.209 Análisis de estabilidad al cierre en condición estática de la Sección A – Depósito San Antonio, etapa de cierre

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2025

Gramalote
San Antonio WRF - Section A
Name: 1b. Pseudo-static
Kind: SLOPE/W
Analysis Type: Morgenstern-Price
Horz Seismic Coef.: 0.185

Color	Name	Slope Stability Material Model	Unit Weight (kN/m³)	Shear/Normal Strength Fn.	Effective Cohesion (kPa)	Effective Friction Angle (°)	Intact Rock Parameter mi	Geological Strength Index GSI
	Bedrock (HGU-06/07)	Hoek-Brown	26				25	52
	Residual Soil (HGU-02) (20% Reduction)	Mohr-Coulomb	17		0	23.2		
	Saprolite (HGU-03/04) (20% Reduction)	Mohr-Coulomb	18.8		0	24		
	Transition (HGU-05)	Hoek-Brown	25.2				25	20
	Waste Rock (Lower Bound 20% Reduction)	Shear/Normal Fn.	20	LOP (Lower Bound 20% Reduction)				

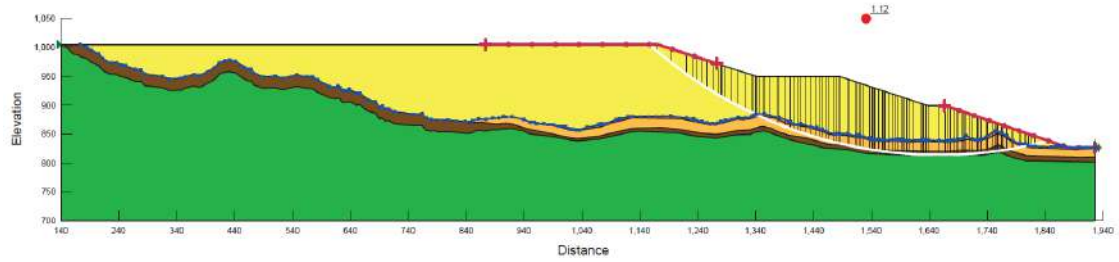


Figura 5.1.7.210 Análisis de estabilidad al cierre en condición pseudoestática de la Sección A – Depósito San Antonio, etapa de cierre

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2025

b. Depósito El Balsal

Se seleccionaron las secciones críticas para el Depósito El Balsal para sus capacidades máximas y usando una zonificación por pendientes de la fundación mayor a un 30%. (ver Figura 5.1.7.211 y Figura 5.1.7.212) Las geometrías de las secciones A y B se desarrollaron utilizando la topografía del terreno nativo existente así como las configuraciones de diseño propuestas. Las secciones se desarrollaron en AutoCAD Civil 3D y luego fueron importadas a SLOPE/W.

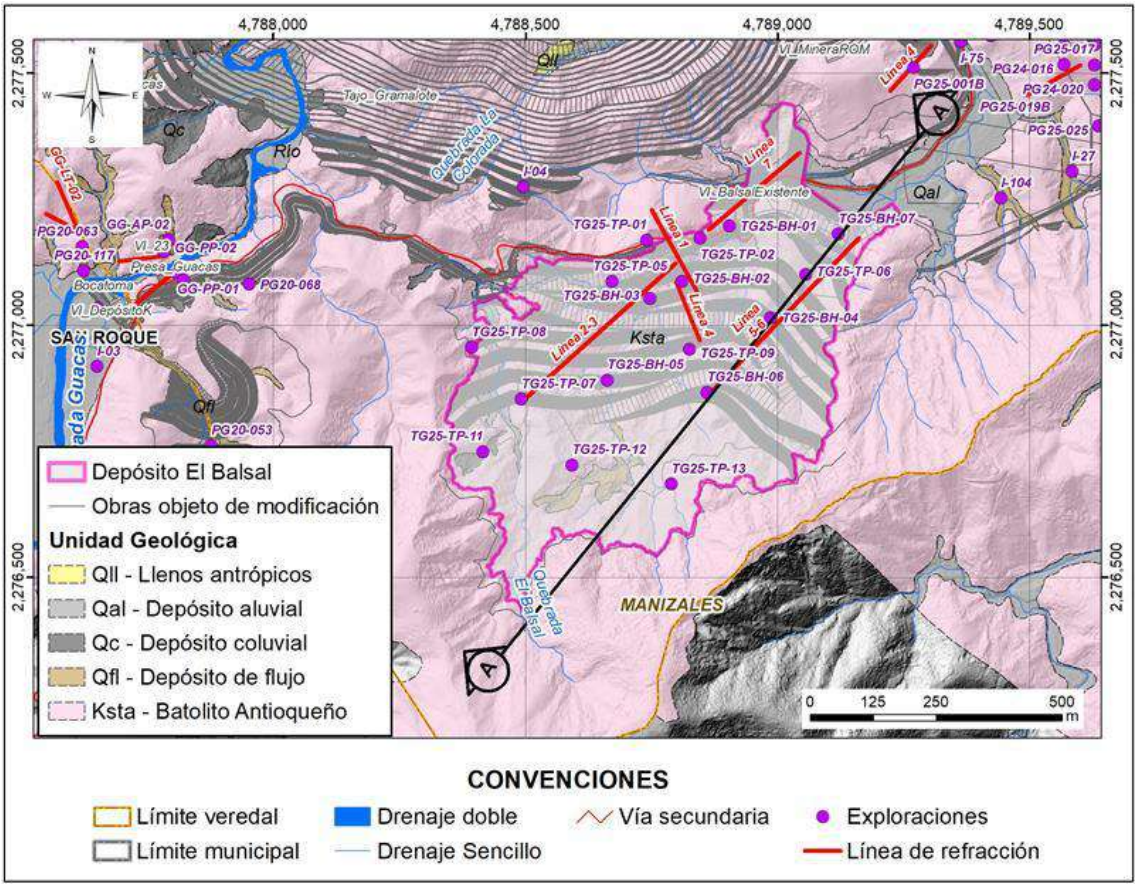


Figura 5.1.7.211 Localización en planta de la sección de interés para el análisis geotécnico – Depósito El Balsal

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2025

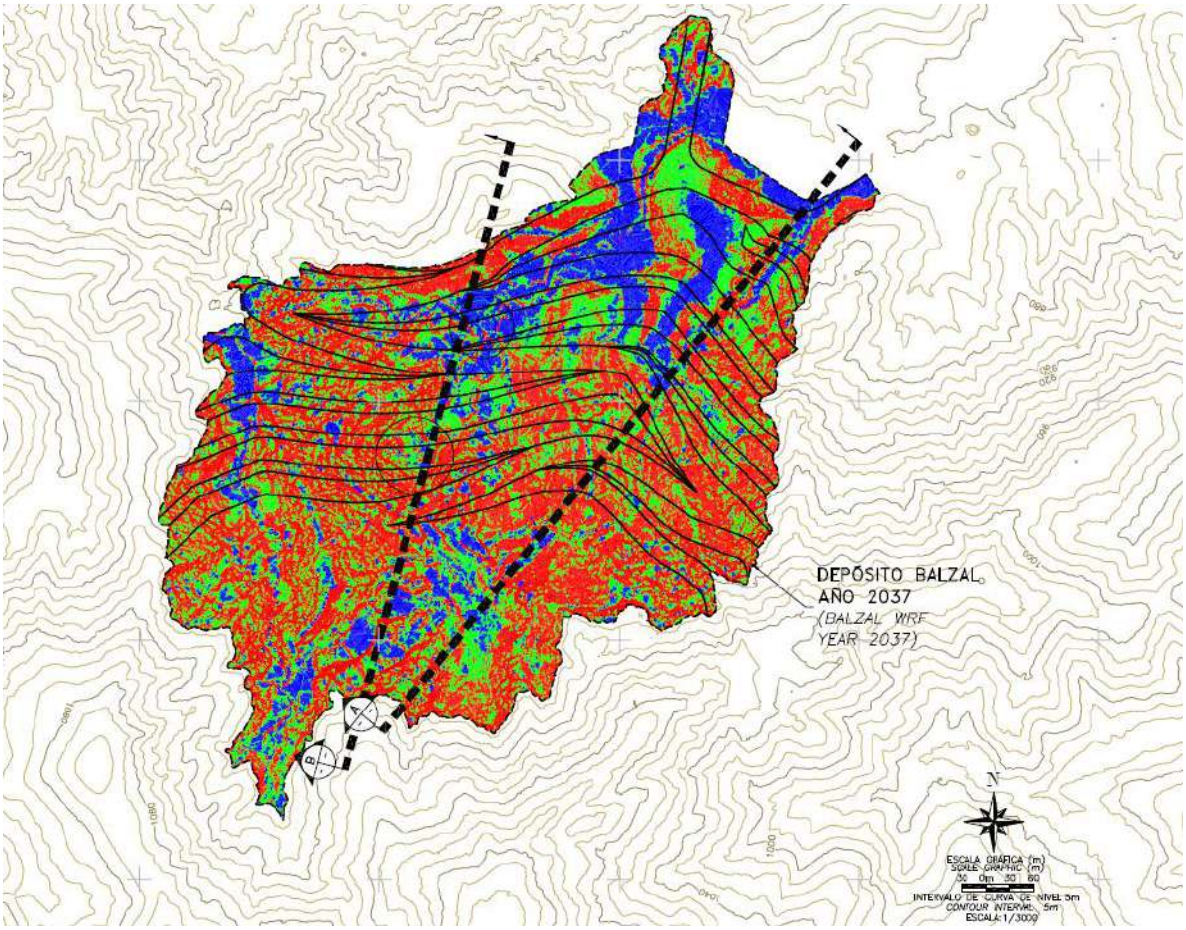


Figura 5.1.7.212 Localización en planta de la sección complementaria de interés para el análisis geotécnico – Depósito El Balsal

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2026

I. Operación Máxima

A continuación, en la Figura 5.1.7.213 a la Figura 5.1.7.218 se muestran los resultados del análisis de estabilidad para una condición estática, pseudoestática y post-pico respectivamente.

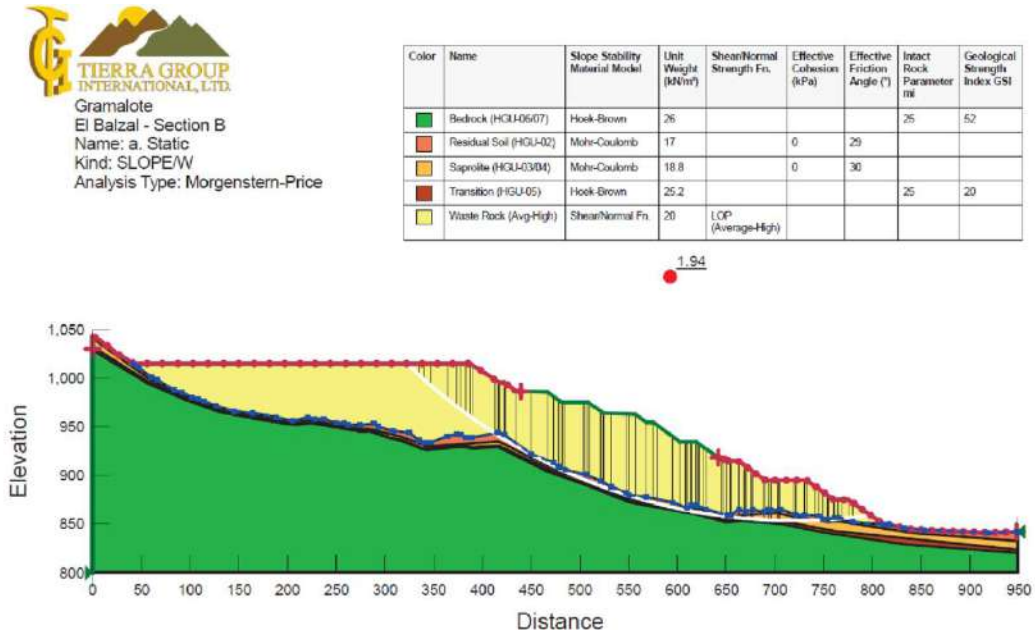


Figura 5.1.7.213 Análisis de estabilidad en condición estática de la Sección B – Depósito El Balsal, etapa de operación máxima

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2025

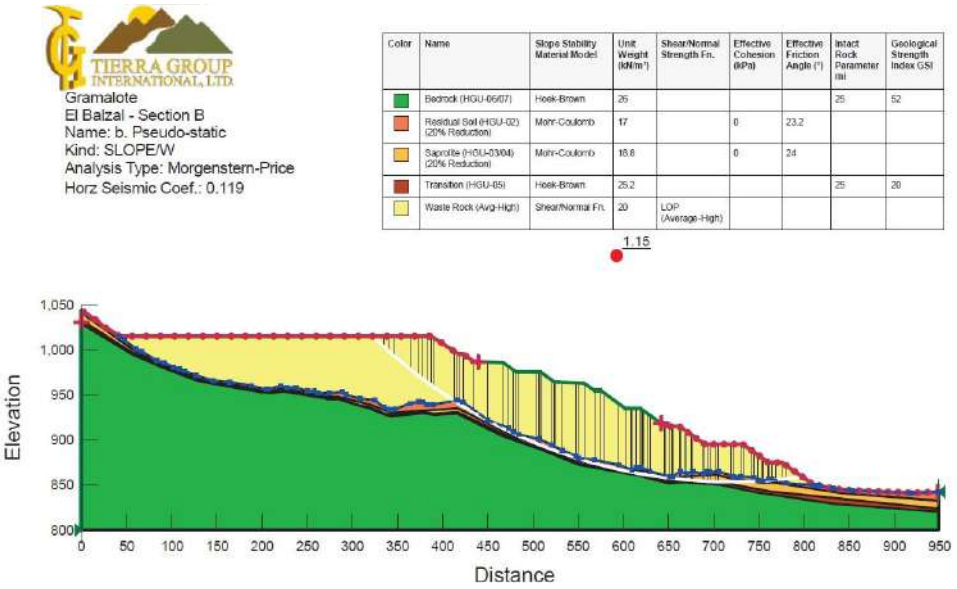


Figura 5.1.7.214 Análisis de estabilidad en condición pseudoestática de la Sección B – Depósito El Balsal, etapa de operación máxima

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2025

TIERRA GROUP INTERNATIONAL, LTD.

Gramalote
El Balzal - Section B
Name: c. Post-peak
Kind: SLOPE/W
Analysis Type: Morgenstern-Price

Color	Name	Slope Stability Material Model	Unit Weight (kN/m³)	Shear/Normal Strength Fn.	Tau/Sigma Ratio	Intact Rock Parameter mi	Geological Strength Index GSI
	Bedrock (HGU-06/07)	Hoek-Brown	26			25	52
	Liquefied Residual Soil (HGU-02)	SHANSEP	17		0.26		
	Liquefied Saprolite (HGU-03/04)	SHANSEP	18.8		0.26		
	Transition (HGU-05)	Hoek-Brown	25.2			25	20
	Waste Rock (Avg-High)	Shear/Normal Fn.	20	LOP (Average-High)			

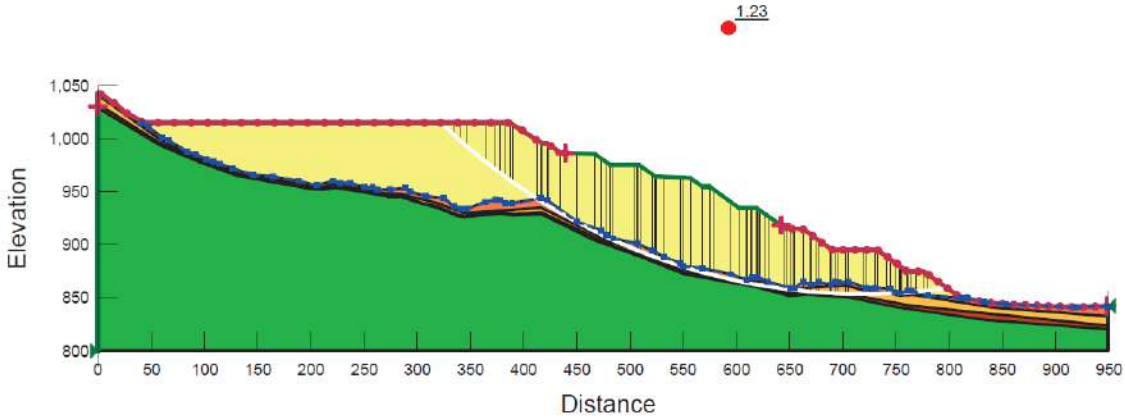


Figura 5.1.7.215 Análisis de estabilidad en condición post-pico de la Sección B – Depósito El Balsal, etapa de operación máxima

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2025

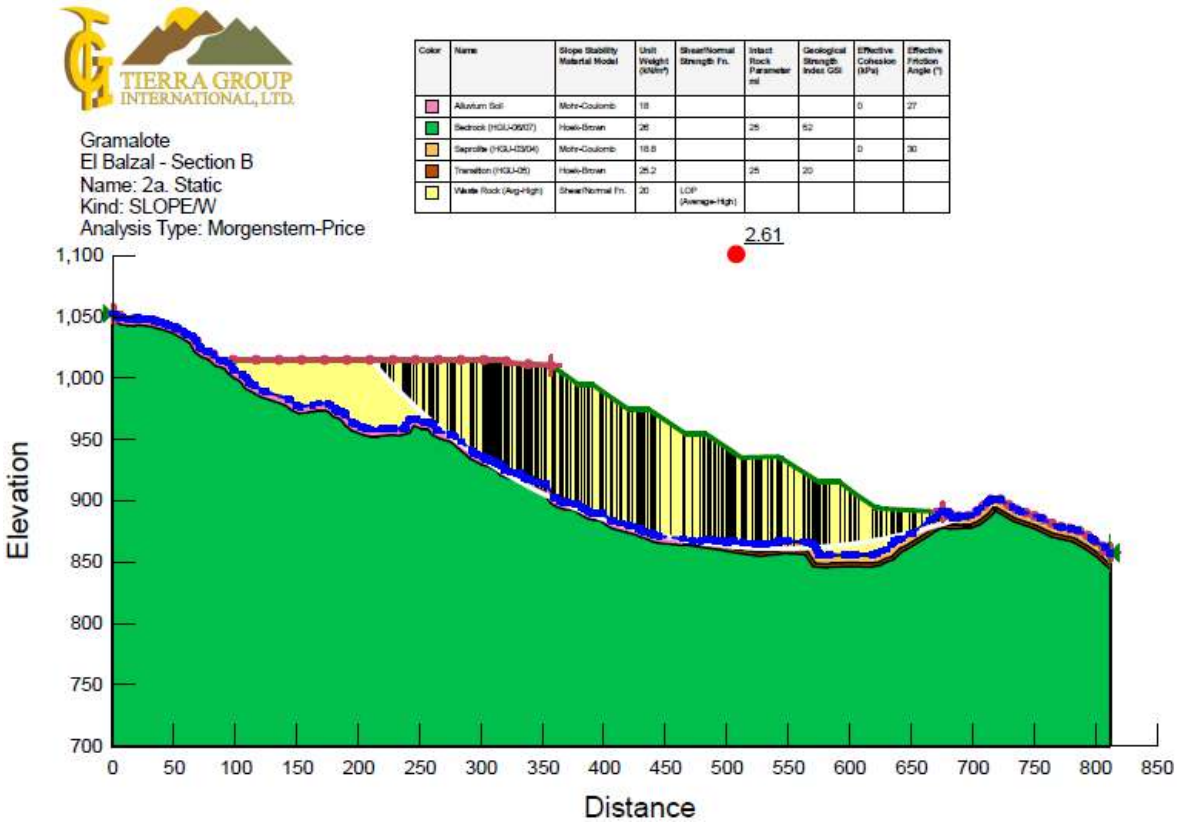


Figura 5.1.7.216 Análisis de estabilidad en condición estática de la Sección B – Depósito El Balsal, etapa de operación máxima

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2026

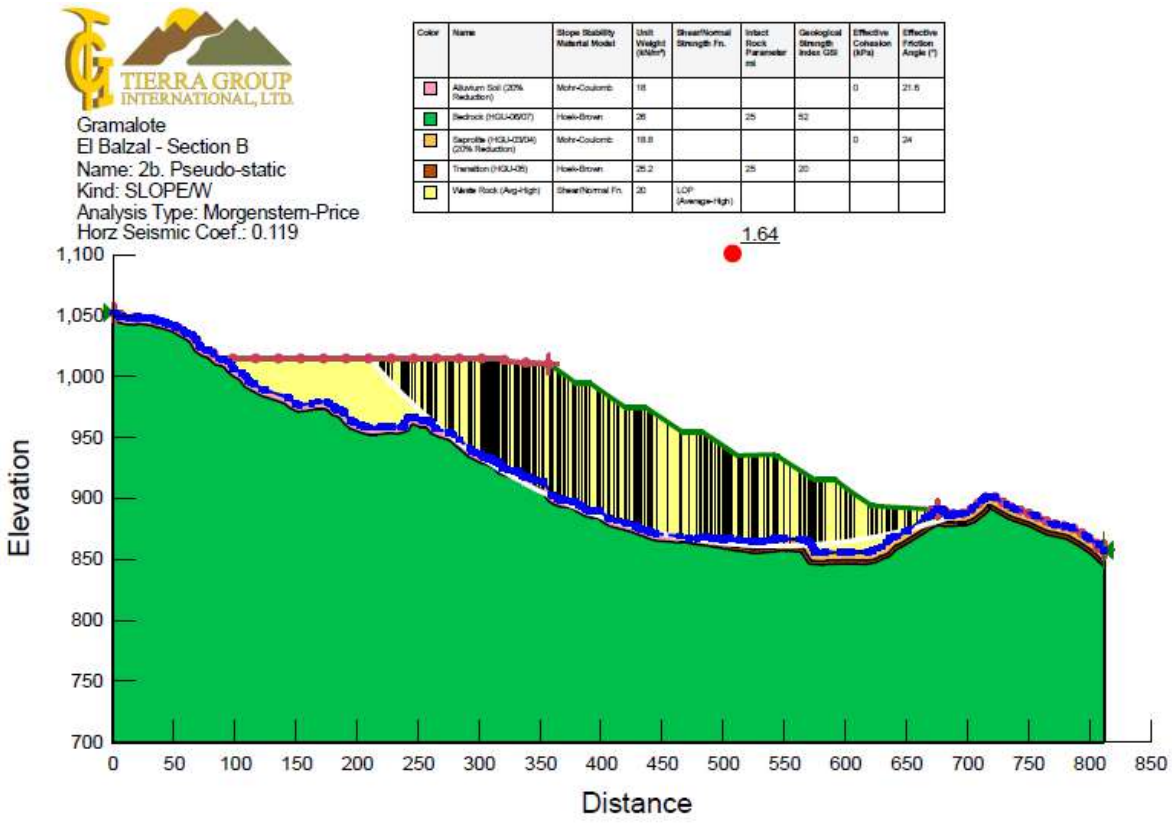


Figura 5.1.7.217 Análisis de estabilidad en condición pseudoestática de la Sección B – Depósito El Balsal, etapa de operación máxima

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2026

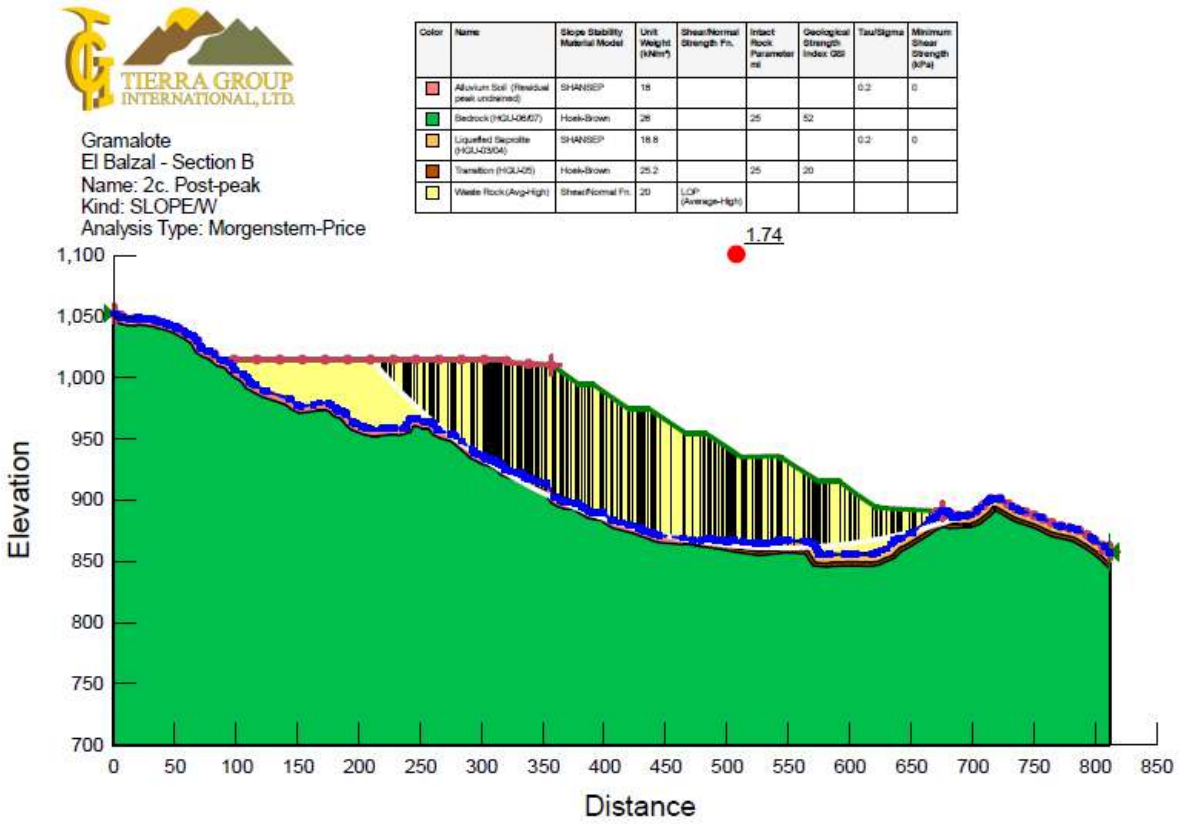


Figura 5.1.7.218 Análisis de estabilidad en condición post-pico de la Sección B – Depósito El Balsal, etapa de operación máxima

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2026

II. Cierre del depósito

A continuación, en la Figura 5.1.7.219 y Figura 5.1.7.220 se muestran los resultados del análisis de estabilidad en etapa de cierre para una condición estática y pseudoestática respectivamente.

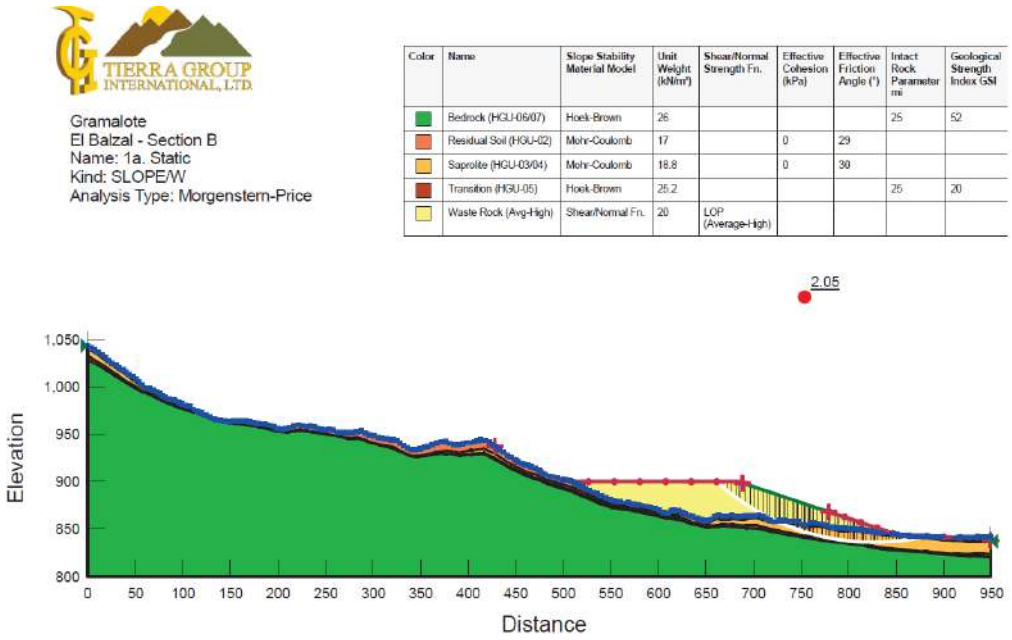


Figura 5.1.7.219 Análisis de estabilidad al cierre en condición estática de la Sección B – Depósito El Balsal, etapa de cierre

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2025

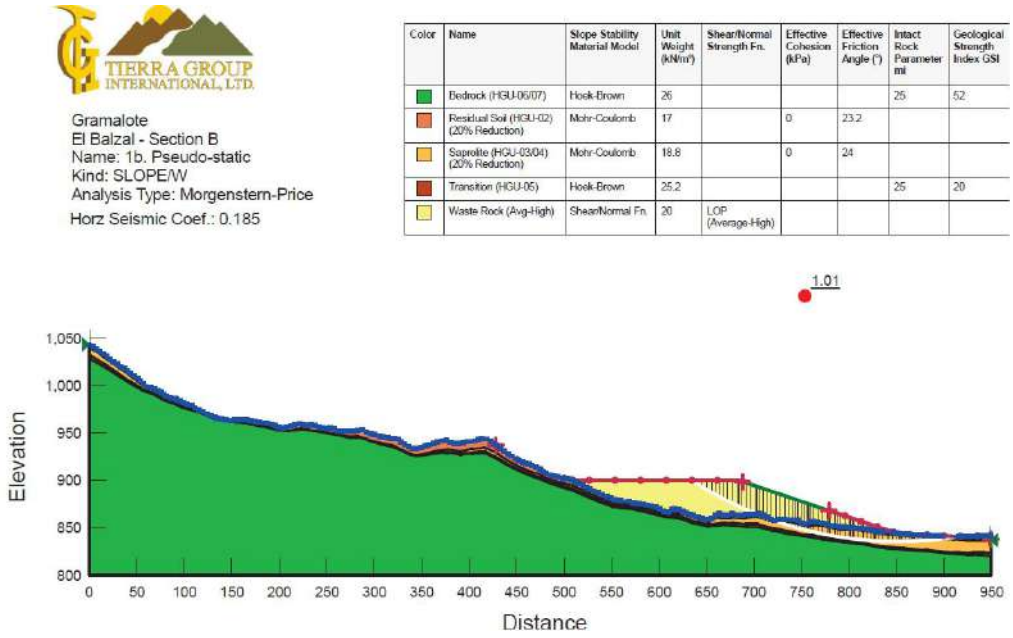


Figura 5.1.7.220 Análisis de estabilidad al cierre en condición pseudoestática de la Sección B – Depósito El Balsal, etapa de cierre

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2025

c. Presa del Sedimentador El Banco

Se seleccionó una sección critica (máxima) para la Presa del Sedimentador El Banco, de acuerdo con la huella de la presa y las condiciones del terreno nativo (ver Figura 5.1.7.221).

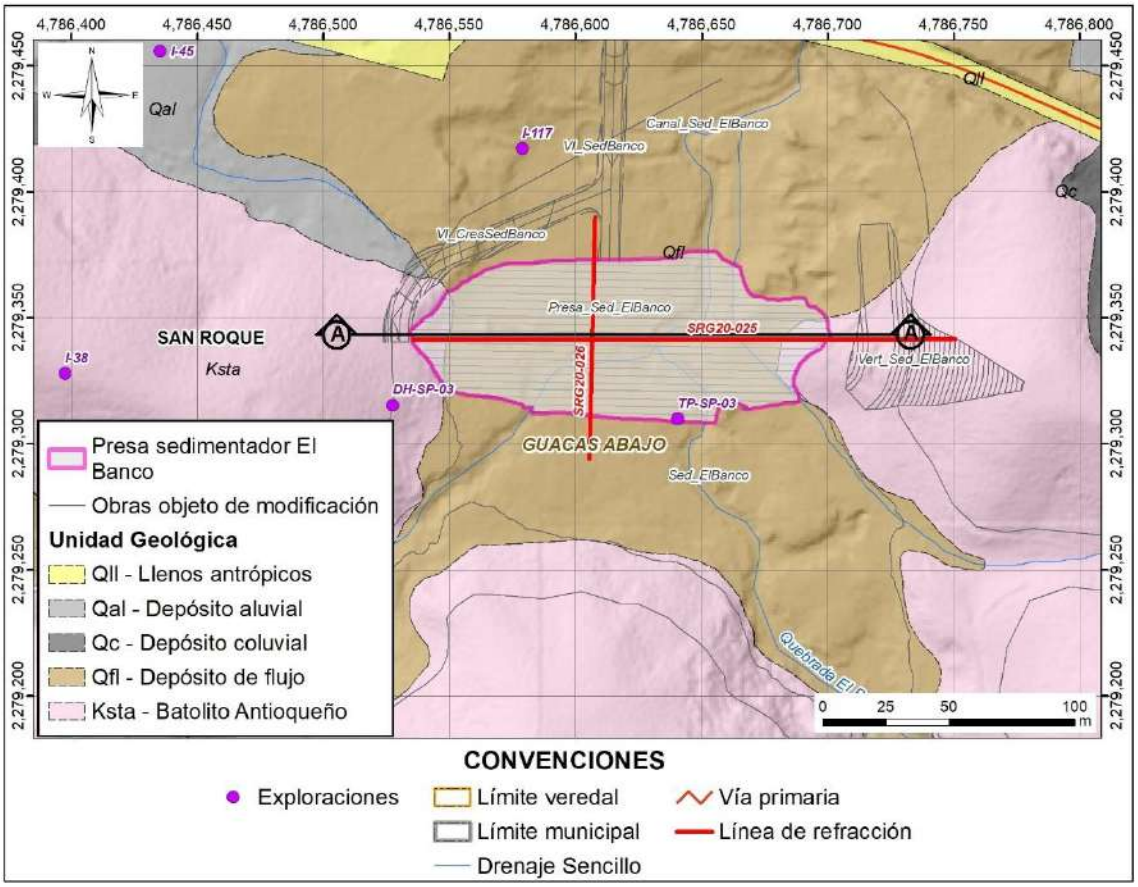


Figura 5.1.7.221 Localización en planta de la sección de interés para el análisis geotécnico – Presa del Sedimentador El Banco

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2025

A continuación, en la Figura 5.1.7.222 a la Figura 5.1.7.224 se muestran los resultados del análisis de estabilidad para una condición estática, pseudoestática y post-pico respectivamente.

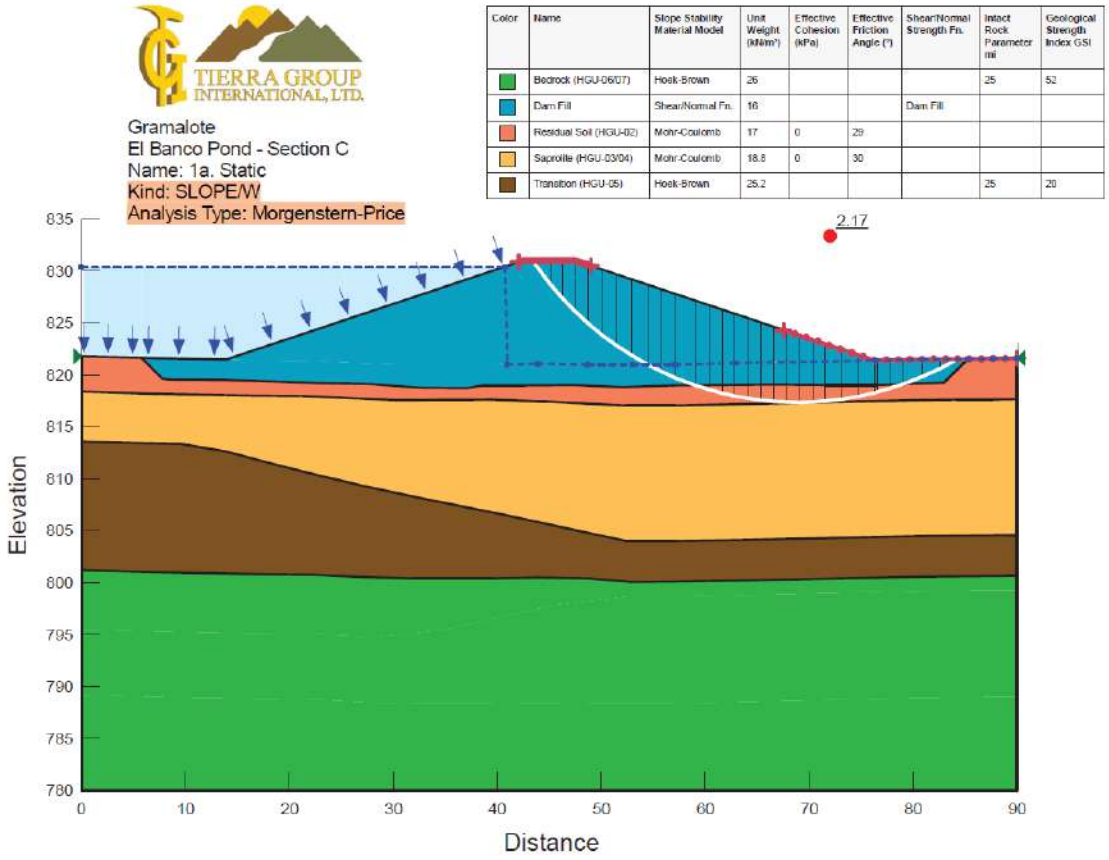


Figura 5.1.7.222 Análisis de estabilidad en condición estática de la Sección C – Presa del Sedimentador El Banco

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2025

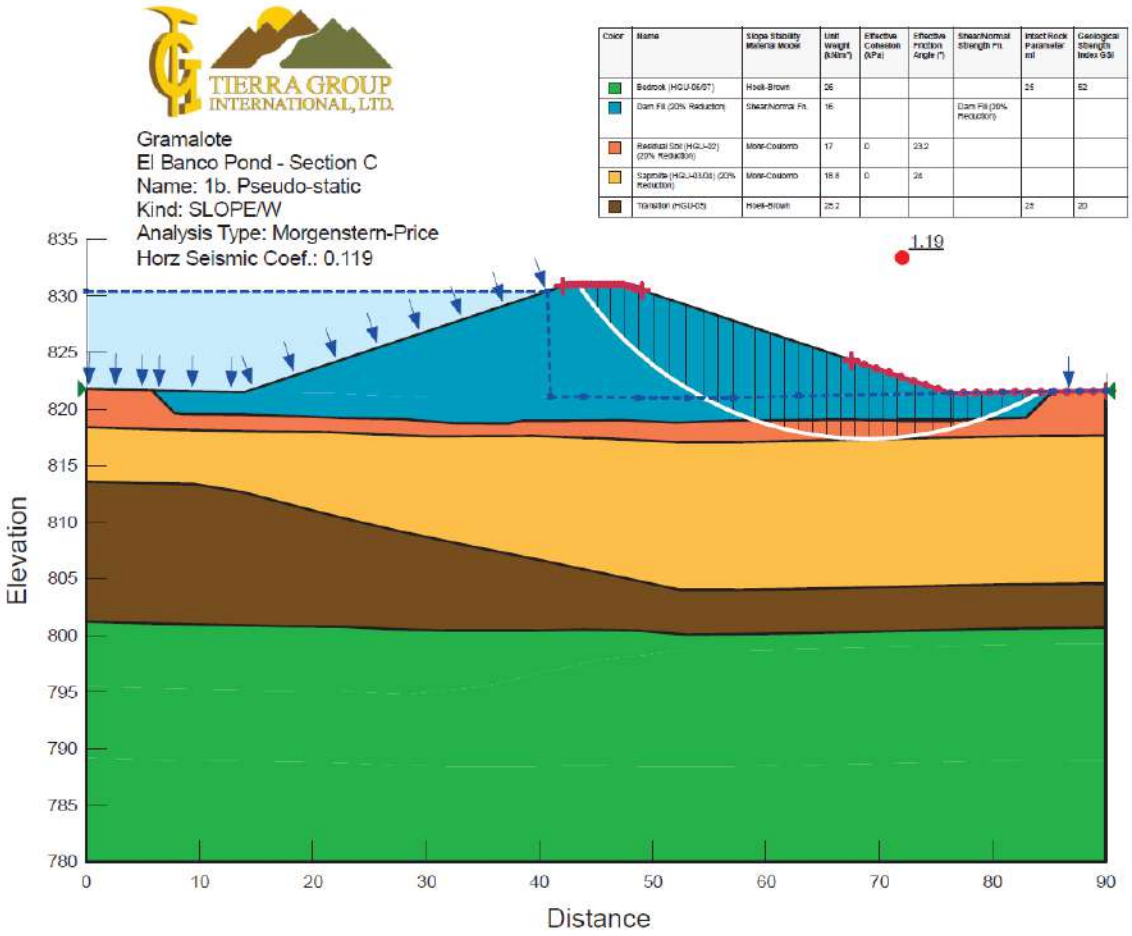
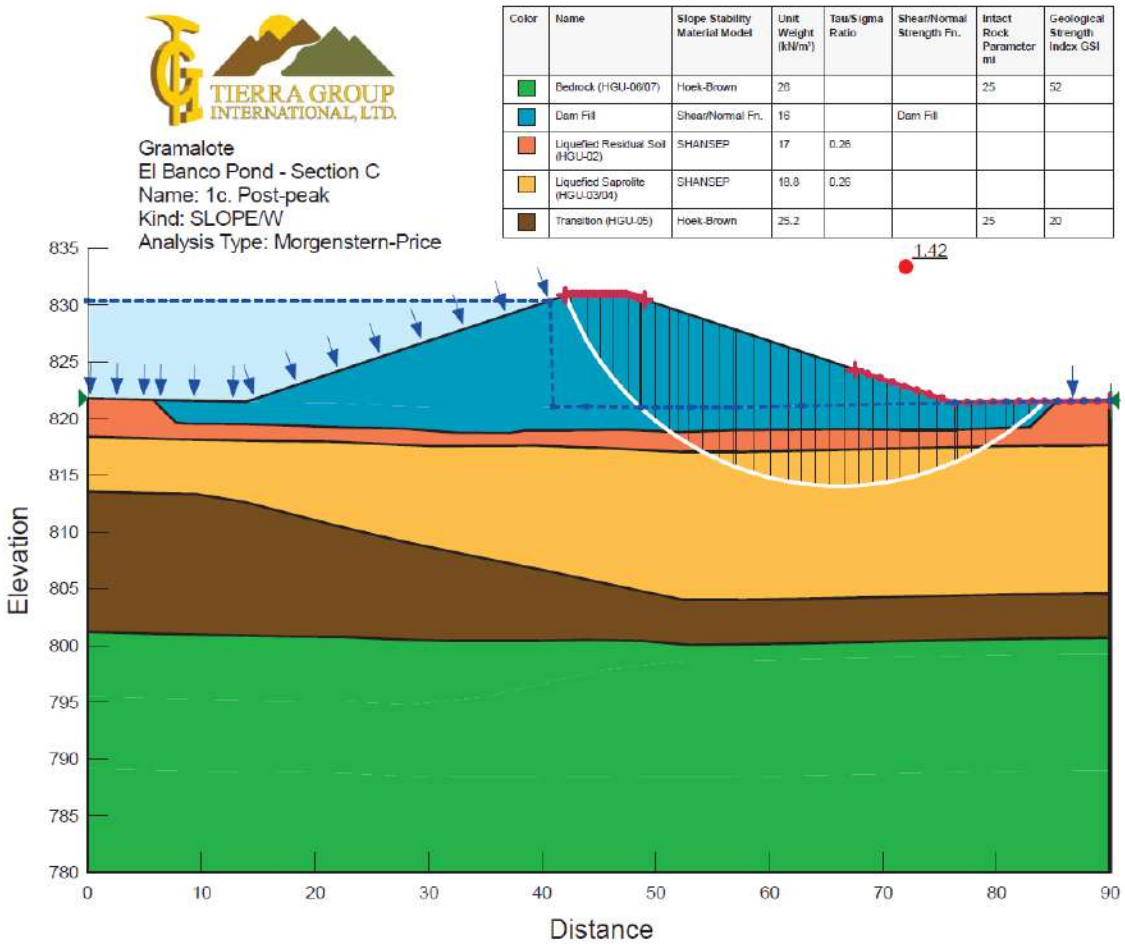


Figura 5.1.7.223 Análisis de estabilidad en condición pseudoestática de la Sección C – Presa del Sedimentador El Banco

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2025



Color	Name	Slope Stability Material Model	Unit Weight (kN/m³)	Tau/Sigma Ratio	Shear/Normal Strength Fn.	Intact Rock Parameter mi	Geological Strength Index GSI
	Bedrock (HGU-06/07)	Hoek-Brown	26			25	52
	Dam Fill	Shear/Normal Fn.	18		Dam Fill		
	Liquefied Residual Soil (HGU-02)	SHANSEP	17	0.26			
	Liquefied Saprolite (HGU-03/04)	SHANSEP	18.8	0.26			
	Transition (HGU-05)	Hoek-Brown	25.2			25	20

Figura 5.1.7.224 Análisis de estabilidad en condición post-pico de la Sección C – Presa del Sedimentador El Banco

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2025

d. Presa Sedimentador San Antonio

Se seleccionó una sección critica (máxima) para la Presa del Sedimentador San Antonio de acuerdo con la huella de la presa y las condiciones del terreno nativo (Figura 5.1.7.225).

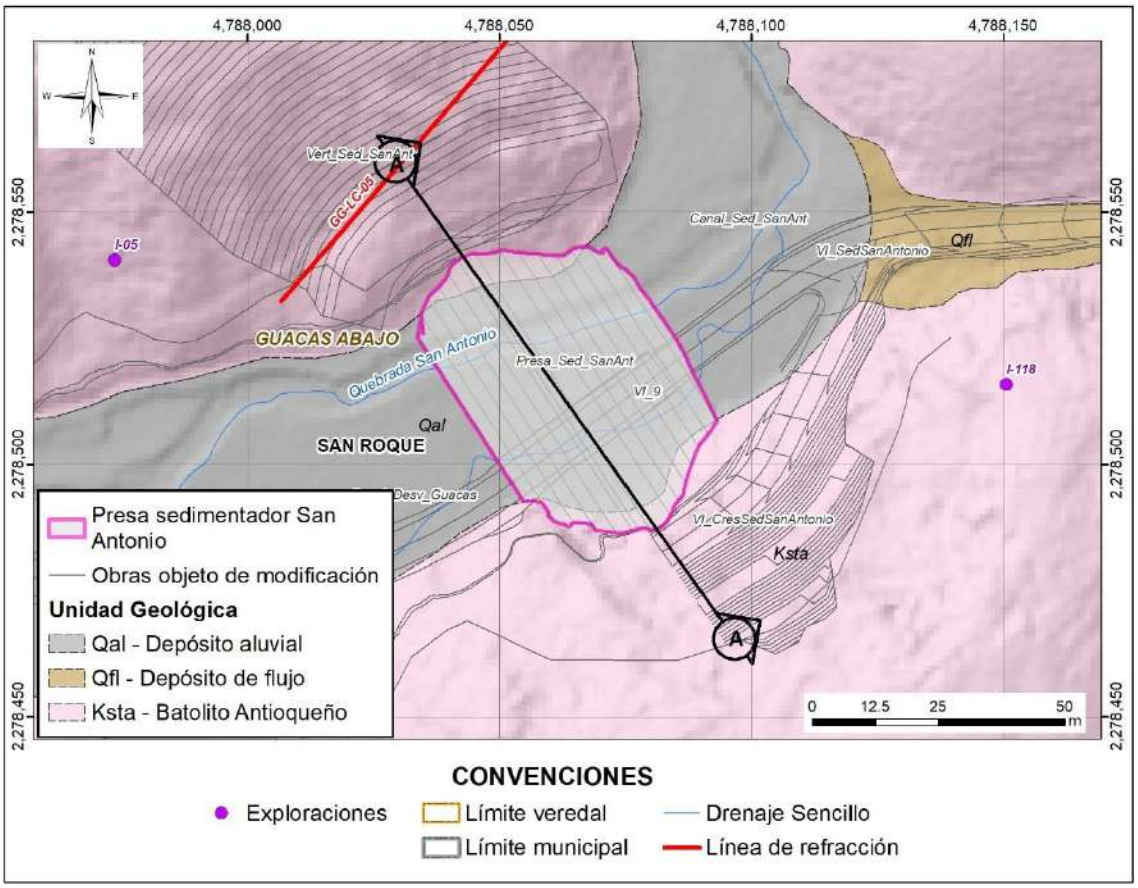


Figura 5.1.7.225 Localización en planta de las secciones de interés para el análisis geotécnico – Presa del sedimentador San Antonio

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2025

A continuación, en la Figura 5.1.7.226 a la Figura 5.1.7.228 se muestran los resultados del análisis de estabilidad para una condición estática, pseudoestática y post-pico respectivamente.

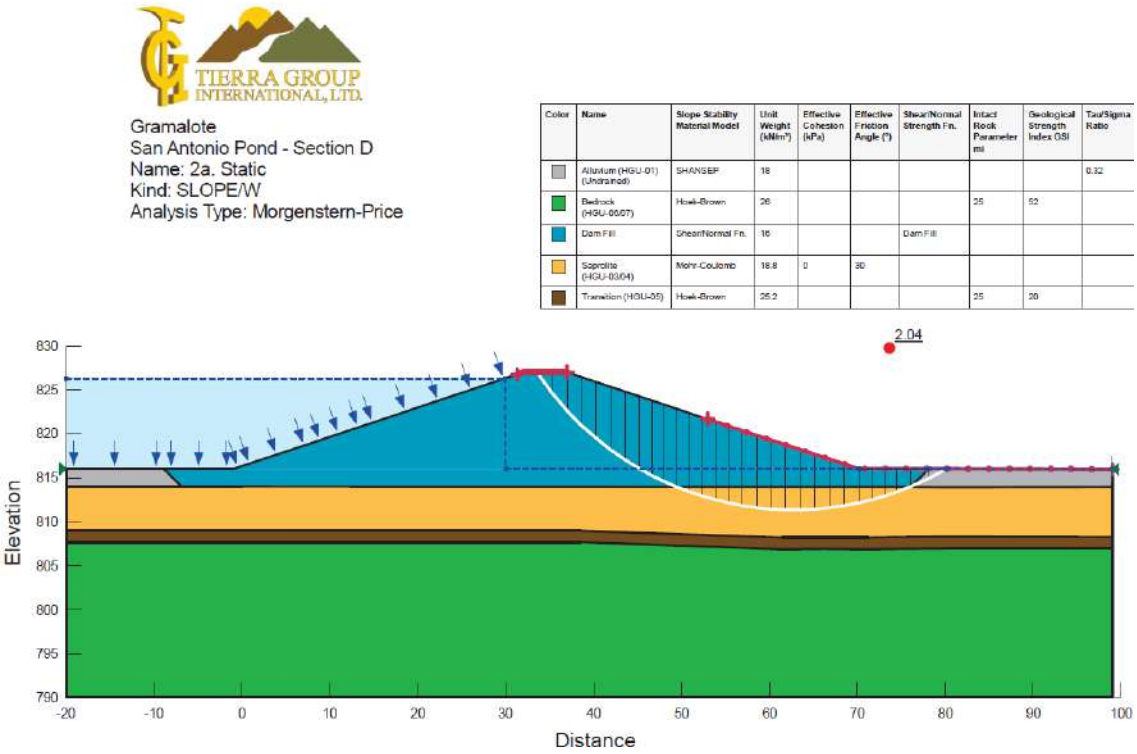


Figura 5.1.7.226 Análisis de estabilidad en condición estática de la Sección D – Presa Sedimentador San Antonio

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2025

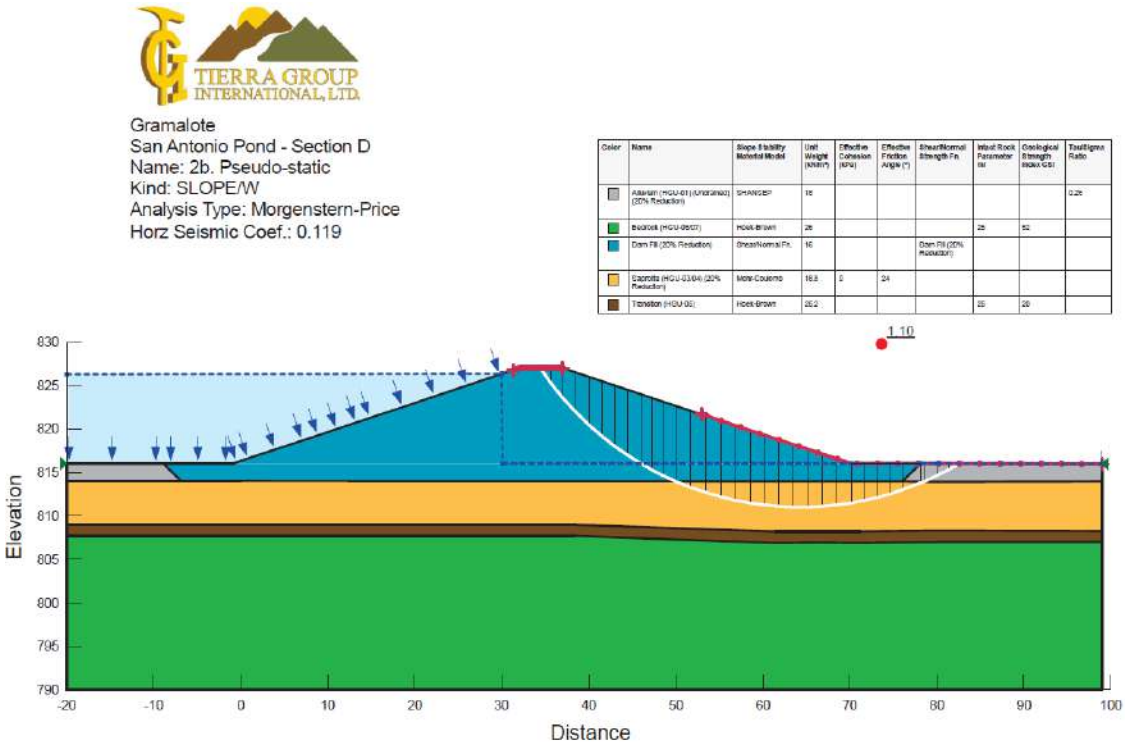


Figura 5.1.7.227 Análisis de estabilidad en condición pseudoestática de la Sección D – Presa Sedimentador San Antonio

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2025

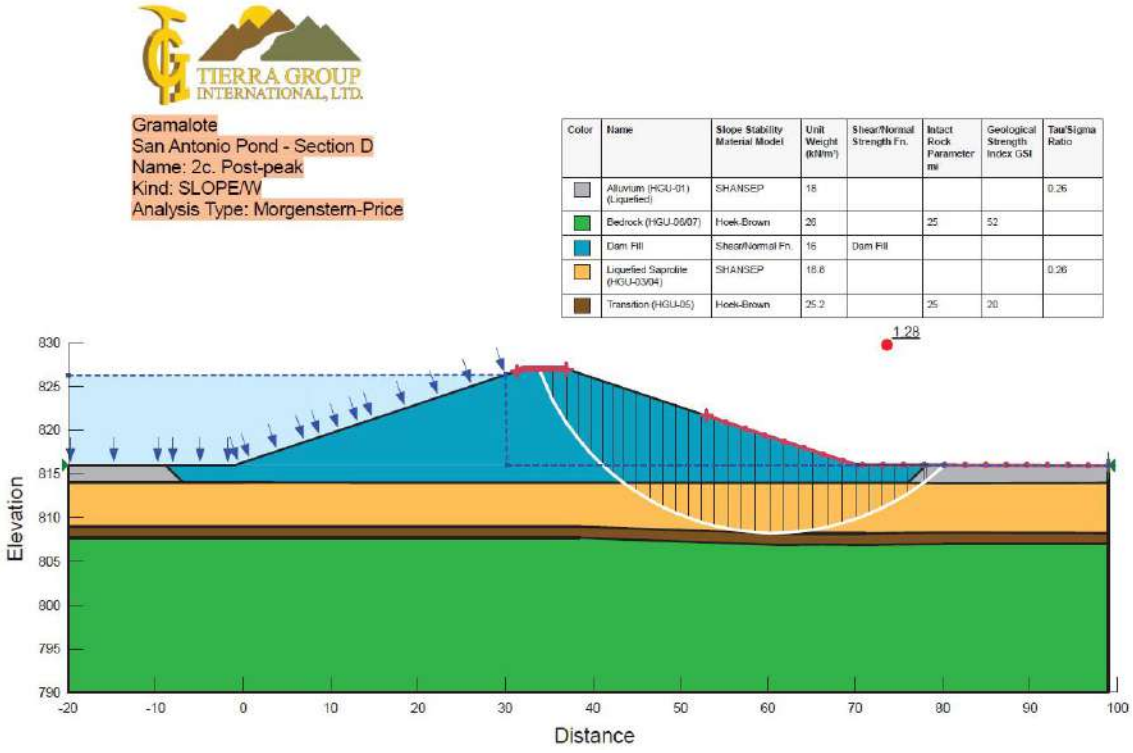


Figura 5.1.7.228 Análisis de estabilidad en condición post-pico de la Sección D – Presa Sedimentador San Antonio

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2025

D. Análisis de Sensibilidad Post-Pico para el Balsal y San Antonio

a. Etapa de operación

Tierra Group realizó un análisis de sensibilidad para el modelamiento post-pico de todas las instalaciones propuestas asumiendo desde un enfoque conservador que los suelos de la fundación (aluvial, suelo residual y saprolito) son completamente susceptibles a licuefacción. Este análisis se centró primordialmente en variar la resistencia residual no drenada al corte de los suelos $Su(r)/\sigma_v'$ entre 0,1 y 0,26 para analizar la variabilidad de los FS en un escenario de licuefacción. Los resultados se presentan en la Figura 5.1.7.229 a Figura 5.1.7.232.

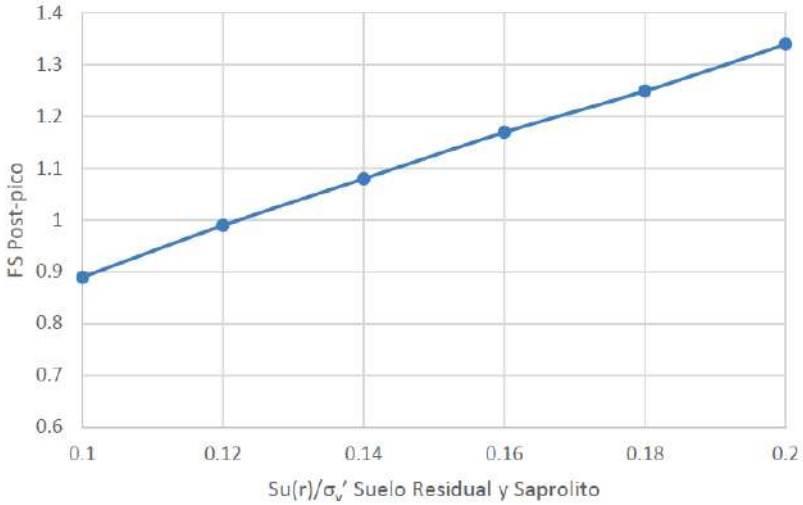


Figura 5.1.7.229 Análisis de sensibilidad post-pico – Depósito San Antonio

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2025

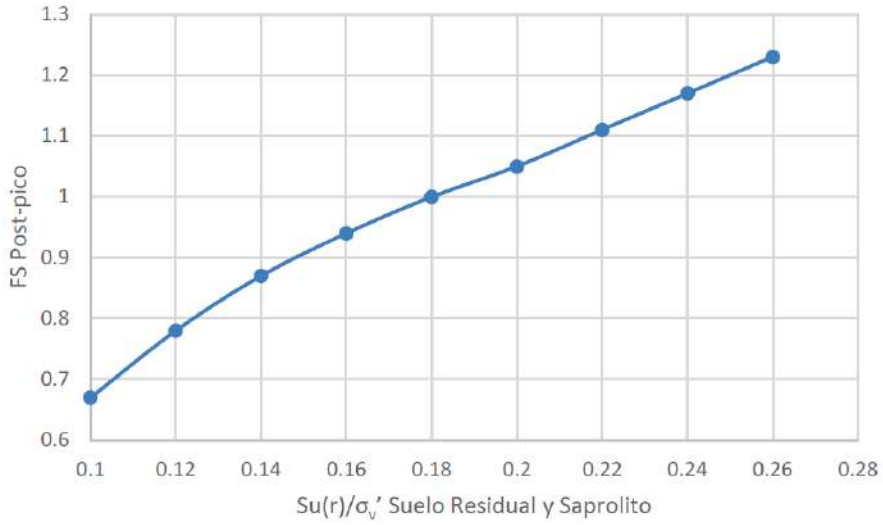


Figura 5.1.7.230 Análisis de sensibilidad post-pico – Depósito El Balsal

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2025

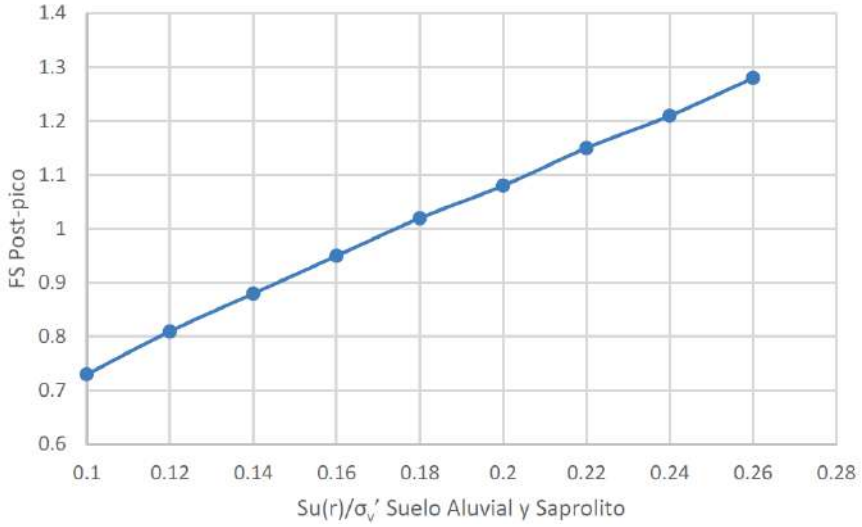


Figura 5.1.7.231 Análisis de sensibilidad post-pico – Presa Sedimentador San Antonio

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2025

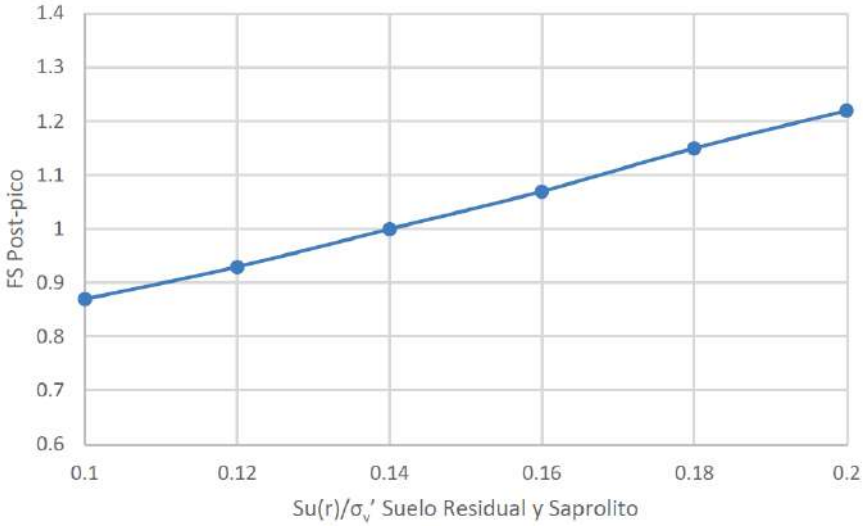


Figura 5.1.7.232 Análisis de sensibilidad post-pico – Presa Sedimentador El Banco

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2025

Los resultados del análisis de sensibilidad para el escenario post-pico de estabilidad indican de forma general que para valores de $Su(r)/\sigma_v'$ mayores a 0,18 los FS varían entre 1,00 y 1,34. Los análisis de licuefacción con base en SPT y propiedades índice indican que algunos puntos específicos de los suelos de la fundación serian propensos a licuefacción dinámica; sin embargo; son puntos aislados y no quiere decir que todos los estratos se licuarían completamente. Por otro lado, los análisis de licuefacción de acuerdo a la velocidad de onda de corte promedio de los suelos de la fundación, indican que estos suelos no serían susceptibles a licuefacción. En consecuencia, durante construcción se debe

mantener una inspección geológica y geotécnica detalla para remover los materiales poco competentes de la fundación y durante la operación implementar monitoreo de variables tales como presiones de poros.

b. Etapa de cierre

De igual forma, para la etapa de cierre, el análisis elaborado por Tierra Group se centró primordialmente en variar la resistencia residual no drenada al corte de los suelos Su(r)/σ_v' entre 0,1 y 0,26 para analizar la variabilidad de los FS en un escenario de licuefacción. Los resultados se presentan en la Figura 5.1.7.233 y Figura 5.1.7.234.

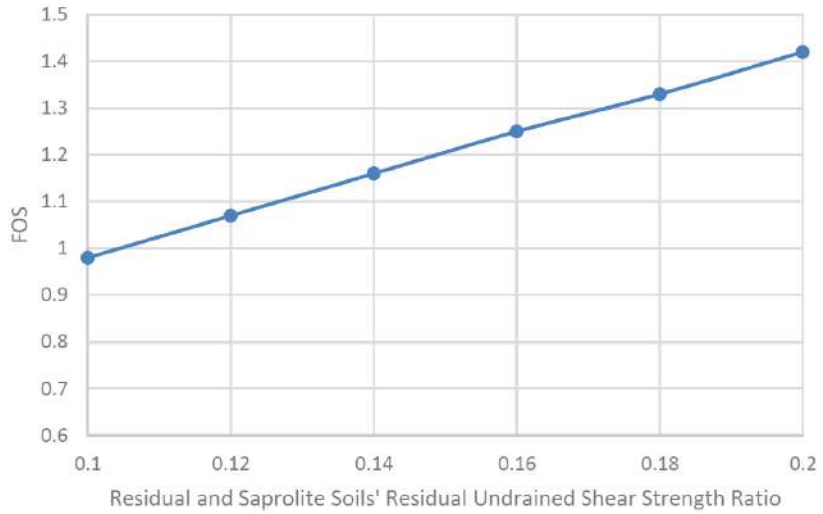


Figura 5.1.7.233 Análisis de sensibilidad post-pico al cierre – Depósito San Antonio

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2025

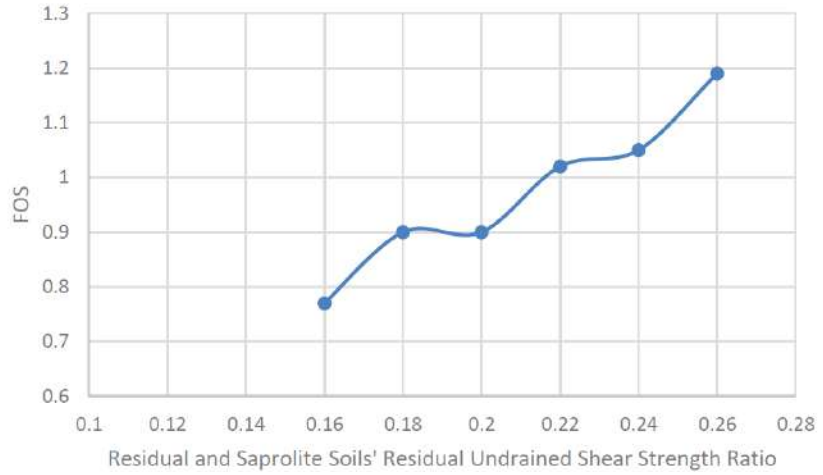


Figura 5.1.7.234 Análisis de sensibilidad post-pico al cierre– Depósito El Balsal

Fuente: Tierra Group International, Ltd., 2025

E. Resumen de resultados

En la Tabla 5.1.7.227 se resumen los resultados del factor de seguridad para una condición de operación máxima para las obras temporales (la cual contempla las presas de los sedimentadores El Banco y San Antonio), análogamente, en la Tabla 5.1.7.228 se resumen los resultados obtenidos para las obras permanentes (los depósitos San Antonio y El Balsal) en condición de operación máxima y de cierre.

Tabla 5.1.7.227 Resumen de resultados de los factores de seguridad obtenidos para las obras temporales relacionadas con los depósitos de estériles

Obra	Condición	FS Operación Máxima
Presa del Sedimentador El Banco (temporal)	Estático	2,17
	Sismo –Tr=475 años.	1,19
	Post-Pico	Ver D de 5.1.7.6.9
Presa del Sedimentador San Antonio (temporal)	Estático	2,04
	Sismo –Tr=475 años.	1,10
	Post-Pico	Ver D de 5.1.7.6.9

Fuente: Modificado de Tierra Group International, Ltd., 2025

Tabla 5.1.7.228 Resumen de resultados de los factores de seguridad obtenidos para las obras permanentes para operación máxima y cierre, relacionadas con los depósitos de estériles

Obra	Condición	FS Operación Máxima		FS al Cierre Sección A
		Sección A	Sección B	
Depósito San Antonio	Estático	2,43	2,52	2,45
	Sismo –Tr=475 años.	1,10	1,15	1,12
	Post-Pico	Ver D de 5.1.7.6.9	1,81	Ver D de 5.1.7.6.9
Depósito El Balsal	Estático	1,94	2,62	2,05
	Sismo –Tr=475 años.	1,15	1,65	1,01
	Post-Pico	Ver D de 5.1.7.6.9	1,74	Ver D de 5.1.7.6.9

Fuente: Modificado de Tierra Group International, Ltd., 2026

F. Resumen de tratamientos

Los tratamientos para la etapa de operación de los Depósitos de estériles incluyen:

- Sistema de sub-drenes instalados en el área de fundación que sirve para ayudar a reducir la presión de poros durante el periodo de operación y cierre. Asimismo, permite la recolección y conducción de agua que se infiltra a través de la masa de desmonte, evitando acumulaciones internas que podrían saturar y debilitar el

material, también contribuye a manejar la calidad del agua que sale del depósito, minimizando la posibilidad de contaminación aguas abajo.

- Canales de aguas no contactadas diseñados para desviar las aguas provenientes principalmente de la escorrentía superficial generada por las lluvias en los taludes adyacentes a los depósitos.

- Canales y cunetas de aguas contactadas diseñados para derivar las aguas generadas dentro del propio depósito, producto de la lluvia que cae directamente sobre su superficie o del flujo que circula sobre los materiales almacenados.

- Un sistema de instrumentación para el monitoreo y control de los niveles piezométricos del depósito.

- Los tratamientos geotécnicos para estas obras son presentados en el Anexo_C de planos correspondiente a este frente y que hacen parte del Numeral 5_1_7_GEOTECNIA.

Por otro lado, en la etapa de cierre de los depósitos, el propósito fundamental es prevenir o reducir los impactos adversos sobre el medio ambiente y la salud humana tras el cierre de las operaciones. Asimismo, cuando sea posible, se busca restituir el terreno para un uso compatible con el entorno, tomando en cuenta las condiciones anteriores al inicio del proyecto, en conformidad con los estándares internacionales de buenas prácticas.

En consecuencia, para el depósito San Antonio, en la etapa de cierre la configuración geométrica de los taludes incluye un ancho de banco de 30 m y una altura de banco de 50 m. El talud local es de 3H:1V, alcanzando una altura promedio de 153 m con 3 bancos de apilamiento. Por otro lado, para el depósito El Balsal, en la etapa de cierre la configuración geométrica de los taludes incluye un ancho de banco de 30 m y una altura de banco de 50 m. El talud local es de 3H:1V, alcanzando una altura promedio de 55 m con un talud uniforme de 3H:1V (Plataforma de apilamiento).

En la Tabla 5.1.7.229 y Tabla 5.1.7.230 se resumen tratamientos para la condición de operación y cierre para el depósito San Antonio y El Balsal respectivamente.

Tabla 5.1.7.229 Resumen de los tratamientos geotécnicos del depósito San Antonio para la etapa de operación y cierre

Concepto	Parámetro	Descripción Operación	Descripción Cierre
Fundación	Preparación de la huella	Despejar y desbrozar la vegetación (remover como parte de la excavación de desmonte) y retirar toda la capa superficial del suelo. Todo material suelto o inadecuado debe ser removido.	-
	Sistema de Subdrenaje	Dren francés con tuberías de polietileno de alta densidad (HDPE) envueltas en geotextil.	-
Apilamiento de Estériles	Volumen almacenado o Capacidad Total	Volumen Total Máximo (Óxidos y Roca Fresca): 94,25 Mm^3, 188,36 Mt	Volumen Total Máximo (Óxidos y Roca Fresca): 94,25 Mm^3
	Altura Total Volumen Máximo	~153 m	~153 m
	Ancho de Banco	30 m	30 m (Min.)
	Altura de Banco	20 m	50 m (Min.)
	Talud de Banco	1,4H:1,0V	3,0H:1,0V
	Talud Global	2,9H:1,0V	3,6H:1,0V
	Densidad Promedio	Estéril (Óxidos y Roca fresca): ~ 2.0 t/m^3	-
	Tipo de Material	Tonalita y Saprolito	Tonalita y Saprolito
	Años de Servicio / Año programado de cierre	10 años (2029-2038)	2038
Apilamiento de Mineral Sub-Económico	Volumen almacenado o Capacidad Total	Volumen Total Máximo: ~21,79 Mm^3 o 44,66 Mt •Plataforma (Estériles): 2,59 Mm^3 – 5,30 Mt •Sub-económico: 19,20 Mm^3 – 39,36 Mt	Volumen Total Máximo: ~21,79 Mm^3 •Plataforma (Estériles): 2,59 Mm^3 •Sub-económico: 19,20 Mm^3
	Altura Total Volumen Máximo	110 m	110 m
	Ancho de Banco	15 m	30 m (Min.)
	Altura de Banco	20 m	50 m (Min.)

Concepto	Parámetro	Descripción Operación	Descripción Cierre
	Talud de Banco	1,4H:1,0V	3,0H:1,0V
	Talud Global	2,15H:1,0V	3,6H:1,0V
	Densidad Promedio	Sub-económico: ~2.0 t/m3	-
	Tipo de Material	Material Sub-Económico	Material Sub-Económico
	Años de Servicio / Año programado de cierre	10 años (2029-2038)	2038
Vertederos de Sedimentadores	Revestimiento	Riprap (Espesor= 10 cm)	Riprap (Espesor= 10 cm)
	Taludes Laterales	Vertedero principal: No side slopes Vertedero de emergencia: 1H:1V	Vertedero principal: No side slopes Vertedero de emergencia: 1H:1V
	Pendiente de Canal	Vertedero de emergencia: 0,5%	Vertedero de emergencia: 0,5%
Sedimentadores	Capacidad total (hasta elevación del vertedero de emergencia)	San Antonio: 123.358 m^3 El Banco: 272.404 m^3	San Antonio: 123.358 m^3 El Banco: 272.404 m^3
	Profundidad de diseño	San Antonio: 4,7 m El Banco: 4,5 m	San Antonio: 4,7 m El Banco: 4,5 m
	Revestimiento	Talud Aguas Arriba: Geotextil no tejido de 270 g/m^2 Geomembrana LLDPE de 1,5 mm	Talud Aguas Arriba: Geotextil no tejido de 270 g/m^2 Geomembrana LLDPE de 1,5 mm

Fuente: Modificado de Tierra Group International, Ltd., 2025

Tabla 5.1.7.230 Parámetros de diseño del depósito El Balsal para la etapa de operación y cierre

Concepto	Parámetro	Descripción Operación	Descripción Cierre
Fundación	Preparación de la huella	Despejar y desbrozar la vegetación (remover como parte de la excavación de desmonte) y retirar toda la capa superficial del suelo. Todo material suelto o inadecuado debe ser removido.	-
	Sistema de Subdrenaje	Dren francés con tuberías de polietileno de alta densidad (HDPE) envueltas en geotextil.	-
Apilamiento de Mineral	Volumen almacenado o Capacidad Total	Capacidad Máxima (Año 2037): 13,47 Mm3 o 24,02 Mt •Estériles (Plataforma): 4,86 Mt •Mineral: 19,16 Mt Capacidad Final (Año 2041): 3,30 Mm^3 o 5,71 Mt •Estériles (Plataforma): 4,86 Mt •Mineral: 0,85 Mt	Volumen Total Máximo (Año 2041): 3,30 Mm^3
	Altura Total Volumen Máximo	Capacidad Máxima (Año 2037): 165 m Capacidad Final (Año 2041): 55 m	~55 m
	Ancho de Banco	15 m	30 m (Min.)
	Altura de Banco	20 m	~50 m (Min.)
	Talud de Banco	1,4H:1,0V	3,0H:1,0V
	Talud Global	2,15H:1,0V	3,0H:1,0V
	Densidad Promedio	Estériles (Plataforma): ~1.68 t/m^3 Mineral: ~2.0 t/m^3	-
	Tipo de Material	Mineral	Estériles (Plataforma)
	Año programado para el cierre	13 años (2029-2041)	2041

Fuente: Modificado de Tierra Group International, Ltd., 2025

En lo correspondiente al sistema de subdrenaje, se contempla la instalación subdrenes horizontales y verticales que permitan controlar el nivel freático y reducir las presiones de poro en la base y dentro del cuerpo del depósito. Este sistema contribuirá a mejorar la estabilidad del depósito a largo plazo, facilitando el drenaje de aguas infiltradas y evitando la saturación de los materiales. Las aguas captadas por el subdrenaje serán canalizadas hacia sedimentadores, donde se permitirá la decantación de sólidos en suspensión antes de su disposición final o su reincorporación controlada al entorno.

En la Tabla 5.1.7.231 se presenta un resumen de las principales actividades requeridas para la etapa de cierre final de los depósitos San Antonio y El Balsal.

Tabla 5.1.7.231 Resumen de actividades de cierre final de los depósitos

Componente	Obras de cierre
Depósitos San Antonio y El Balsal	• Reperfilado orientadas a garantizar la estabilidad física de la estructura y facilitar la instalación de la cobertura vegetal final. • Instalación de barreras físicas (cercos, letreros de advertencia) para restringir el acceso a zonas que puedan representar un riesgo. • Carguío, transporte y esparcimiento de una cubierta de suelo orgánico de 0.50 m sobre el área del depósito. • Revegetalizar sobre la cubierta de suelo orgánico con especies nativas.
Manejo de agua	• Se construirá un sistema de canales recolectores diseñado para captar y conducir las aguas de escorrentía no contactadas que se generan en la superficie revegetalizada de los depósitos, dirigiéndolas hacia fuera del depósito y descargando al medio ambiente. • Instalación de pozos de monitoreo de agua subterránea para verificar la calidad del agua en el post-cierre.
Desmantelamiento de infraestructura	• Desmantelamiento y demolición de infraestructuras como: equipos, tuberías, edificios, campamentos, instalaciones eléctricas y cualquier infraestructura temporal o permanente no necesaria.
Sedimentadores San Antonio y El Banco	• Mantener el vertedero de emergencia de los sedimentadores al cierre. • Evaluación de la calidad del agua almacenada en el sedimentador, con el fin de determinar la necesidad de aplicar un tratamiento previo a su drenaje o disposición final, en cumplimiento con los estándares ambientales vigentes. • Drenaje controlado del agua hacia sistema de tratamiento o descarga autorizada, según cumplimiento de los parámetros de calidad ambiental. • Retiro de lodos y sedimentos si tienen riesgo geoquímico o volumen considerable. • Relleno con material Non-PAG, compactado en capas si es requerido. • Reperfilado del vaso para evitar empozamiento. • Carguío, transporte y esparcimiento de una cubierta de suelo orgánico de 0,50 m sobre el área del depósito. • Instalación sobre la cubierta de suelo orgánico con especies nativas. • Evaluación de la estabilidad física del sedimentador y estado de la vegetación del área clausurada.

Componente	Obras de cierre
	• Medición periódica de calidad de agua subterránea o aguas superficiales cercanas.

Fuente: Modificado de Tierra Group International, Ltd., 2025

Para mantener la estabilidad geotécnica, también es importante tener en cuenta las siguientes recomendaciones de contingencia:

Tabla 5.1.7.232 Resumen de contingencias propuestas para las actividades del cierre final del depósito San Antonio y El Balsal

Item	Componente	Contingencia
1	Suelo orgánico	En caso de que los materiales disponibles para la cubierta de suelo orgánico sobre los depósitos no cumplan con las condiciones de calidad para el crecimiento de vegetación, se deberá analizar la posibilidad de usar otra alternativa para su mejoramiento o disponibilidad
2	Siembra y plantación de refuerzo	Realizar campañas adicionales de siembra o plantación con mayor densidad o con especies más resilientes si la cobertura vegetal inicial no es exitosa
3	Monitoreo geotécnico intensificado	Si se detectan movimientos o deformaciones inusuales durante la operación o el post-cierre, se intensificarán las campañas de monitoreo (instrumentación, topografía de precisión) para evaluar la magnitud y velocidad de la inestabilidad
4	Plan de emergencia y evacuación	Se debe considerar la necesidad de un plan general de respuesta ante una falla mayor, que incluya zonas de seguridad y rutas de evacuación para personal y comunidades cercanas, si aplica
5	Sedimentadores San Antonio y El Banco	Si la calidad del agua no cumple con las normas de vertimientos de agua exigidas para minas de explotación de oro al cierre, se sugiere las siguientes medidas de contingencia: -Bombear el agua hacia uno de los tajos para acelerar el llenado. -Adición directa de cal en los sedimentadores. -Tratamiento active (tratamiento de cal de alta densidad (en inglés, HDS)). -Uso de humedales in-situ para el tratamiento del agua de contacto en los sedimentadores. -Bombear el agua a una planta de tratamiento antes de su vertimiento al medio ambiente

Fuente: Modificado de Tierra Group International, Ltd., 2025

El monitoreo de la estabilidad física se debe mantener en la etapa de cierre entre 2041 a 2049, así como en la actividad de post cierre después del año 2050.

Adicionalmente, es importante mencionar que para la etapa post-cierre se realizarán labores de mantenimiento y control del lugar de forma continua (dos veces al año) y de manera indefinida. La cantidad de personal y los costos asociados dependerán de la etapa de cierre en que se encuentre el proyecto y de la efectividad de las acciones implementadas.

5.1.7.6.10 Tajo Abierto

A. Criterio de aceptación

a. Consideraciones Generales

Los principales conceptos utilizados para definir los criterios de aceptación se describen de manera general a continuación:

- Criterios de aceptación (CA): se refiere al conjunto de requisitos/restricciones que un talud debe satisfacer para que su diseño sea considerado aceptable para implementación. En general, los criterios de aceptación dependen de la magnitud y las consecuencias de una potencial inestabilidad del talud y se definen en términos de valores mínimos o máximos permitidos para uno o más de los siguientes parámetros: factor de seguridad, margen de seguridad, probabilidad de falla y/o índice de confiabilidad.
- Factor de seguridad (FoS): se refiere a la razón entre la resistencia del material y los esfuerzos aplicados que actúan sobre él. Es adimensional y generalmente se define en términos de su valor medio a lo largo de una superficie potencial de falla. En consecuencia, si el FoS es mayor que 1.0, la condición es estable o “sin falla”; si el FoS es igual a 1.0, corresponde a una condición de “equilibrio límite” o “falla incipiente”; y si el FoS es menor que 1.0, indica una condición de falla o inestabilidad.

b. Criterios de aceptabilidad a escala banco-berma

Con base en la aplicación de la metodología banco-berma utilizada para realizar el análisis de estabilidad, se han definido criterios de aceptabilidad para evaluar el desempeño del diseño banco-berma, asegurando que estos criterios incorporen adecuadamente los resultados de la metodología aplicada.

A partir de la modelación probabilística de taludes, es posible calcular las siguientes características del comportamiento banco-berma: El porcentaje de cumplimiento del diseño o reconciliación geotécnica (PoF).

Con base en esto, se proponen los siguientes criterios de aceptabilidad para estos análisis.

I. Criterio de pérdida de ancho de berma

Adaptando la recomendación de pérdida de ancho de berma de Read & Stacey, se define lo siguiente:(2009)

Se considera aceptable que al menos el 65% de los bancos mantenga su ancho nominal de berma de diseño (BD). En otras palabras, la probabilidad de que el ancho de berma sea menor que el ancho nominal de berma de diseño debe ser menor o igual al 35%. Esto se expresa como:

PoF ≤ 35%

Donde:

PoF: Probabilidad máxima de falla o probabilidad de sobreexcavación.

En la Figura 5.1.7.235 se muestra una interpretación calibrada para este umbral de probabilidad de falla.

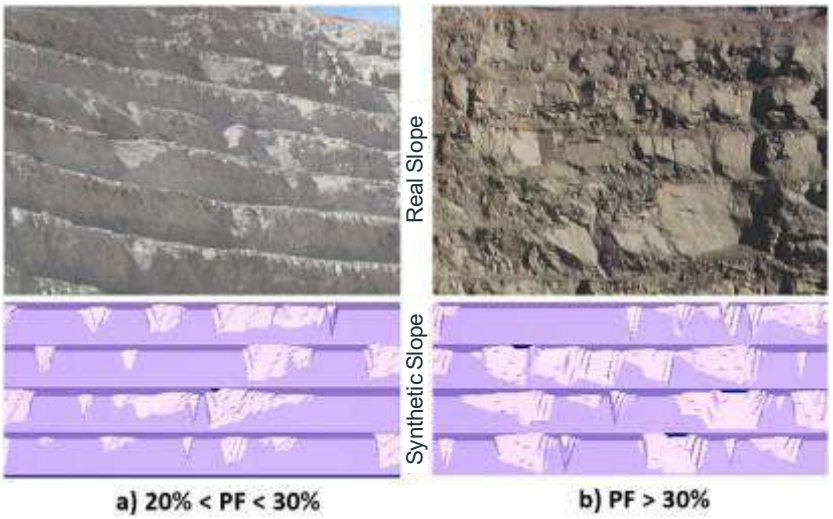


Figura 5.1.7.235 Taludes calibrados con diferentes magnitudes de probabilidad de falla (PoF)

Fuente: SRK Consulting Chile

c. Criterios de aceptabilidad a escala interrampa y global

Los criterios de aceptación considerados para el tajo abierto Gramalote en los análisis de estabilidad se basan en los valores recomendados en el libro Guidelines for Open Pit Slope Design, ampliamente aceptado y utilizado en la industria minera. El libro establece valores de factor de seguridad (FoS) para análisis bajo condiciones estáticas y pseudoestáticas, dependiendo del nivel de consecuencia de una inestabilidad potencial. Este nivel, a su vez, depende de la escala y del impacto que una falla potencial tendría sobre el personal, los equipos o el plan minero. Considerando lo anterior, se establece que para el tajo abierto Gramalote el nivel de consecuencia de una falla potencial a escala interrampa o global es medio. (Read & Stacey, 2009)

Para la pared occidental, donde se ubica la planta de procesos, se recomienda considerar factores de seguridad más estrictos debido a la mayor criticidad asociada con una potencial inestabilidad en esta área. En consecuencia, se asigna una mayor consecuencia de falla

en comparación con el resto del tajo, dado el potencial impacto sobre infraestructura crítica para la operación.

En consecuencia, los criterios de aceptación utilizados para evaluar los resultados de los análisis de estabilidad son los presentados en la Tabla 5.1.7.233, tanto para casos estáticos como pseudoestáticos.

Tabla 5.1.7.233. Criterios de aceptabilidad recomendados para el tajo abierto Gramalote

Consecuencia de Falla	Escala Interampa			Escala Global		
	FoS Estático	FoS Pseudo-estatico Operacional	FoS Pseudo-estatico Maximum	FoS Estatico	FoS Pseudo-estatico Operacional	FoS Pseudo-estatico Maximo
Medio	≥ 1,20	≥ 1,10	≥ 1,00	≥ 1,30	≥ 1,10	≥ 1,00
Infrastructura - Alto	≥ 1,30	≥ 1,10	≥ 1,00	≥ 1,50	≥ 1,10	≥ 1,00

Fuente: SRK Consulting Chile

B. Niveles de Agua

Los niveles de agua tanto para el tajo de Fase 1 como para el tajo final se presentan para las seis secciones de modelación (GR01, GR02, GR03, GR04, GR05, GR06). El rectángulo verde corresponde a la sección de análisis. Los piezómetros ubicados cerca de las secciones de modelación fueron utilizados para verificar la consistencia de las mediciones de nivel freático.

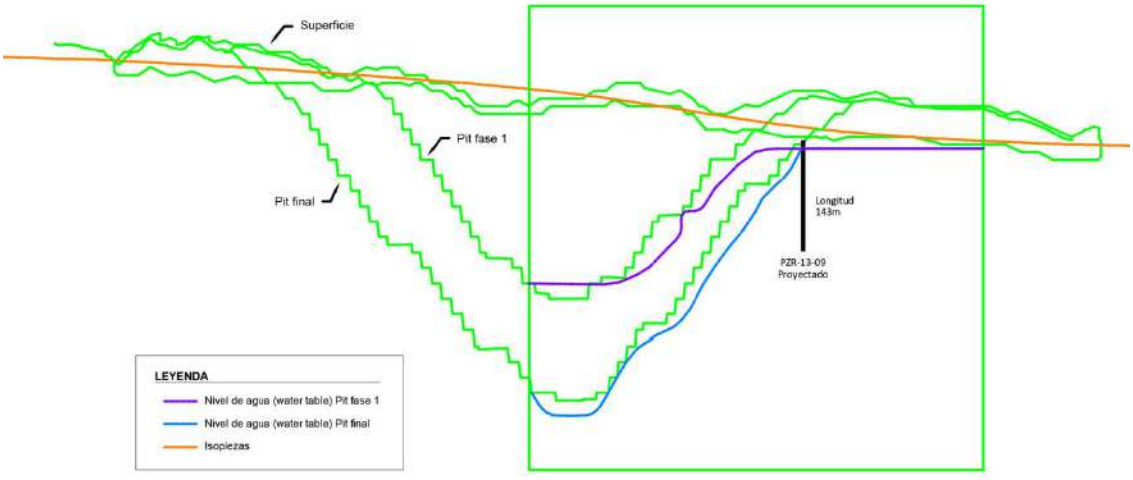


Figura 5.1.7.236. Sección de modelación GR01 con niveles de agua para cada fase del tajo

Fuente: SRK Consulting Chile

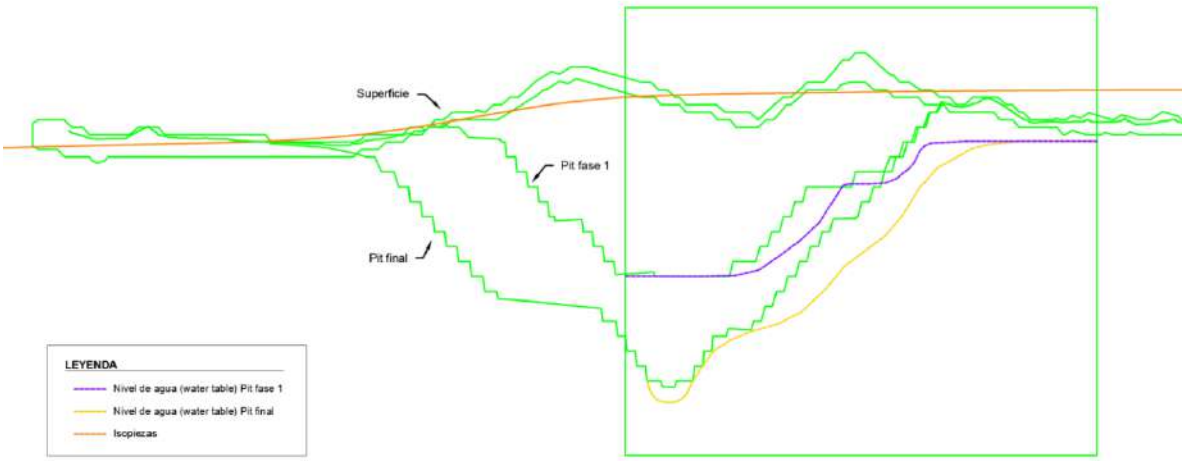


Figura 5.1.7.237. Sección de modelación GR02 con niveles de agua para cada fase del tajo

Fuente: SRK Consulting Chile

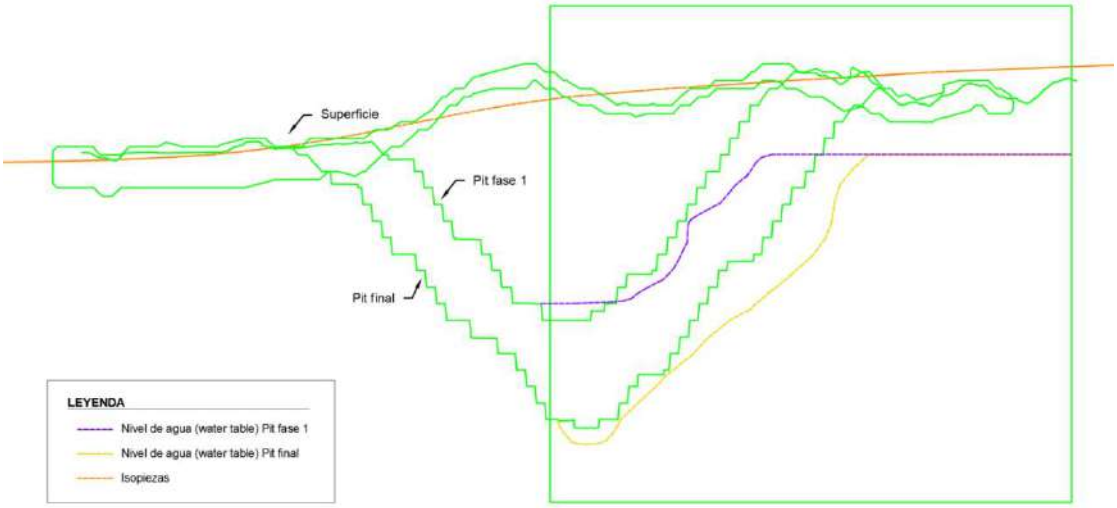


Figura 5.1.7.238. Sección de modelación GR03 con niveles de agua para cada fase del tajo

Fuente: SRK Consulting Chile

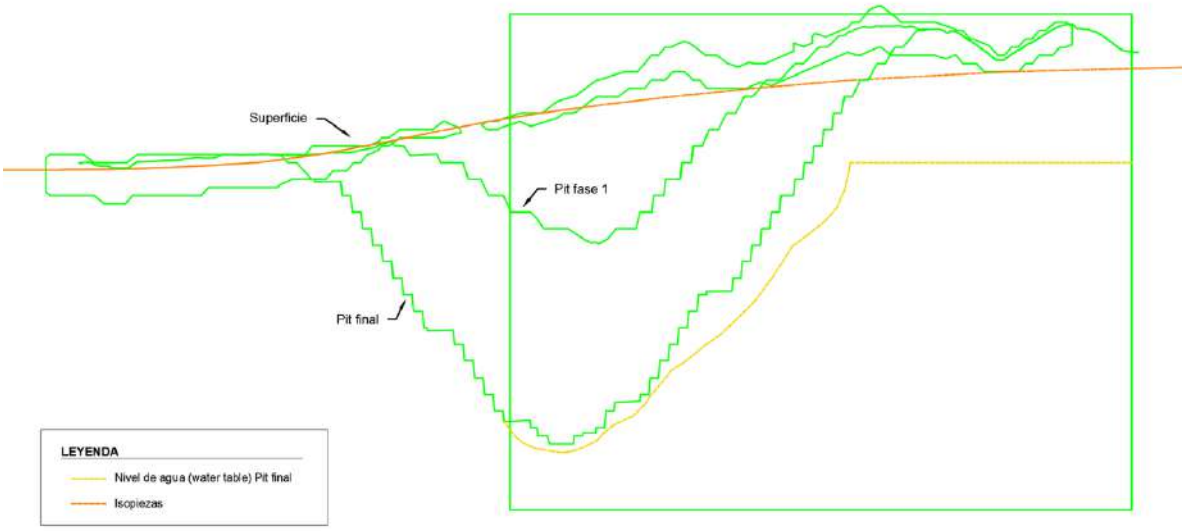


Figura 5.1.7.239. Sección de modelación GR04 con niveles de agua para cada fase del tajo

Fuente: SRK Consulting Chile

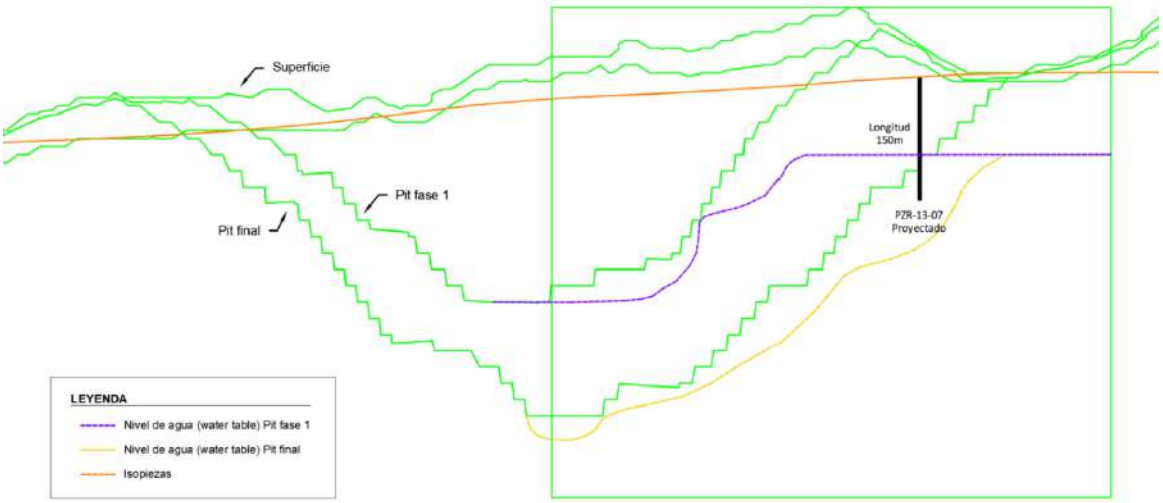


Figura 5.1.7.240. Sección de modelación GR05 con niveles de agua para cada fase del tajo

Fuente: SRK Consulting Chile

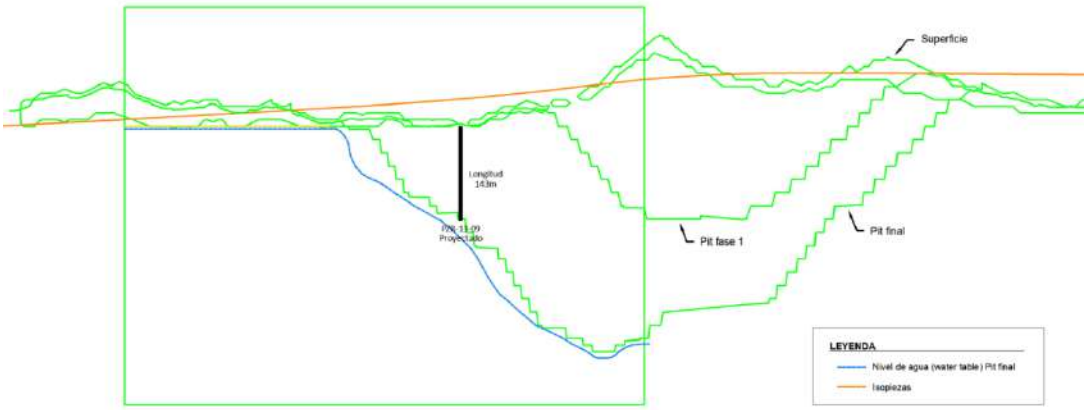


Figura 5.1.7.241. Sección de modelación GR016 con niveles de agua para cada fase del tajo

Fuente: SRK Consulting Chile

C. Análisis Banco-Berma

Como parte de las actividades de este estudio, se presenta un diseño geotécnico para Gramalote.

Por su parte, las bases de este diseño, que sustentan la geometría recomendada, corresponden a los resultados obtenidos del análisis banco-berma realizado mediante el software SBlock y la información geológica-geotécnica estructural actualmente disponible.

a. Consideraciones Generales

El diseño geotécnico de los taludes de una mina a cielo abierto requiere definir la geometría del sistema banco-berma. El propósito de este análisis es estudiar el diseño de bermas para que estas sean capaces de contener potenciales bloques/cuñas a escala de banco que puedan generarse durante la operación minera. Al mismo tiempo, permite una definición de la magnitud de los ángulos interrampa utilizados en los procesos de planificación y diseño minero, de acuerdo con la calidad de la información estructural disponible y la definición de dominios estructurales.

La evaluación de un diseño banco-berma proporciona una definición geométrica de las dimensiones de una unidad de banco, permitiendo el desarrollo del proceso de extracción del tajo minero de manera segura y sostenible. La Figura 5.1.7.242 muestra los parámetros que definen la geometría de un sistema banco-berma.

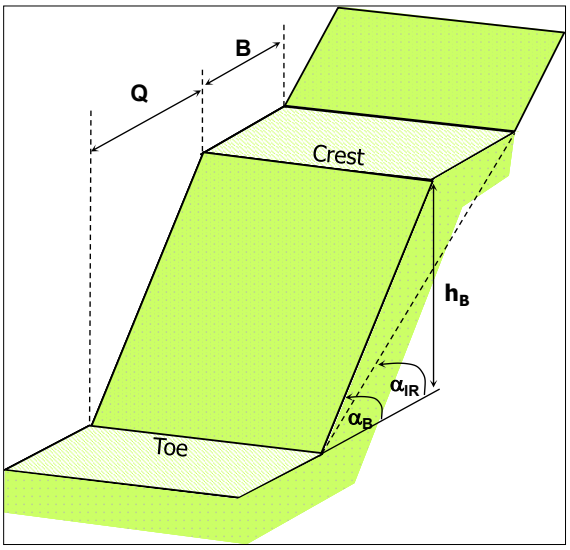


Figura 5.1.7.242 Geometría de un sistema banco-berma

Fuente: SRK Consulting Chile

Considerando los datos estructurales existentes y el diseño futuro del tajo Gramalote, a continuación, se presenta la evaluación del diseño banco-berma, basada en la teoría de bloques mediante el software SBlock (Estherhuizen, 2004). (Goodman & Shi, 1985).

b. Metodología de análisis a escala banco-berma

La metodología utilizada para realizar el análisis del tajo abierto Gramalote, considerando un diseño de banco para el desarrollo del proyecto, se resume a continuación:

- Se utilizó el software SBlock (Estherhuizen, 2004), basado en la teoría de bloques, para estimar los parámetros efectivos y requeridos de berma, además de la probabilidad de falla (PoF) y el porcentaje de berma efectiva para cada una de las orientaciones y diseños de banco establecidos.(Goodman & Shi, 1985)
- Se consideró el comportamiento estructural basado en la orientación de las estructuras principales en cada dominio. Esta es una suposición importante; por lo tanto, debe verificarse en el futuro.
- Las propiedades de resistencia al corte de las estructuras se consideraron de acuerdo con los rangos obtenidos de ensayos de laboratorio y en línea con valores reportados en proyectos similares.
- De acuerdo con las recomendaciones de Read & Stacey, se adoptó un criterio de aceptabilidad a escala de banco que considera una probabilidad de falla menor al 35% (PoF<35%). Los criterios de aceptabilidad se basan en estándares internacionales (2009)
- Una descripción detallada del programa, los parámetros de entrada, la generación de bloques potenciales y la aplicación práctica de este programa en minas en operación puede encontrarse en Hormazabal (2013).

c. Evaluación del diseño banco-berma Etapa 01 y Tajo Final

El análisis a escala banco-berma mediante la metodología propuesta por SRK es válido en sectores donde las inestabilidades a escala banco-berma están controladas por fallas menores y/o juntas presentes dentro del dominio. Con base en esto, la estabilidad a escala de banco para la UG “Weathered” será verificada mediante la metodología presentada en Carranza-Torres y Hormazábal (2020)

La Figura 5.1.7.243 y la Figura 5.1.7.244 presentan las diferentes configuraciones de diseño identificadas en el diseño de Etapa 01 y en el diseño del tajo final, respectivamente. En relación con la estabilidad banco-berma, el parámetro de diseño más relevante para la formación potencial de bloques a escala de banco es el ángulo de cara de banco, que varía entre 53° y 85° para el diseño evaluado. La altura de banco es de 20 m y el ancho de berma es de 9.8 m en ambos diseños.

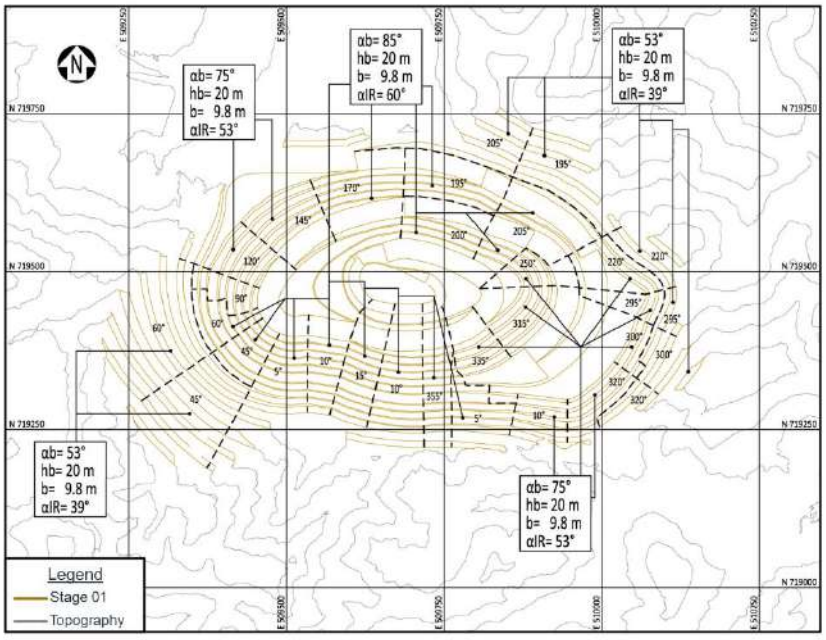


Figura 5.1.7.243 Parámetros de diseño analizados para el diseño de Etapa 01 del tajo abierto Gramalote

Fuente: SRK Consulting Chile

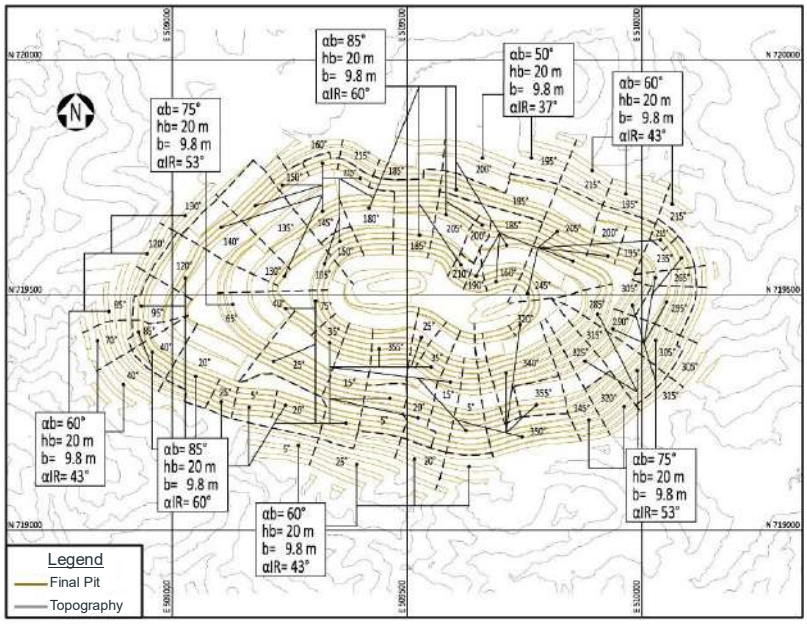


Figura 5.1.7.244 Parámetros de diseño analizados para el diseño del PIT Final del tajo abierto Gramalote

Fuente: SRK Consulting Chile

Utilizando SBlock y con base en las configuraciones de parámetros estructurales de los dominios no calibrados, los diseños fueron evaluados por dominio para todas las orientaciones relevantes presentes en los sectores desarrollados para Etapa 01 y tajo final. La Tabla 5.1.7.234 y la Tabla 5.1.7.235 presentan los resultados para estas orientaciones (para facilitar la interpretación de la tabla, los cambios de color indican cambios de diseño propuestos).

La Figura 5.1.7.245 y la Figura 5.1.7.246 presentan los sectores con orientaciones resaltadas que no cumplirían los criterios de aceptabilidad definidos a escala banco-berma para Fase 01 y tajo final. Estos sectores presentan una probabilidad de falla entre 35% y 38%; sin embargo, con los ajustes de diseño propuestos cumplirían los criterios de aceptabilidad

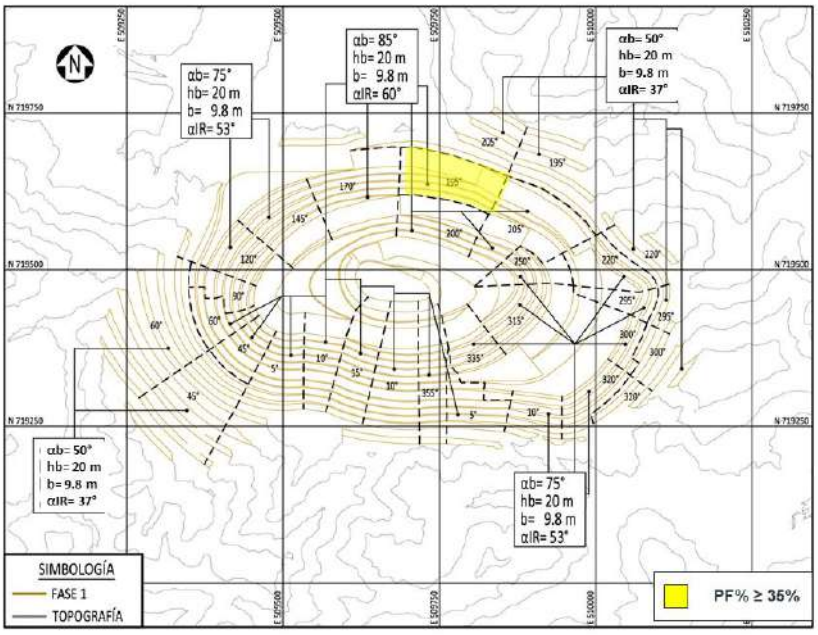


Figura 5.1.7.245 Zonas con PoF > 35% en la Fase 01 del tajo abierto Gramalote

Fuente: SRK Consulting Chile

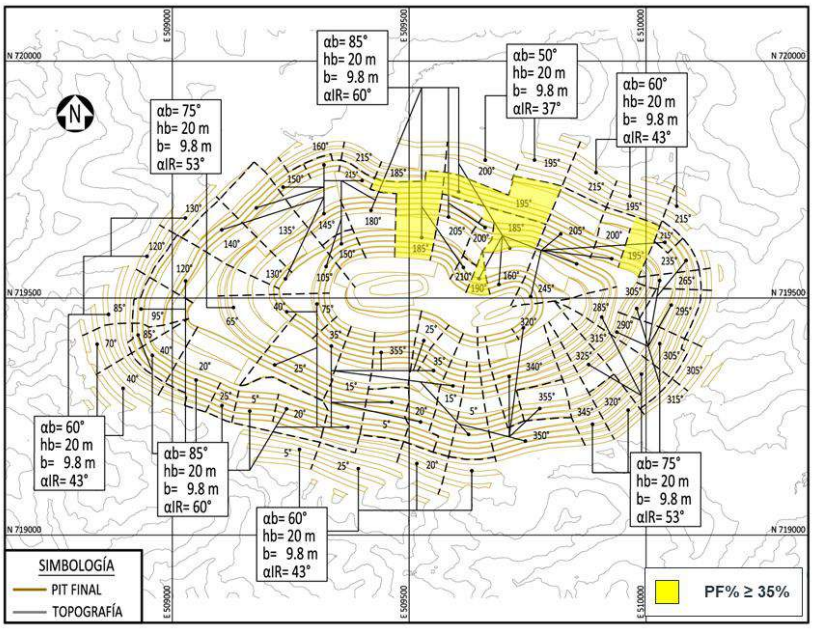


Figura 5.1.7.246 Zonas con PoF > 35% en la Fase 01 del tajo abierto Gramalote

Fuente: SRK Consulting Chile

Tabla 5.1.7.234. Resultados del análisis de diseño banco-berma para la etapa 01 del tajo abierto Gramalote.

Dominio Estructural	Dip Direction (°)	Bench Design				*Results Sblock*			
		IRA (°)	H (m)	BFA (°)	Width Berm (m)	BW_{80} % (m)	Overbreak, BB80% (m)	LD80 % (m)	PoF (%)
DOM 1	90	53	20	75	9.8	9.0	0.8	0.0	0.5
	120					8.9	0.9	2.1	12.1
	145					8.8	1.0	2.7	19.8
	250					8.9	0.9	2.4	16.9
	315					9.0	0.8	0.0	0.0
	335					9.0	0.8	0.0	0.0
	5	60	20	85	9.8	9.0	0.8	0.0	2.6
	10					9.0	0.8	0.0	2.8
	15					9.0	0.8	0.0	2.8
	45					9.0	0.8	0.0	0.9
	60					9.0	0.8	0.0	0.5
	170					5.9	3.9	8.6	33.1
	195					4.9	4.9	10.1	37.8
	200					5.2	4.6	9.9	34.9
	205					5.2	4.6	10.0	34.6
	355					9.0	0.8	0.0	2.5
	195	60	20	80	8.0	4.6	3.4	7.7	30.3
DOM 2	10	53	20	75	9.8	9.0	0.8	0.0	2.3
	220					9.0	0.8	0.0	1.2

Dominio Estructural	Dip Direction (°)	Bench Design				*Results Sblock*			
		IRA (°)	H (m)	BFA (°)	Width Berm (m)	$BW_{80\%}$ (m)	Overbreak, BB80% (m)	LD80% (m)	PoF (%)
	295					9.0	0.8	0.0	4.3
	300					9.0	0.8	0.0	2.9
	315					9.0	0.8	0.0	1.9
	320					9.0	0.8	0.0	1.2
	335					9.0	0.8	0.0	1.4
	5	60	20	85	9.8	8.9	0.9	0.0	8.0
	205					9.0	0.8	0.0	0.9
	355					9.0	0.8	0.0	7.4

Fuente: SRK Consulting Chile

Tabla 5.1.7.235. Resultados del análisis de diseño banco-berma para el tajo final del tajo abierto Gramalote.

Structural Domain	Dip Direction (°)	Bench Design				*Results Sblock*			
		IRA (°)	H (m)	CB	Width Berm (m)	$BW_{80\%}$ (m)	Overbreak, BB80% (m)	LD80% (m)	PoF (%)
DOM 1	65	53	20	75	9.8	9.0	0.8	0.0	0.0
	160					7.7	2.6	6.1	24.9
	185					7.3	3.3	6.3	26.6
	215					8.0	3.5	5.2	23.5
	235					8.8	1.0	4.2	18.3
	265					8.9	0.9	0.0	11.9
	285					9.0	0.8	0.0	1.5
	315					9.0	0.8	0.0	0.0
	325					9.0	0.8	0.0	0.0
	345					9.0	0.8	0.0	0.1
	5	60	20	85	9.8	9.0	0.8	0.0	2.6
	15					9.0	0.8	0.0	2.8

Structural Domain	Dip Direction (°)	Bench Design				*Results Sblock*			
		IRA (°)	H (m)	CB	Width Berm (m)	$BW_{80\%}$ (m)	Overbreak, BB80% (m)	LD80% (m)	PoF (%)
	20					9.0	0.8	0.0	2.6
	25					9.0	0.8	0.0	2.4
	35					9.0	0.8	0.0	1.5
	40					9.0	0.8	0.0	1.2
	75					9.0	0.8	0.0	1.1
	85					8.9	0.9	0.0	13.2
	95					8.2	1.6	2.2	32.9
	105					8.1	1.7	0.0	32.4
	120					8.2	1.6	0.0	26.8
	130					7.9	1.9	3.1	29.8
	135					7.7	2.1	4.0	30.9
	140					7.7	2.1	4.6	30.3
	145					7.7	2.1	4.8	27.7
	150					7.3	2.5	6.4	28.5
	160					6.2	3.6	8.1	32.4
	180					5.5	4.3	9.2	34.3
	185					5.1	4.7	9.9	35.9
	190					4.9	4.9	10.3	37.0
	195					4.9	4.9	10.1	37.8

Fuente: SRK Consulting Chile

Tabla 5.1.7.236. Resultados del análisis de diseño banco-berma para el tajo final del tajo abierto Gramalote (Continuación)

Structural Domain	Dip Direction (°)	Bench Design				*Results Sblock*			
		IRA (°)	H (m)	CB	Width Berm (m)	$BW_{80\%}$ (m)	Overbreak, BB80% (m)	LD80% (m)	PoF (%)
DOM 1	185	60	20	80	8.0	4.4	3.6	8.4	30.8

Structural Domain	Dip Direction (°)	Bench Design				*Results Sblock*			
		IRA (°)	H (m)	CB	Width Berm (m)	$BW_{80\%}$ (m)	Overbreak, BB80% (m)	LD80% (m)	PoF (%)
	190					4.1	3.9	8.7	32.3
	195					4.6	3.4	7.7	30.3
	200					5.2	4.6	9.9	34.9
	205					5.2	4.6	10.0	34.6
	210					5.7	4.1	9.2	32.1
	215					6.0	3.8	8.8	32.5
	245	60	20	85	9.8	8.1	1.7	5.5	24.3
	320					9.0	0.8	0.0	0.6
	340					9.0	0.8	0.0	1.0
	350					9.0	0.9	0.0	1.9
	355					9.0	0.9	0.0	2.5
DOM 2	235					9.0	0.8	0.0	4.4
	265					8.9	0.9	6.5	18.6
	285					8.9	0.9	0.0	11.8
	290					9.0	0.8	0.0	7.7
	295					9.0	0.8	0.0	4.3
	305	53	20	75	9.8	9.0	0.8	0.0	1.6
	315					9.0	0.8	0.0	1.9
	320					9.0	0.8	0.0	1.2
	325					9.0	0.8	0.0	1.1
	345					9.0	0.8	0.0	1.5
	5					8.9	0.9	0.0	8.0
	215					9.0	0.8	0.0	3.8
	340	60	20	85	9.8	9.0	0.8	0.0	6.6
	350					9.0	0.8	0.0	7.3
	355					9.0	0.8	0.0	7.4

Fuente: SRK Consulting Chile

Respecto de los resultados del análisis banco-berma, puede señalarse lo siguiente:

- Para el Dominio estructural 1, el análisis correspondiente al diseño de Etapa 01 indica una probabilidad máxima de falla de 37.8%, asociada con una dirección de manteo de 195°. Esta condición se obtiene para una configuración geométrica con ancho de berma de 9.8 m, ángulo de cara de banco de 85° y ángulo interrampa (IRA) de 60°. Dado que esta probabilidad de falla supera el criterio de aceptabilidad establecido (PoF ≤ 35%), se propone ajustar la geometría del banco reduciendo el ángulo de cara de banco a 80°, junto con un ancho de berma de 8.0 m. Esta modificación permitiría mantener el ángulo interrampa de diseño y, al mismo tiempo, cumplir el criterio de aceptabilidad definido. Para el diseño del tajo final, se identifican tres orientaciones que no cumplen el criterio de aceptabilidad para la probabilidad de falla: direcciones de manteo 185°, 190° y 195°. Estas condiciones también corresponden a una configuración con ancho de berma de 9.8 m, ángulo de cara de banco de 85° y ángulo interrampa de 60°. En consecuencia, para estas orientaciones se recomienda adoptar una configuración geométrica ajustada consistente en la reducción del ángulo de cara de banco a 80° y un ancho de berma de 8.0 m. Esto permitiría preservar el ángulo interrampa proyectado y mejorar el desempeño del diseño respecto del criterio de aceptabilidad definido para la probabilidad de falla.
- Para el Dominio estructural 2, considerando ambos diseños analizados, la probabilidad máxima de falla se observa en una dirección de manteo de 265°, alcanzando un valor de 19%. Esta condición corresponde a una configuración geométrica con ángulo interrampa de 53°, ángulo de cara de banco de 75° y ancho de berma de 9.8 m. Por lo tanto, las configuraciones banco-berma evaluadas para el Dominio estructural 2 presentan probabilidades de falla inferiores al criterio de aceptabilidad establecido (PoF ≤ 35%) y, por consiguiente, se consideran aceptables para ambos diseños analizados.
- Para los taludes desarrollados en la UG “Weathered”, donde los mecanismos de falla a escala de banco no son estructurales, las configuraciones de banco fueron analizadas utilizando la metodología presentada por Carranza-Torres y Hormazábal. Los resultados muestran cumplimiento de los criterios de aceptabilidad para todos los diseños evaluados.(2020)
- Para los sectores donde no se cumplen los criterios de aceptabilidad, se recomienda implementar un control operacional efectivo de limpieza de bermas y saneamiento de bancos. Esto ayudará a minimizar derrames y mejorar significativamente la efectividad de las bermas

D. Análisis de estabilidad de taludes

a. Consideraciones Generales

Las geometrías propuestas para el sistema banco-berma definen el valor máximo del ángulo interrampa utilizado en la planificación minera (αIR); por lo tanto, es necesario verificar que esta geometría sea geotécnicamente factible tanto a nivel de talud interrampa como a nivel de talud global. La Figura 5.1.7.247 muestra los principales parámetros de diseño de un talud minero.

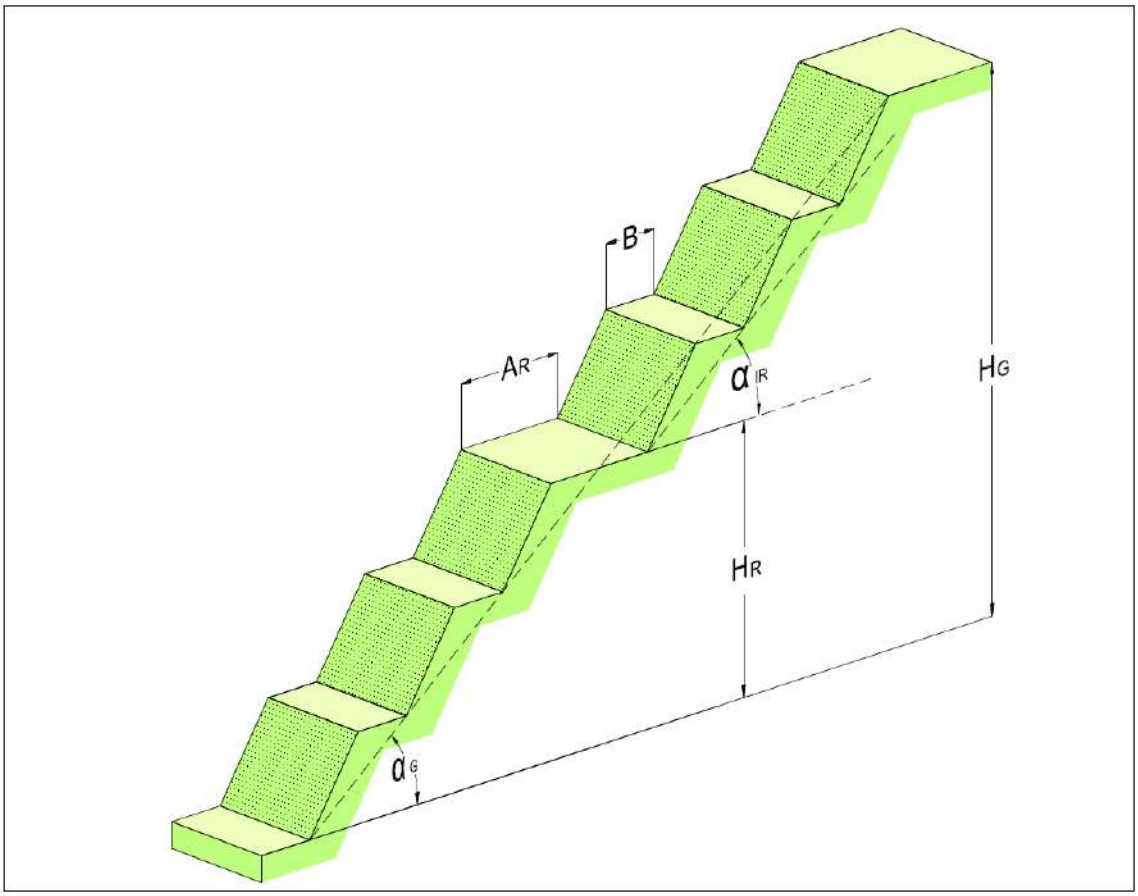


Figura 5.1.7.247 Parámetros que definen la geometría de taludes a nivel global e interrampa

HR: Altura máxima interrampa (m).
HG: Altura global (m).
AR: Ancho de rampa o ancho de desacople (m).
B: Ancho de berma (m) (parámetro de diseño banco-berma).
αG: Ángulo global (°).
αIR: Ángulo interrampa (°).

Fuente: SRK Consulting Chile

Para verificar la estabilidad a escala de interrampa y global, se definieron ocho secciones geotécnicas, distribuidas de la siguiente manera: tres comunes a la Fase 01 y al Pit Final (GR-01, GR-02 y GR-03), cuatro correspondientes exclusivamente al Pit Final (GR-04, GR-06, GR-07 y GR-08) y una correspondiente a la Fase 01 (GR-05), de acuerdo con la Figura 5.1.7.248 y la Figura 5.1.7.249. La totalidad de las secciones se analizaron utilizando el método de equilibrio límite.

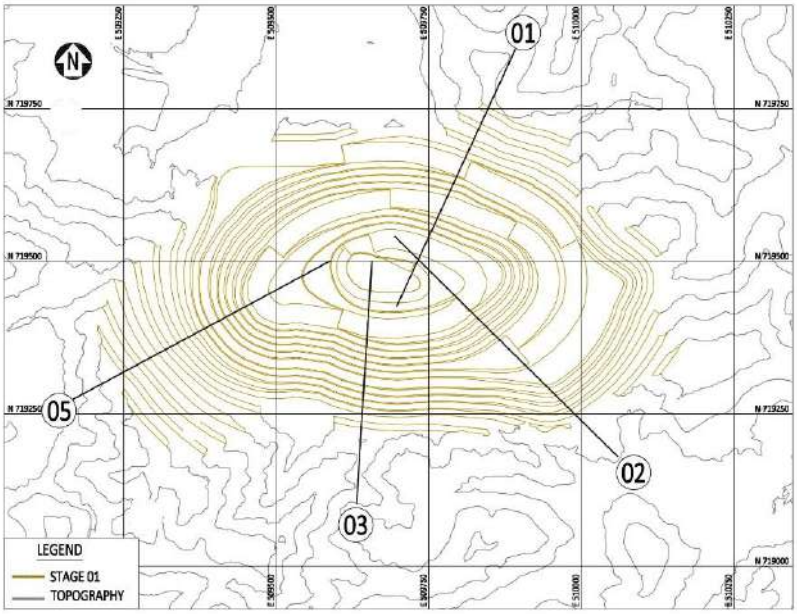


Figura 5.1.7.248 Secciones evaluadas para el diseño de Etapa 01 del tajo abierto Gramalote

Fuente: SRK Consulting Chile

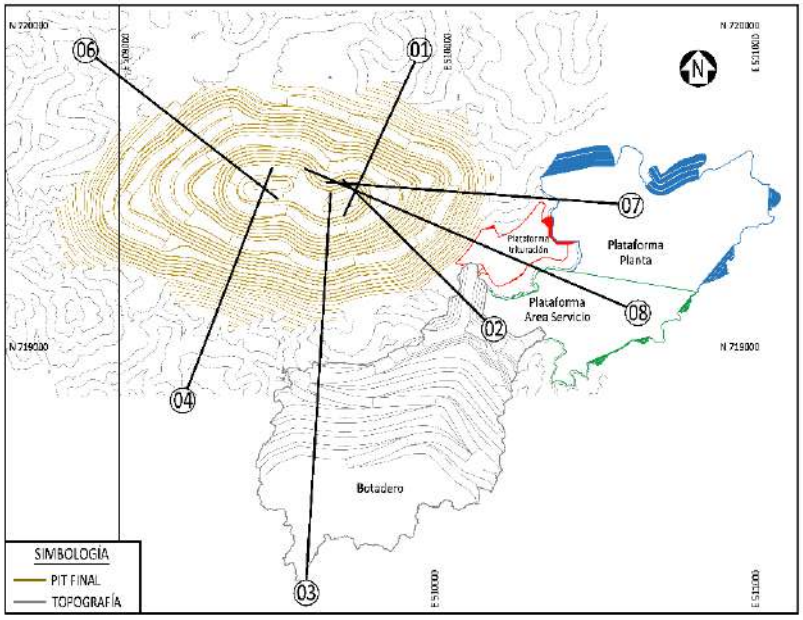


Figura 5.1.7.249 Secciones evaluadas para el diseño del tajo final del tajo abierto Gramalote

Fuente: SRK Consulting Chile

b. Infraestructura

Dentro del área adyacente a la pared oriental del tajo se ha identificado infraestructura crítica del proyecto (Figura 5.1.7.250), ubicada a una distancia aproximada de 300 m desde la cresta del talud. Dada la naturaleza crítica asociada a una potencial inestabilidad en este sector, se considera necesario adoptar factores de seguridad más restrictivos para la verificación de los criterios de aceptabilidad.

Las secciones GR-01 y GR-02 se ubican cerca del área de interés y, por lo tanto, serán consideradas secciones representativas para la evaluación geomecánica de esta zona. En etapas posteriores de análisis, se recomienda abordar este sector mediante evaluaciones específicas de equilibrio límite, complementadas con modelamiento numérico, para verificar con mayor detalle la estabilidad global del talud y su potencial interacción con la infraestructura cercana.

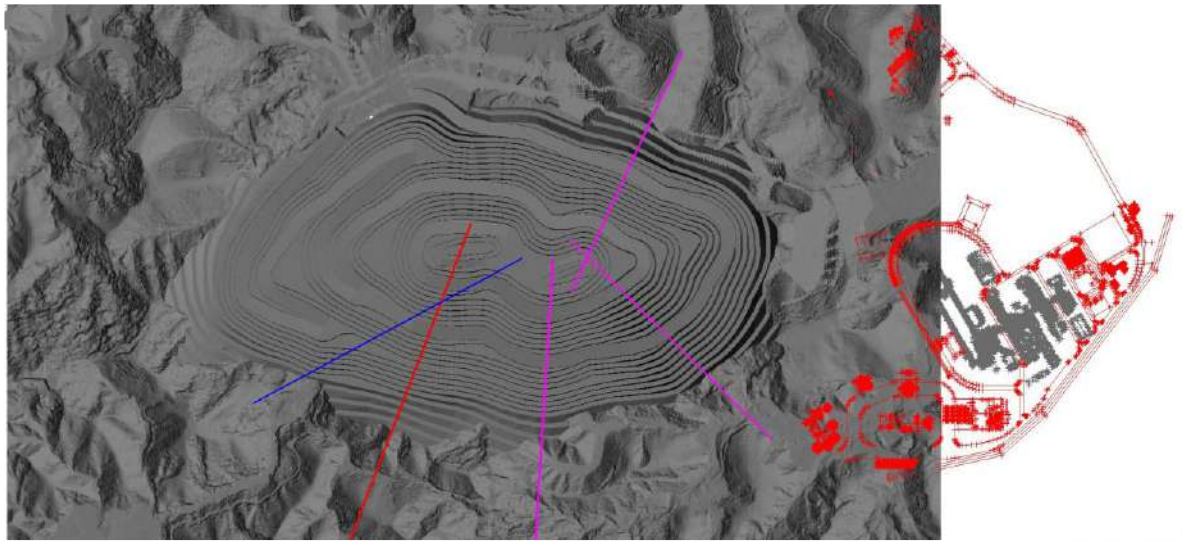


Figura 5.1.7.250 Disposición general del proyecto del tajo abierto Gramalote con infraestructura

Fuente: SRK Consulting Chile

c. Metodología

Para el análisis de estabilidad de taludes a nivel interrampa y global, se adoptó el siguiente enfoque:

- Se siguieron los lineamientos básicos para análisis de estabilidad de taludes recomendados por Read & Stacey: Guidelines for Open Pit Slope Design.(2009)
- Los criterios de aceptabilidad utilizados corresponden a los detallados en la Sección de Criterios de Aceptación. Se consideraron a escala interrampa los taludes de altura superior a 40 m, incluyendo taludes interrampa, combinaciones de interrampas y análisis de contactos entre unidades geotécnicas.

- Se utilizaron las propiedades del macizo rocoso Hoek-Brown presentadas en la sección de caracterización geotécnica del macizo.

Para considerar los efectos de la tronadura y la relajación de esfuerzos debido a la excavación del talud, se definió una zona de daño con un espesor equivalente al 20% de la altura mayor del talud. Esta zona está afectada por actividades de tronadura y descarga inducida por excavación; por lo tanto, se consideró un factor de perturbación D = 0.8 (macizo rocoso perturbado), mientras que al macizo rocoso circundante se le asignó un factor D = 0.4 (macizo rocoso no perturbado). La Figura 5.1.7.251 muestra un ejemplo de aplicación de estas consideraciones para una sección típica de análisis.

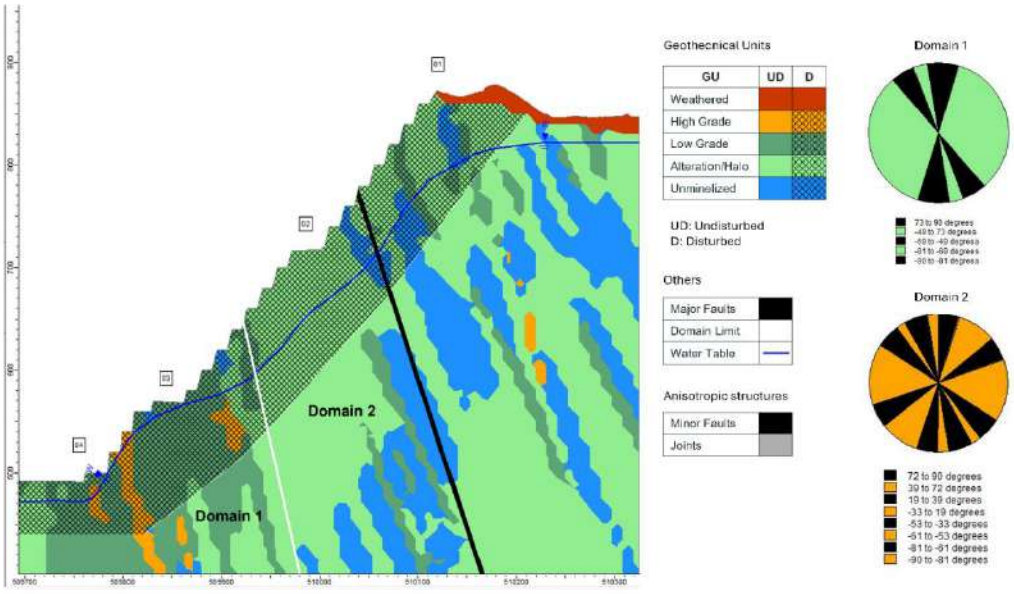


Figura 5.1.7.251 Ejemplo de sección de Análisis

Fuente: SRK Consulting Chile

- Las propiedades de resistencia para estructuras menores y mayores utilizadas en los análisis de estabilidad son las presentadas en la Tabla 5.1.7.116.
- Para los análisis se consideraron las unidades geotécnicas (UG) definidas por SRK en la Sección de Caracterización Geotécnica del macizo rocoso.
- Las condiciones hidrogeológicas se consideraron con base en la información presentada en la Sección B, Numeral 5.1.7.6.9, incorporando los niveles esperados de agua subterránea como líneas en cada sección de análisis.
- Para el análisis de estabilidad, se desarrollaron modelos de equilibrio límite utilizando el software Slide2 v9 (Rocscience, 2025) para calcular factores de seguridad (FoS). Se utilizó el método de equilibrio límite generalizado (GLE), con al menos 5,000 superficies de búsqueda generadas mediante el algoritmo Path Search para cada configuración de talud interrampa, multi-interrampa y global. Cada caso

fue analizado bajo condiciones estáticas y pseudoestáticas, considerando escenarios de sismo operacional y sismo máximo creíble.

- En la construcción de las secciones de análisis se consideró explícitamente la presencia de estructuras principales cuya dirección de manteo era subparalela al talud (±30°). En el caso de los conjuntos de juntas, estos también se consideraron cuando su dirección de manteo era subparalela al talud (±30°), de manera implícita en el análisis de equilibrio límite (anisotropía).
- Para la UG "Weathered", el análisis considera las propiedades definidas en el Gramalote Gold Project Geotechnical Feasibility Study (AGA, 2021), dado que no se realizaron cambios a su definición.
- El análisis pseudoestático busca representar el comportamiento de los taludes bajo escenarios sísmicos que podrían afectar el tajo abierto durante su etapa operacional y de post-cierre. Para el tajo abierto Gramalote se han considerado los criterios establecidos en el informe "Site-Specific Probabilistic-Deterministic Seismic Hazard Assessment And Acceleration Time Histories". (Golder Associates USA Inc., 2022)

Tabla 5.1.7.237. Coeficientes horizontales pseudoestáticos de diseño para el tajo abierto Gramalote

Type	Peak Acceleration	k_h[1]
Operational	0,238 g	0.07
Maximum	0,420 g	0.13

Fuente: SRK Consulting Chile

- Para la modelación de equilibrio límite (utilizando el software Slide), la fábrica estructural menor (fallas menores) se incorporó como rangos de anisotropía, con una ventana de ±10° alrededor de su manteo medio. La resistencia de cada rango se calculó como una resistencia equivalente entre las estructuras y el macizo rocoso utilizando la metodología propuesta por Jennings, donde: (1972)
- Las propiedades del macizo rocoso Hoek-Brown se convierten a cohesión y ángulo de fricción, de acuerdo con Hoek et al., con base en las alturas promedio de talud a analizar. (2002)
- La determinación de propiedades estructurales equivalentes se realiza luego utilizando el criterio de Jennings y las recomendaciones de Prudencio & Van Sint Jan. Este criterio asume una falla tipo Mohr-Coulomb, con cohesión y ángulo de fricción equivalentes. Esencialmente, se determina un "promedio ponderado" de las propiedades de resistencia del macizo rocoso y de las estructuras, incorporando puentes de roca. Las propiedades de resistencia equivalentes se definen mediante las siguientes ecuaciones:(1972) (2007)

  $T = c_{eq} + \sigma_n \cdot \tan(\phi_{eq})$ (1)

  $c_{eq} = [(1-k).C〗 _MR+k \cdot Cj$ (2)

  $\tan(\phi_{eq}) = (1-k).\ \tan(\phi_MR) + k \cdot \tan(\phi_j)$ (3)

- Donde Ceq y ϕeq corresponden a la cohesión y el ángulo de fricción de las estructuras equivalentes; CMR y ϕMR corresponden a la cohesión y el ángulo de fricción del macizo rocoso; cj y ϕj corresponden a la cohesión y el ángulo de fricción de las estructuras; y k es la persistencia de la estructura dividida por la suma de la longitud del puente de roca y la persistencia de la estructura.

d. Resultados de los modelos de equilibrio límite

Se analizaron ocho secciones distribuidas en los diseños de Fase 01 y tajo final de Gramalote mediante el método de equilibrio límite, empleando el software Slide2 v9 (Rocscience, 2025) para calcular factores de seguridad (FoS). Los análisis se realizaron bajo condiciones estáticas y pseudoestáticas, considerando escenarios de sismo operacional y sismo máximo creíble. Se evaluaron tanto condiciones de talud global como sus correspondientes taludes interrampa.

Los resultados más relevantes de los análisis de equilibrio límite se presentan en la Tabla 5.1.7.238, es decir, los resultados globales y del talud interrampa (o combinación de interrampas o contactos entre unidades geotécnicas) con el menor factor de seguridad para cada sección evaluada.

Tabla 5.1.7.238. Resumen de resultados de análisis de equilibrio límite para el tajo abierto Gramalote

SECTION	STAGE	CASE	HEIGHT (m)	STATIC FoS	FoS PSEUDOSTATIC	
					Operational k = 0.07	Maximum k = 0.13
GR-01	STAGE 01	0104 (GL)	234	2.94	2.75	2.58
		0204	154	> 3.00	> 3.00	> 3.00
	FINAL PIT	0104 (GL)	378	1.87	1.74	1.63
		0103	279	2.30	2.09	2.06
GR-02	STAGE 01	0103 (GL)	237	2.97	2.91	2.69
		0102	98	> 3.00	> 3.00	> 3.00
	FINAL PIT	0104 (GL)	372	2.36	2.16	1.97
		0103	292	2.38	2.18	2.08
GR-03	STAGE 01	0103 (GL)	295	2.50	2.34	2.22
		0102	242	2.65	2.63	2.57
	FINAL PIT	0104 (GL)	383	2.34	2.21	2.13
		0103	327	2.58	2.42	2.40
GR-04		0104 (GL)	467	2.75	2.52	2.33

SECTION	STAGE	CASE	HEIGHT (m)	STATIC FoS	FoS PSEUDOSTATIC	
					Operational k = 0.07	Maximum k = 0.13
	FINAL PIT	0103	436	2.76	2.53	2.37
GR-05	STAGE 01	0103 (GL)	268	> 3.00	> 3.00	> 3.00
		0102	172	> 3.00	> 3.00	> 3.00
GR-06	FINAL PIT	0105 (GL)	334	3.08	2.85	2.68
		0104	292	2.92	2.77	2.58
GR-07	FINAL PIT	0105 (GL)	319	>3.00	>3.00	>3.00
		0104	240	>3.00	>3.00	>3.00
GR-08	FINAL PIT	0104 (GL)	388	2.39	2.15	1.98
		0103	333	2.31	2.07	1.91

Fuente: SRK Consulting Chile

Respecto de los resultados obtenidos del análisis de equilibrio límite para el diseño del tajo final, puede indicarse lo siguiente:

- Para el diseño del tajo final Gramalote, en general, las secciones presentan factores de seguridad superiores a 2.00. La sección con el menor factor de seguridad (FoS), tanto a nivel de talud interrampa como global, corresponde a la sección GR-01, ubicada en la pared noreste del tajo (Tabla 5.1.7.238).
- La sección GR-01, bajo condiciones estáticas, presenta un FoS de 2.30 a nivel interrampa y un FoS de 1.87 a nivel global; bajo condiciones pseudoestáticas de sismo operacional, los valores de FoS son 2.09 y 1.74; y para el escenario de sismo máximo creíble, los valores de FoS son 2.06 y 1.63, respectivamente (Figura 5.1.7.252). Para el análisis global, se observa una superficie de falla que se desarrolla a través de la zona no perturbada, pasando principalmente por las UG “Unmineralized” y “Alteration/Halo”. Esta sección presenta un conjunto estructural favorablemente orientado respecto del talud, con un manteo promedio de 57°, lo que contribuye a la condición de la superficie.

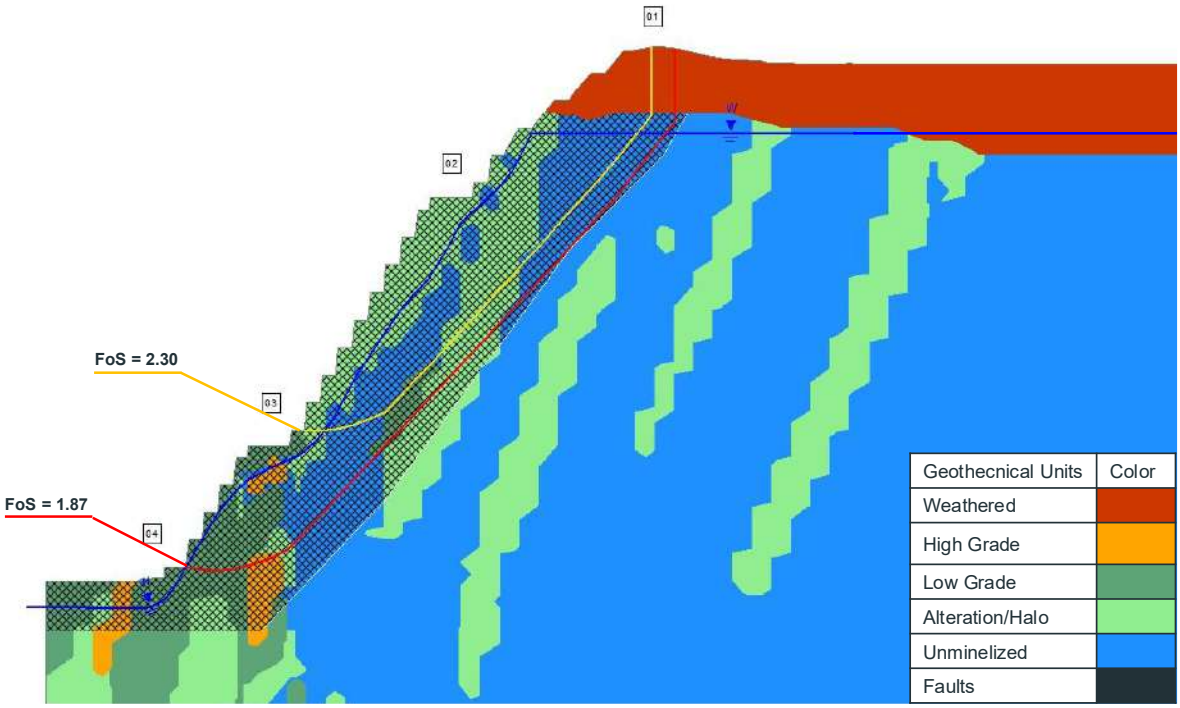


Figura 5.1.7.252 Resultados del análisis de estabilidad para la sección GR-01, diseño de tajo final.

Fuente: SRK Consulting Chile

E. Análisis de Estabilidad Cinemático

Los análisis y resultados se trabajaron de manera separada a partir de la geometría del rajo para la Fase 01 y Pit Final.

a. Fase 01

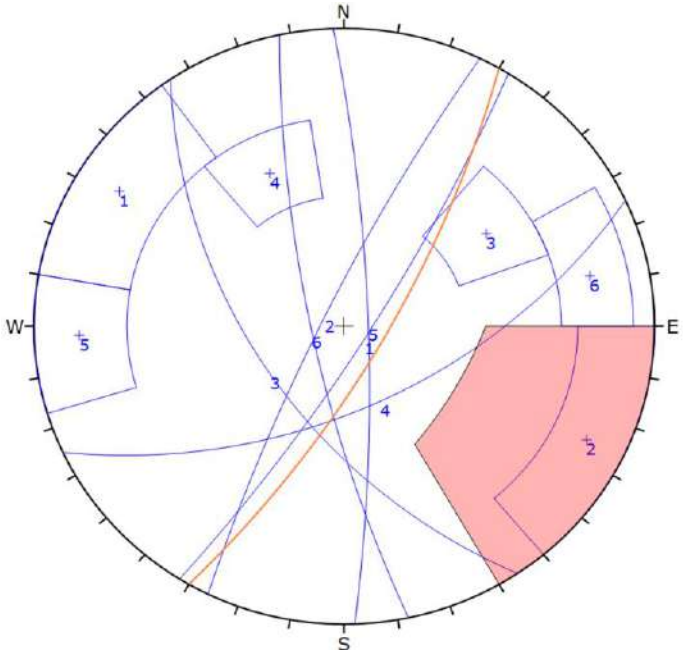
El análisis cinemático de la Fase 01, evidencia a modo general una variabilidad importante de susceptibilidad cinemática, dependiendo de la orientación del talud. Observando que la mayor susceptibilidad cinemática del tipo toppling para el Dominio Estructural 1 ocurre en los bancos ubicados al oeste del rajo con direcciones de manteo (DipDir) que abarcan desde 45º a 145º, asociado principalmente a los sets estructurales 2, 3 y 6 (ver Tabla 5.1.7.239). La generación de la tabla con todas las combinaciones evaluadas se encuentra en el ANEXOS_CARACTERIZACION_GEOTECNIA_PIT.

Tabla 5.1.7.239. Tabla resumen con los principales sets que controlan la probabilidad de ocurrencia del fallamiento tipo toppling para el Dominio 1 (Fase01)

Dominio	Talud		Inestabilidad		Sets Críticos					
Nº	Dip(º)	DipDir(º)	Nº Ocurrencia	% Ocurrencia	Nº set	%	Nº set	%	Nº set	%
Dom 1	75	90	2.645	23,87	2	63	3	31,4	6	100
Dom 1	75	120	2.888	26,06	2	100	6	2,6		
Dom 1	75	145	1.870	16,87	2	51,4				
Dom 1	85	45	1.784	16,10	3	100	6	40,5		
Dom 1	85	60	2.039	18,4	3	100	6	100		

Fuente: SRK Consulting Chile

En el Dominio Estructural 1 se observa que la orientación de talud 120° presenta la mayor proporción de polos críticos (26,1%), asociándose principalmente al set 2, donde el 100% de sus polos resultan cinemáticamente favorables al mecanismo (ver Figura 5.1.7.253). Seguido de la orientación de talud de 90º presentando un 23,87% de polos críticos, asociados nuevamente al set 2, donde un 63% resultan cinemáticamente favorables al mecanismo, al cual deben sumarse la probabilidad de ocurrencia de un 100% asociado al set 6.



Kinematic Analysis	Flexural Toppling
Slope Dip	75
Slope Dip Direction	120
Friction Angle	30°
Lateral Limits	30°

Weighted Results	Critical	Total	%
Flexural Toppling (All)	2858	11083	26.06%
Flexural Toppling (Set 6: 2)	1993	1993	100.00%
Flexural Toppling (Set 10: 6)	9	342	2.67%

	Color	Dip	Dip Direction	Label
Mean Set Planes				
5w		81	122	1
6w		82	296	2
7w		58	236	3
8w		59	155	4
9w		81	88	5
10w		78	258	6

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count (Weighted)	11083 (5625 Entries)
Terzaghi Weighting	Minimum Bias Angle 15°
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Angle

Figura 5.1.7.253 Ejemplo análisis cinemático para talud con orientación 75/120 (Dip/DipDir)

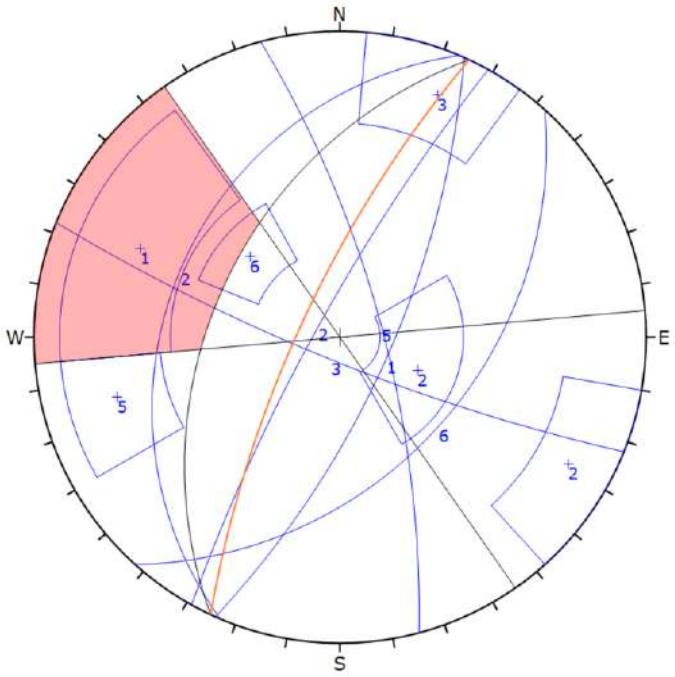
Fuente: SRK Consulting Chile

Por otro lado, la evaluación del dominio 2 entrega porcentajes de ocurrencia mayores que los reportados para el Dominio Estructural 1, especialmente para aquellos taludes que bordean los 300º, los cuales presentan mayor cantidad de polos críticos (cercanas a 30%), asociados principalmente a los sets 1 y 6 (ver Tabla 5.1.7.240). Se observan casos específicos donde la probabilidad de ocurrencia asciende al 100% para el set 1 en el talud con orientación 295º (ver Figura 5.1.7.253), destacando a su vez al set 1 como el set principal del dominio 2

Tabla 5.1.7.240. Tabla resumen con los principales sets que controlan la probabilidad de ocurrencia del fallamiento tipo *toppling* para el Dominio 2 (Fase01).

Dominio	**Talud**		**Inestabilidad**		**Sets Críticos**			
Nº	Dip(º)	DipDir(º)	Nº Ocurrencia	% Ocurrencia	Nº set	%	Nº set	%
Dom2	75	295	1.952	34,29	1	100	6	26,6
Dom2	75	300	1.947	34,20	1	92,1	6	28,9
Dom2	75	315	1.654	29,05	1	67,1	6	34,6
Dom2	75	320	1.514	26,59	1	57,4	6	34,6

Fuente: SRK Consulting Chile



Kinematic Analysis	Flexural Toppling		
Slope Dip	75		
Slope Dip Direction	295		
Friction Angle	30°		
Lateral Limits	30°		
Weighted Results	Critical	Total	%
Flexural Toppling (All)	1952	5693	34.28%
Flexural Toppling (Set 1: 1)	1555	1555	100.00%
Flexural Toppling (Set 5: 5)	3	328	0.77%
Flexural Toppling (Set 6: 6)	48	179	26.64%

	Color	Dip	Dip Direction	Label
Mean Set Planes				
1w		71	114	1
2w		81	299	2
3w		81	202	3
4w		31	293	2
5w		74	75	5
6w		43	132	6

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count (Weighted)	5693 (3155 Entries)
Terzaghi Weighting	Minimum Bias Angle 15°
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Angle

Figura 5.1.7.254 Ejemplo análisis cinemático para talud con orientación 75/295 (Dip/DipDir)

Fuente: SRK Consulting Chile

b. PIT Final

En el Pit final, la geometría es mucho más compleja que para el caso anterior, reflejado en una mayor variabilidad de orientación en los taludes del rajo. Aun así, los resultados son similares. Se observa en el dominio estructural 1, una mayor probabilidad de deslizamiento tipo toppling en la ladera oeste del rajo, es decir, para los taludes con orientaciones que oscilan entre los 75º a los 140º, nuevamente asociado a los sets 2, 3 y 6, los cuales alcanzan probabilidades de ocurrencia de hasta 28% (ver Tabla 5.1.7.241). Los casos con mayor probabilidad de ocurrencia ascienden hasta un 93% para el set 2 en el banco de orientación 105º, que aumenta incluso a un 100% cuando el banco en cuestión tiene orientación 120º (ver Figura 5.1.7.255).

Tabla 5.1.7.241. Tabla resumen con los principales sets que controlan la probabilidad de ocurrencia del fallamiento tipo *toppling* para el Dominio Estructural 1 (Pit Final).

Dominio	**Talud**		**Inestabilidad**		**Sets Críticos**					
Nº	Dip(º)	DipDir(º)	Nº Ocurrencia	% Ocurrencia	Nº set	%	Nº set	%	Nº set	%

Dominio	Talud		Inestabilidad		Sets Críticos					
Dom 1	85	85	2.665	24,05	2	49,1	3	55	6	100
Dom 1	85	95	2.940	26,53	2	73,4	3	16,4	6	84,8
Dom 1	85	105	3.137	28,30	2	93,8	6	60,8		
Dom 1	85	120	2.998	27,05	2	100	6	2,6		
Dom 1	85	130	2.741	24,73	2	85				
Dom 1	85	135	2.539	22,91	2	77,4				

Fuente: SRK Consulting Chile

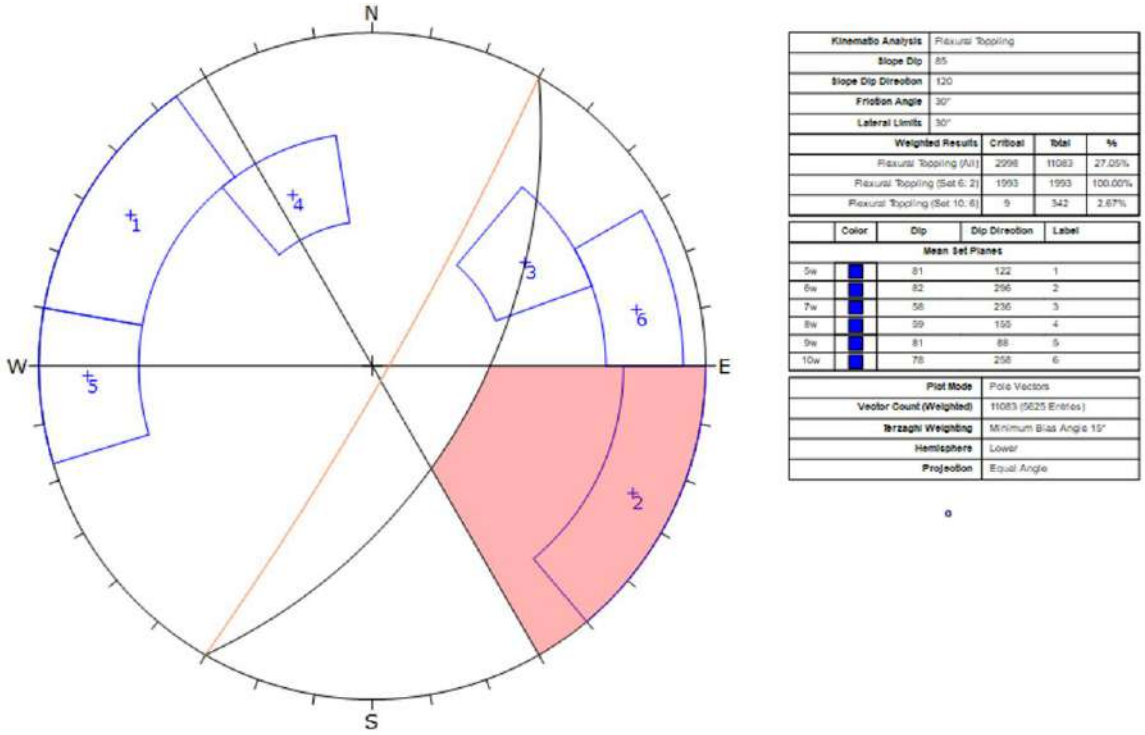


Figura 5.1.7.255. Ejemplo análisis cinemático para talud con orientación 85/120 (Dip/DipDir)

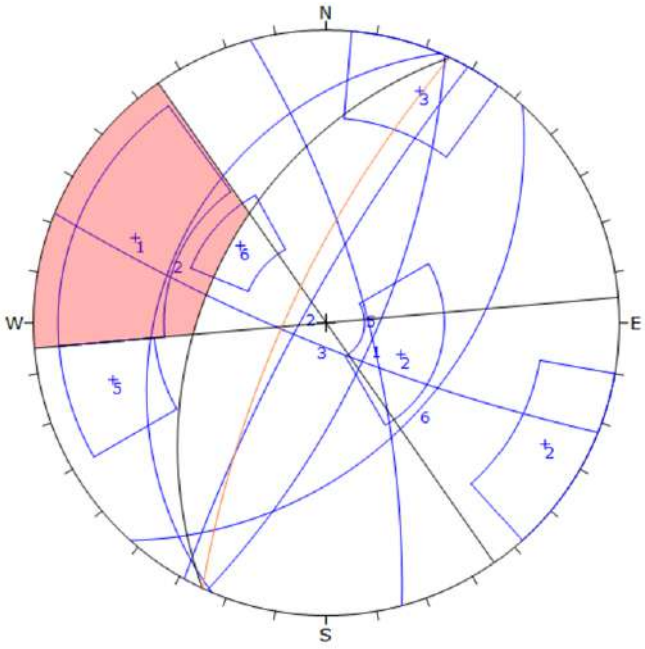
Fuente: SRK Consulting Chile

Para el Dominio 2 del Pit Final, se observa nuevamente mayor probabilidad de ocurrencia de fallamiento tipo flexural en los bancos con orientaciones que van desde los 285º a los 315º, con probabilidades de ocurrencia entre 33% al 35% con los sets críticos 1, 5 y 6 (ver Tabla 5.1.7.242), que llegan al 100% de probabilidad de ocurrencia en el caso de todo el set 1 en bancos con orientación de 295º (ver Figura 5.1.7.256).

Tabla 5.1.7.242. Tabla resumen con los principales sets que controlan la probabilidad de ocurrencia del fallamiento tipo *toppling* para el Dominio 2 (Pit Final).

Dominio	**Talud**		**Inestabilidad**		**Sets Críticos**					
Nº	Dip(º)	DipDir(º)	Nº Ocurrencia	% Ocurrencia	Nº set	%	Nº set	%	Nº set	%
Dom2	75	285	1.926	33,83	1	87,4	5	54,1	6	20,1
Dom2	75	290	1.981	34,80	1	95,0	5	35,3	6	23,8
Dom2	75	295	1.952	34,29	1	100	5	0,7	6	26,6
Dom2	75	305	1.887	33,15	1	84,5	6	32,7		
Dom2	75	315	1.654	29,05	1	67,1	6	34,6		

Fuente: SRK Consulting Chile



Kinematic Analysis	Flexural Toppling
Slope Dip	75
Slope Dip Direction	295
Friction Angle	30°
Lateral Limits	30°

Weighted Results	Critical	Total	%
Flexural Toppling (All)	1952	5693	34.28%
Flexural Toppling (Set 1, 1)	1555	1555	100.00%
Flexural Toppling (Set 5, 5)	3	328	0.77%
Flexural Toppling (Set 6, 6)	48	179	26.64%

	Color	Dip	Dip Direction	Label
Mean Set Planes				
1e		71	114	1
2e		81	299	2
3e		81	202	3
4e		31	293	2
5e		74	75	5
6e		43	132	6

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count (Weighted)	3693 (3155 Entries)
Terzaghi Weighting	Minimum Bias Angle 15°
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Angle

Figura 5.1.7.256. Ejemplo análisis cinemático para talud con orientación 75/295 (Dip/DipDir)

Fuente: SRK Consulting Chile

Se identificó potencial cinemático de volcamiento flexural para ambas etapas y para ambos dominios. Los Taludes con orientaciones más desfavorables para este tipo de fallamiento corresponde a aquellos con disposición este (especialmente desde los 90º a 120º) para el dominio estructural 1, mientras que para el dominio 2 corresponde a bancos con disposición oeste (especialmente desde los 290º a los 305º).

Los resultados además muestran que, la susceptibilidad cinemática depende fuertemente de la orientación del talud. En consecuencia, la evaluación de estabilidad para las orientaciones más desfavorables debería complementarse mediante análisis de equilibrio límite o métodos numéricos que incorporen las propiedades resistentes de las discontinuidades y del macizo rocoso.

La sola presencia de polos dentro de la región crítica indica únicamente que existe compatibilidad geométrica para el desarrollo del mecanismo. La ocurrencia efectiva del volcamiento flexural dependerá además de la persistencia de las discontinuidades, espaciamiento, confinamiento, resistencia al corte y condiciones operacionales.

5.1.7.6.11 Conclusiones y recomendaciones

Todos los análisis se realizaron con los programas Slide2, y algunos se complementaron con, Slope/W, RS2 y Dips 8.0 según cada caso particular, considerando tanto la condición del terreno natural como los escenarios definidos en la metodología general. Las secciones representativas se seleccionaron por su relevancia geotécnica y geométrica, y se

determinaron tratamientos específicos para taludes de corte y de lleno, de la presa del Sedimentador La Colorada, las vías, plataformas y depósitos.

Los resultados de las modelaciones en Slide2 incluyen factores de seguridad mínimos exigidos para condiciones estáticas y sísmicas tanto determinísticas como probabilísticas, así como recomendaciones de diseño para los taludes proyectados. Finalmente, fue presentada una sectorización detallada de los tratamientos propuestos, conforme a los análisis realizados o, en su defecto, a los lineamientos establecidos para geometrías típicas. Los tratamientos definidos son adecuados para lograr la operación de vías temporales, vías definitivas, plataformas y depósitos. Lo anterior, teniendo en cuenta todos los casos de análisis exigidos por la ANLA (condiciones estáticas, niveles freáticos normales y extremos, así como bajo la acción sísmica con periodos de retorno de 50 y 475 años; el sedimentador la Colorada contó con verificaciones adicionales).

Todos los terraplenes deberán ejecutarse conforme a lo establecido en la norma INVIAS INV 220-22. Todos los bancos de lleno se conformarán con las pendientes especificadas en cada obra, hasta una altura máxima de 10,0 m, con bermas de ancho mínimo de 3,0 m, manteniendo la configuración geométrica definida. No se debe aumentar la altura ni la pendiente de los taludes de lleno sin la previa verificación de un ingeniero geotecnista, ya que con la configuración establecida en este informe se alcanzan factores de seguridad que cumplen con los criterios de estabilidad requeridos.

Los llenos deberán ejecutarse con mezclas de material tipo saprolito o según se determine en el diseño definitivo. Se recomienda un proceso riguroso de construcción que incluya: control de la humedad y verificación de la densidad seca máxima de compactación, en referencia a los resultados del ensayo Proctor modificado (90 % aproximadamente); colocación de capas con espesor del orden de 30 a 40 cm (el espesor final dependerá de la mezcla utilizada durante la construcción); y entre 4 y 10 pasadas con vibrocompactador (cilindro con pata de cabra) de aproximadamente 18 toneladas. El número de pasadas podrá ajustarse en campo mediante un terraplén de prueba y considerando las condiciones meteorológicas durante los procesos de colocación.

Los taludes de corte se deben ejecutar con las pendientes y tratamientos indicados para cada obra según sus planos. Las excavaciones deben realizarse de manera descendente desde la corona hacia el banco inferior. Los avances máximos serán de 2,5 m, con ejecución secuencial y controlada, aplicando el tratamiento se soporte, drenaje, protección contra la erosión y/o evitando sobre excavaciones.

En los planos de geotecnia se detallan las especificaciones generales de construcción a nivel de factibilidad para cada frente y la instrumentación recomendada para cada frente. Adicionalmente en los planos de diseño hidráulico y civil, se indican las obras de drenaje que debe implementarse para todos los frentes de obra. A continuación, se retoman las conclusiones y recomendaciones principales por cada frente, no obstante, deben consultarse los planos (Anexo C de cada frente) para mayores detalles.

A. Sedimentador La Colorada

Los análisis de estabilidad realizados para la presa del sedimentador La Colorada demuestran que la estructura presenta un diseño seguro y confiable, cumpliendo con los criterios técnicos establecidos para su operación bajo condiciones normales y extremas.

Los factores de seguridad obtenidos en los diferentes escenarios, incluyendo condiciones estáticas, niveles freáticos normales y extremos, así como eventos sísmicos con periodos de retorno de hasta 2475 años, superan los valores mínimos requeridos, evidenciando la estabilidad global y local de los taludes y estribos de la presa.

El diseño incorpora medidas de impermeabilización y drenaje que contribuyen significativamente a la estabilidad de la presa. Se han incluido indicaciones para la conformación de los llenos y sus zonificaciones dentro del cuerpo de la presa. La geomembrana HDPE instalada hasta la cota 830 m s.n.m. garantiza la estanqueidad del embalse, mientras que el dren inclinado y el enrocado en la pata del espaldón aguas abajo actúan como elementos de control y protección frente a infiltraciones y posibles fallas por erosión interna. Además, el análisis de deformaciones indica que los desplazamientos máximos esperados durante la construcción y operación no comprometen la integridad estructural, permitiendo un manejo adecuado mediante la conformación del camber.

Por otro lado, con los análisis de flujo en la presa del Sedimentador La Colorada, se estimaron caudales de infiltración y se recomienda monitorear los mismos en fase de operación (en la presa La Colorada se esperan valores inferiores a 1 l/s en toda la estructura y en La Colorada de 200 l/día). Sin embargo, los valores finales podrán variar durante construcción y deberán ser monitoreados al final de construcción. Los gradientes hidráulicos se mantienen en niveles seguros (<1,0) en todos los casos simulados para la operación de dicho Sedimentador.

En los análisis de deformaciones de la presa del sedimentador La Colorada, se realizaron simulaciones por fases de construcción y los materiales se representaron con modelos de material tipo Mohr-Coulomb y Hoek & Brown. Dentro de las simulaciones se estimaron los desplazamientos máximos en construcción, en operación del embalse y en condición sísmica extrema. Estos valores podrán variar de acuerdo con los métodos constructivos y por tanto deberán ser recalibrados con información de construcción, incluyendo instrumentación. Los desplazamientos hasta ahora estimados no comprometen la estabilidad estructural.

Finalmente, se recomienda mantener un monitoreo continuo mediante instrumentación hidráulica y geotécnica para evaluar las condiciones de seguridad de la presa durante su vida útil. Este sistema de monitoreo permitirá detectar oportunamente cualquier anomalía, facilitando la implementación de planes de contingencia y emergencia que aseguren la protección de la población y la infraestructura circundante. En conjunto, los resultados respaldan la viabilidad técnica y la seguridad de la presa del sedimentador La Colorada dentro del proyecto minero Gramalote

B. Vías o accesos

Los análisis de estabilidad geotécnica realizados para las vías y accesos del proyecto Gramalote muestran que, en general, las secciones representativas evaluadas cumplen con los factores de seguridad mínimos establecidos para las diferentes condiciones de carga y escenarios de nivel freático. Los resultados determinísticos y probabilísticos indican que los taludes de corte y llenos presentan estabilidad adecuada bajo condiciones estáticas, niveles freáticos normales y extremos, así como bajo la acción sísmica con periodos de retorno de

50 y 475 años. Esto confirma la viabilidad técnica y la seguridad de la red vial proyectada para soportar las cargas vehiculares y las condiciones ambientales previstas.

Para mantener la estabilidad y durabilidad de las vías, se definieron tratamientos específicos para los taludes, que incluyen la revegetalización con especies nativas, instalación de mantos permanentes tipo TRM 500 (en caso de que se requiera según las condiciones de campo), y en sectores críticos, el uso de anclajes activos, acompañados de concreto lanzado, sus dados de apoyo y drenajes subhorizontales, entre otras. La geometría de los taludes, con pendientes controladas y bermas adecuadas, junto con estos tratamientos, contribuyen a mitigar riesgos de inestabilidad y erosión. En conjunto, estos resultados respaldan la seguridad y funcionalidad de las vías y accesos dentro del proyecto minero, buscando la operación eficiente y sostenible a lo largo del tiempo.

C. Plataforma principal

Los análisis de estabilidad realizados para la Plataforma Principal, que incluyen la plataforma de planta, servicio, trituración, PTAR y PTAP, se llevaron a cabo considerando diferentes escenarios de nivel freático y condiciones sísmicas, utilizando métodos determinísticos y probabilísticos con el software Slide2. Se seleccionaron seis secciones representativas para evaluar la estabilidad general, identificadas con letras de la “A” a la “F”. En todos los casos, los factores de seguridad obtenidos cumplen o superan los mínimos exigidos por la normativa y los criterios técnicos establecidos, evidenciando una adecuada estabilidad global y local de los taludes de corte y llenos. Se destaca que los taludes presentan geometrías con pendientes de 0,75H:1V para cortes y 2H:1V para llenos, con bancos de 10 m de altura y bermas de 3 m de ancho, lo que contribuye a la estabilidad estructural. Además, se recomienda la revegetalización con especies nativas y la instalación de mantos permanentes tipo TRM 500 o similares para el control de erosión superficial en los taludes que lo requieran.

Los tratamientos recomendados para la estabilidad de la obra en la Plataforma Principal incluyen la instalación de soil nailing y anclajes activos en los taludes de corte más críticos, drenajes subhorizontalmente dispuestos para controlar la presión de poros, entre otras. En los taludes de lleno, se mantiene la geometría estable con pendientes suaves de 2H:1V y se aplican medidas de revegetalización y protección superficial para evitar procesos erosivos. Para el muro en suelo mecánicamente estabilizado del Primary Crusher, se propone un diseño con capas reforzadas con geosintéticos, ajustado a las cargas dinámicas y sísmicas del proyecto. Estas medidas buscan la estabilidad y funcionalidad de la Plataforma Principal bajo las condiciones operativas y de diseño previstas.

D. Plataformas menores

Los análisis de estabilidad realizados, tanto determinísticos como probabilísticos, indican que estos taludes son estables bajo condiciones estáticas y con nivel freático normal, sin requerir elementos mecánicos de soporte adicionales. Se recomienda la revegetalización de las caras de los taludes con especies nativas o con potencial de crecimiento en la zona, complementada con la instalación de mantos permanentes tipo TRM 500 o similares cuando sea necesario, para asegurar la protección contra la erosión superficial y mantener la estabilidad a largo plazo.

En los casos que aplique para terraplenes, se debe evitar que las aguas subterráneas asciendan al cuerpo del lleno y lubriquen el contacto de este con el terreno, por lo tanto, se deberán construir filtros que permitan controlar el efecto del agua. Detalles típicos de los filtros y obras de drenaje superficial pueden encontrarse en los planos I-P-0010719-ZM-DG-GEN-010-R00 y I-P-0010719-ZM-DG-GEN-020-R00.

E. Depósitos ZODME

Los análisis de estabilidad realizados para los depósitos ZODME del proyecto Gramalote demuestran que la conformación de los llenos (con pendientes de 2H:1V, alturas de banco de 10,0 m, bermas de 3,0 m), permite la estabilidad global y local de estas estructuras sin necesidad de soporte mecánico adicional. En algunos depósitos, se recomienda la incorporación de enrocados en la pata del talud especialmente donde la presencia de algunos depósitos de flujo en la fundación influenciaba los factores de seguridad obtenidos. Los factores de seguridad, en las diferentes secciones analizadas, bajo condiciones estáticas y con nivel freático normal y extremo, cumplen o superan los criterios técnicos y normativos aplicables. En conjunto, los resultados respaldan la viabilidad técnica de los depósitos dentro del proyecto.

Adicionalmente, la evaluación del nivel freático y su incremento por efecto de la precipitación con un periodo de retorno de 20 años fue incorporada en los modelos de estabilidad, considerando un enfoque conservador que asume un nivel freático colgado dentro del cuerpo del depósito. Este incremento, aunque significativo en algunos casos, no compromete la estabilidad de los depósitos, manteniendo factores de seguridad adecuados.

F. Depósitos de estériles y sus sedimentadores asociados

Los análisis de estabilidad realizados para los depósitos de estériles de San Antonio y El Balsal, así como para sus sedimentadores asociados de El Banco y San Antonio, se llevaron a cabo con base en la información disponible al momento del estudio elaborado por Tierra Group a nivel de factibilidad. Se analizó la estabilidad considerando las geometrías máximas aplicables a la etapa de operación y para los depósitos de estériles se complementó el estudio con las geometrías máximas esperadas para la etapa de cierre. El consultor incluyó recomendaciones para el seguimiento, control y complementar la información, a partir de datos representativos obtenidos durante el seguimiento a la construcción, operación y cierre.

El análisis parte del supuesto de que la preparación de la huella de fundación incluya la remoción de todos los materiales no competentes. Todo material de suelo orgánico o inadecuado debe ser removido. Adicionalmente, se deben implementar todas las obras del sistema de subdrenaje, las cuales se basan en filtros franceses con tuberías de polietileno de alta densidad (HDPE) envueltas en geotextil, entre otras. Asimismo, deben construirse los canales de desvío temporales y permanentes, cunetas de drenaje, chutes, entre otras obras, conforme a los diseños hidráulicos.

Los sedimentadores deben construirse considerando la preparación de la fundación anteriormente descrita. Los vertederos de cada sedimentador deben contar con un revestimiento en rip-rap, con un espesor aproximado de 10 cm, respetando las geometrías

y tratamientos establecidos para los mismos, de acuerdo con el diseño hidráulico y la obra civil asociada.

Bajo las hipótesis de análisis de factibilidad planteadas y considerando el efecto de las demás obras proyectadas para el montaje de estas estructuras, los análisis de estabilidad ejecutados demuestran el cumplimiento de los criterios de diseño seleccionados.

Para el seguimiento del comportamiento geotécnico de los depósitos de estériles se ha diseñado un sistema de instrumentación la cual ha sido incluida en los anexos C de cada frente asociado al presente numeral 5_1_7_GEOTECNIA.

G. PIT Gramalote

a. Datos y caracterización geotécnica del macizo

Con base en los datos geotécnicos y la caracterización del macizo rocoso, es posible presentar las siguientes conclusiones:

- La base de datos geotécnica disponible en el Proyecto Gramalote incluye un total de 36,264.7 m de testigos de perforación. 19,165 metros se encuentran en el área del tajo Gramalote.
- Con base en el contexto geológico y los valores de RQD, se definieron 4 dominios geotécnicos en el depósito durante el Estudio de Factibilidad. Se recomienda definir las unidades geotécnicas de acuerdo con rasgos geológicos; por lo tanto, las UG deberían actualizarse considerando las diferentes zonas mineralizadas definidas en el depósito en lugar de los valores de RQD, ya que estos últimos son una consecuencia del contexto geológico.
- La caracterización geotécnica actualizada indicó una muy mala calidad geotécnica del macizo rocoso según el índice GSI en la zona superior limitada, correspondiente a la zona meteorizada, y una buena calidad del macizo rocoso según el índice GSI en el resto de las UG, con valores de GSI crecientes desde las UG con mayor a menor nivel de mineralización.

b. Propiedades de roca intacta, propiedades del macizo rocoso y propiedades estructurales

- La información utilizada incluye únicamente datos de las campañas de 2020. La estimación de propiedades de roca intacta se basa en 554 ensayos, incluidos ensayos de resistencia a la tracción indirecta, compresión uniaxial y triaxiales.
- Para la unidad geotécnica “Weathering”, dado que no se realizaron modificaciones a la definición establecida por AngloGoldAshanti (2021), se adoptan las mismas propiedades geomecánicas previamente definidas.
- Para las unidades geotécnicas definidas, bajo el criterio previamente indicado, se observa que 3 de las 4 UG superan un coeficiente de 0.4; por lo tanto, la base de datos puede considerarse de muy alta variabilidad. La mayor variabilidad se observa en la UG “High Grade”, que corresponde a la unidad con el menor número de ensayos UCS. El análisis espacial local mediante métodos de inteligencia artificial ayuda a reducir el error de ajuste de la envolvente global, destacando una

correlación espacial local relevante en la resistencia de la roca intacta, particularmente en zonas de alta resistencia.

c. Análisis de estabilidad a escala banco-berma

- Se realizó la evaluación del diseño correspondiente a la Fase 01 y al diseño del tajo final del tajo abierto Gramalote, y se identificaron las diferentes configuraciones de diseño junto con las orientaciones de las paredes del talud, con el fin de evaluar todas las configuraciones geométricas relevantes presentes en cada dominio estructural.
- En el Dominio estructural 1, la configuración geométrica inicial (ancho de berma de 9.8 m, ángulo de cara de banco de 85° y 60° de IRA) supera el criterio de aceptabilidad en orientaciones críticas (dirección de manteo 195° en Etapa 01; y 185°, 190° y 195° en el tajo final). Como medida de mitigación, se recomienda ajustar la geometría reduciendo el ángulo de cara de banco a 80° y el ancho de berma a 8.0 m; esta modificación permite cumplir el límite requerido (PoF ≤ 35%) manteniendo el ángulo interrampa proyectado (IRA) de 60°. Este puede hacerse como un manejo puntual y operacional.
- Para el Dominio estructural 2, considerando ambos diseños analizados, la probabilidad máxima de falla se observa en una dirección de manteo de 265°, alcanzando un valor de 19%. Esta condición corresponde a una configuración geométrica con ángulo interrampa de 53°, ángulo de cara de banco de 75° y ancho de berma de 9.8 m. Por lo tanto, las configuraciones banco-berma evaluadas para el Dominio estructural 2 presentan probabilidades de falla inferiores al criterio de aceptabilidad establecido (PoF ≤ 35%) y, por consiguiente, se consideran aceptables para ambos diseños analizados.
- Para los taludes desarrollados en la UG “Weathered”, donde los mecanismos de falla a escala de banco no son estructurales, las configuraciones de banco fueron analizadas utilizando la metodología presentada por Carranza-Torres y Hormazabal (2020). Los resultados muestran cumplimiento de los criterios de aceptabilidad para todos los diseños evaluados.
- Realizar una calibración banco-berma una vez que se expongan bancos adicionales en el tajo abierto Gramalote, ya que esto permitirá revisar y refinar los parámetros utilizados como base del análisis. Para este propósito, se requerirán levantamientos topográficos de alta resolución y fotografías de taludes del tajo abierto actual.
- Deben implementarse prácticas de tronadura controlada para evitar daño excesivo al macizo rocoso y la apertura de estructuras menores. Además, debe mantenerse un adecuado control operacional de limpieza de bermas y saneamiento de bancos a lo largo del tajo. Esto ayudará a minimizar derrames y mejorar significativamente la efectividad de las bermas.
- Para los sectores donde no se cumplen los criterios de aceptabilidad, se recomienda implementar un control operacional efectivo de limpieza de bermas y saneamiento de bancos. Esto ayudará a minimizar derrames y mejorar significativamente la efectividad de las bermas.
- Las prácticas operacionales como el recorte de pared final, limpieza de bermas, saneamiento y tronadura perimetral controlada, entre otras, son esenciales para

prevenir la presencia de roca colgante, sobreexcavación, bermas saturadas, daño excesivo, etc., que son las principales causas de generación de caída de rocas.

- Una vez implementados los diseños propuestos para el tajo abierto Gramalote, se recomienda realizar reconciliación periódica. En caso de cualquier cambio, ya sea en el diseño o en las condiciones geotécnicas, deben efectuarse reevaluaciones para asegurar la estabilidad continua de los diseños.
- También se recomienda aplicar diseños de perforación y tronadura controlada a lo largo de las paredes finales donde se definan límites de diseño, con el fin de controlar el daño inducido por tronadura al macizo rocoso y preservar las condiciones de los taludes, particularmente a lo largo de las paredes finales del tajo.

d. Análisis de estabilidad a escala interrampa-global

- Para verificar la estabilidad a niveles interrampa y global, se definieron y analizaron seis secciones geotécnicas utilizando el método de equilibrio límite (Slide).
- Para el diseño del tajo final Gramalote, en general, las secciones analizadas presentan factores de seguridad superiores a 2.00. La sección con el menor factor de seguridad (FoS), tanto a nivel de talud interrampa como global, corresponde a la sección GR-01, ubicada en la pared noreste del tajo.
- La sección GR-01, bajo condiciones estáticas, presenta un FoS de 2.30 a nivel interrampa y un FoS de 1.87 a nivel global; bajo condiciones pseudoestáticas de sismo operacional, los valores de FoS son 2.09 y 1.74; y para el escenario de sismo máximo creíble, los valores de FoS son 2.06 y 1.63, respectivamente. Para el análisis global, se observa una superficie de falla que se desarrolla a través de la zona no perturbada, pasando principalmente por las UG “Unmineralized” y “Alteration/Halo”.
- Considerando la infraestructura ubicada en la pared oriental del tajo abierto, las secciones GR-01 y GR-02 cumplen los criterios de aceptabilidad, demostrando cumplimiento de los criterios definidos para este sector.

5.1.7.7 Geotecnia de Fundaciones

Siguiendo las metodologías para cimentaciones superficiales y profundas definidas para el proyecto, se presenta a continuación el cálculo de la capacidad portante del suelo, así como los ábacos con los módulos de balasto del suelo y los valores de asentamientos obtenidos según el tipo de fundación y obra de análisis.

Las dos obras sujetas a este tipo de verificaciones fueron: la plataforma principal y el vertedero de La Colorada. Esto se debe a que en la plataforma principal se planea la construcción de una planta para el procesamiento del mineral. Por otro lado, el funcionamiento del vertedero de la Colorada es indispensable para mantener la seguridad del resto de la obra.

Todos los ábacos de capacidad de soporte presentados en este capítulo consideran que las cimentaciones quedarán apoyadas sobre un material apto, en el cual no existe materia orgánica. En los casos donde se tenga presencia de materia orgánica, esta deberá ser removida y remplazada por un lleno estructural de mínimo 0,3 m de profundidad.

Teniendo en cuenta los parámetros geotécnicos, la posición del nivel freático, la geometría general y el tipo de fundación (superficial y profunda) se generan los ábacos de capacidad de carga admisible.

- En el caso de fundaciones superficiales se generan ábacos de capacidad del suelo para diferentes profundidades de desplante y para diferentes anchos B de la cimentación. Para cada ábaco, se presenta el análisis con control de asentamiento máximo admisible de 2,5 cm y sin dicha limitación (es decir, la capacidad de carga limitada únicamente por la resistencia al corte de los materiales).
- Así mismo, se presentan los ábacos de capacidad admisible para fundaciones profundas con diámetros de pila entre 1,0 m y 2,0 m, y profundidades máximas de 30,0 m. Las fundaciones profundas se proponen del tipo pre-excavadas. Desde el diseño geotécnicos se sugiere usar en obra dimensiones fácilmente contratables sin alta variabilidad en diámetros (se sugiere modular las intervenciones para usar máximo 2 o 3 tipos de diámetros, con un valor mínimo de 1,2 m). En el caso de proponer diámetros que requieran equipos de perforación, se recomienda considerar el riesgo de bolas de rocas que eventualmente puedan encontrarse en horizontes tipo suelo, producto de la meteorización esferoidal del batolito. En cuanto a profundidades, se ha propuesto empotramiento de la punta de tres veces el diámetro en macizo rocoso, lo cual resulta en profundidades del orden 30 metros o incluso inferiores.
- El diseñador estructural debe adicionarle el peso de la pila a la solicitación en caso de que esta se informe en la cabeza de dicho elemento, para poder compararla con los ábacos geotécnicos y así escoger la profundidad real requerida para atender todas las solicitaciones hasta la punta de fundación.
- Una vez verificada la capacidad de soporte ante la solicitación estructural y definida la longitud de las pilas, se recomienda por requerimiento geotécnico que estas se empotren en el Horizonte III (roca moderadamente meteorizada) a una profundidad mínima equivalente a tres veces su diámetro.
- En este capítulo también se considera los módulos de reacción vertical y horizontal del suelo, específicos para cada caso estudiado.
- Por último, se presentan los valores de los asentamientos, calculados aplicando la teoría de Boussinesq para cimentaciones superficiales y de Vesic (1977) para cimentaciones profundas, que permite estimar la distribución de esfuerzos en el suelo y los desplazamientos verticales bajo cargas aplicadas.
- Se suministran las capacidades para todas las cimentaciones en el estado límite de servicio y de resistencia (esta última puede detallarse en las memorias de calcula de cada obra).
- Dada la variación topográfica y geotécnica observada en los diferentes perfiles estratigráficos a lo largo de la zona se analizó un perfil detallado para cada estructura, permitiendo así definir condiciones de diseño particulares. Dichos perfiles típicos se obtienen de los planos geotécnicos.

5.1.7.7.1 Metodología para el análisis de fundaciones

Las metodologías para los análisis de fundaciones se desarrollaron en conformidad con los parámetros de diseño y lineamientos metodológicos establecidos específicamente para el proyecto minero Gramalote.

En resumen, los métodos utilizados para los diferentes cálculos se describen a continuación:

- La capacidad de carga para cimentaciones superficiales se determina mediante el método de Terzaghi, mientras que el control de asentamientos se realiza con base en la teoría de Boussinesq. Dichos cálculos se basan en criterios de ruptura de Mohr Coulomb. Por tanto, para la verificación de asentamientos se calcularon los siguientes valores de cohesión y fricción equivalente para las condiciones promedio del horizonte III.

Tabla 5.1.7.243 Cohesión y Fricción Equivalente promedio de horizontes tipo III y II para verificación de asentamientos en cimentaciones superficiales

Estrato	E_{rm} (Gpa)	σ_c (MPa)	σ_{cm} (MPa)	γ (MN/m^3)	γ (kN/m^3)	$H_{material}$ (m)	$\sigma'3max$ (MPa)	σ'_3n (MPa)	ϕ (°)	C (MPa)
Roca moderadamente meteorizada (III)	3,18	1,579	9,912	0,027	27	15	0,3888	0,0085	61	0,28
Roca poco meteorizada (II)	9,44	6,091	24,833	0,027	27	20	0,5487	0,0062	65	0,67

Fuente: Integral S.A., 2025

- Para cimentaciones profundas, la capacidad de carga de materiales tipo suelo se calcula empleando el método de Poulos y Davis (1980).
- Para pilas pre excavadas en macizo rocoso tipo III, la capacidad por punta se determina según el método de Horvarth y Kenney (1979), el cual está avalado por el Código Colombiano de Puentes (CCP-14). En las ecuaciones de capacidad por punta mencionadas se usa el valor de resistencia a la compresión simple de la roca inalterada; por lo tanto, para fundaciones profundas empotrándose 3 diámetros en horizonte III, se usará como compresión limite el valor máximo encontrado en sus estadísticas, es decir 90 MPa (ver Figura 5.1.7.106).
- Para el cálculo de la capacidad de soporte en pilas para las cuales se ha recomendado empotramiento de tres diámetros en horizonte III o de menor meteorización, se emplearon los parámetros de Hoek & Brown “m” y “s” asociados a un GSI de 45 (límite inferior del GSI definido para el horizonte III), considerando que los primeros metros de dicho horizonte presentan un mayor grado de fracturamiento y que el método constructivo de pre excavado influye en dicho fracturamiento. Por otro lado, con un GSI de 45 y una resistencia a la compresión simple de 90 MPa en la punta de las pilas empotrada 3 diámetros en el horizonte tipo III, se calculó un módulo de elasticidad del orden de 2783 MPa.

5.1.7.7.2 Criterios de desempeño

Los criterios de desempeño considerados para el diseño de cimentaciones fueron definidos con base en la Tabla H.4.7-1 del Título H del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica [AIS], 2010), con el propósito de establecer los factores de seguridad admisibles.

A continuación, se listan los criterios de desempeño adoptados en términos de factores de seguridad mínimos para cimentaciones superficiales y profundas. En la Tabla 5.1.7.244 se resumen la condición de análisis y los factores de seguridad aplicados.

Tabla 5.1.7.244 Factores de seguridad objetivo para análisis de fundaciones

Condición	Factor de seguridad FS
Carga Muerta + Carga Viva Normal (Servicio)	3,0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima (Resistencia)	2,5

Fuente: Integral S.A., 2025, adaptado de la NSR 10

5.1.7.7.3 Vertedero La Colorada

Como parte de las obras que acompañan la presa del sedimentador La Colorada, se tiene el vertedero de excesos. Se trata de una estructura cuadra de concreto (Box Culvert), de sección hidráulica de 2,5 m x 2,5 m, espesor de 0,5 m y con una longitud de 175,22 m (su proyección en planta y perfil se puede ver en los planos I-P-0010719-SC-GG-PSC-010-R00 y I-P-0010719-SC-GG-PSC-020-R00). El vertedero se encuentra localizado hacia el estribo de cierre derecho de la presa y la primera berma de dicha excavación servirá de apoyo para la estructura.

Las cargas utilizadas en la verificación geotécnica de la fundación fueron suministradas en el diseño estructural y estas se resumen en la Tabla 5.1.7.245. La verificación de la capacidad de carga de la fundación del vertedero de excesos se centra en resistir la carga hidráulica y el peso propio de la estructura.

Tabla 5.1.7.245 Solicitación estructural vertedero de excesos sedimentador La Colorada

Obra	Horizonte de apoyo	Carga de servicio (kPa)
Vertedero de excesos	Saprolito (V)	503,15
	Transición suelo roca (IV)	671,15

Fuente: Integral S.A., 2025

A. Capacidad de soporte fundaciones superficiales

En este capítulo se presenta el ábaco de capacidad de carga para la fundación del vertedero de excesos para el estado de servicio. A continuación, en la Figura 5.1.7.257, se presentan los ábacos de capacidad admisible y, por otra parte, en el ANEXOS_CARACTERIZACION_GEOTECNIA_FUNDA_GEN_AXO_B se muestran los datos de entrada utilizados y el resumen de los cálculos realizados con sus respectivos ábacos.

En la Figura 5.1.7.257 se presentan los ábacos de capacidad de carga en condiciones de servicio con profundidades de desplante superiores a 0,5 m y un ancho B entre 2,0 m y 4,0 m. En el ábaco se observa que, restringiendo los asentamientos, no se cumplen los factores de seguridad por capacidad de carga en estado de servicio para una profundidad de desplante mínima, en ninguno de los materiales de apoyo; por tanto, se optó verificar ambos fenómenos por separado.

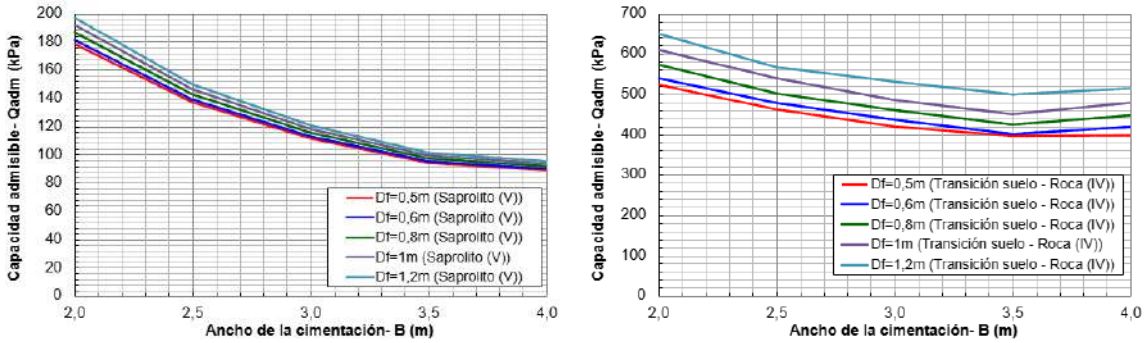


Figura 5.1.7.257 Ábaco capacidad de soporte admisible – Vertedero de excesos de la presa del sedimentador La Colorada – Servicio restringida por asentamiento en el horizonte V (izquierda) y IV (derecha)

Fuente: Integral S.A., 2025

En la Figura 5.1.7.258 se muestran los resultados de capacidad de carga del vertedero, evaluados en condiciones de servicio (sin restricción de asentamientos) para ambos horizontes de apoyo. En ambos casos, las solicitaciones estructurales resultan inferiores a las capacidades de carga, lo que indica que se cumple con los criterios de diseño establecidos para los escenarios analizados.

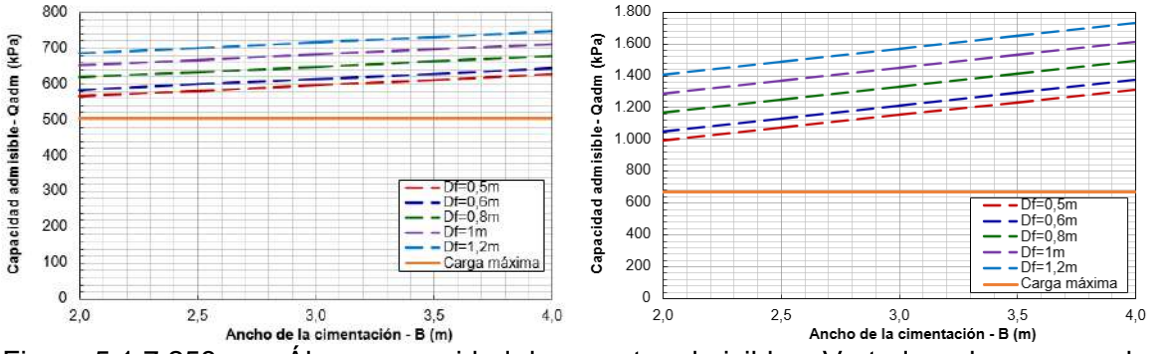


Figura 5.1.7.258 Ábaco capacidad de soporte admisible – Vertedero de excesos de la presa del sedimentador La Colorada – Servicio para el horizonte V (izquierda) y IV (derecha)

Fuente: Integral S.A., 2025

a. Asentamientos fundaciones superficiales

Los análisis de los asentamientos se realizaron considerando las presiones de contacto presentadas en la Tabla 5.1.7.245 y Tabla 5.1.7.246. De este cálculo se obtuvieron los valores de asentamiento total máximo para cada tramo según el horizonte de apoyo (ver Tabla 5.1.7.246). Adicionalmente, estos asentamientos fueron evaluados sobre el vertedero, y se encontró que no comprometen su capacidad estructural manteniendo el factor de seguridad mínimo requerido, donde se obtuvo un asentamiento de 5,0 cm.

Tabla 5.1.7.246 Asentamientos cimentaciones superficiales

Vertedero	Asentamiento (cm)
Horizonte V	9,1
Horizonte IV	3,1

Fuente: Integral S.A., 2025

b. Módulos de balasto fundaciones superficiales

A continuación, en la Figura 5.1.7.259 se presentan los módulos de balasto en dirección vertical y horizontal determinados para distintos valores del ancho de cimentación (B), considerando las propiedades correspondientes a los horizontes geotécnicos IV y V.

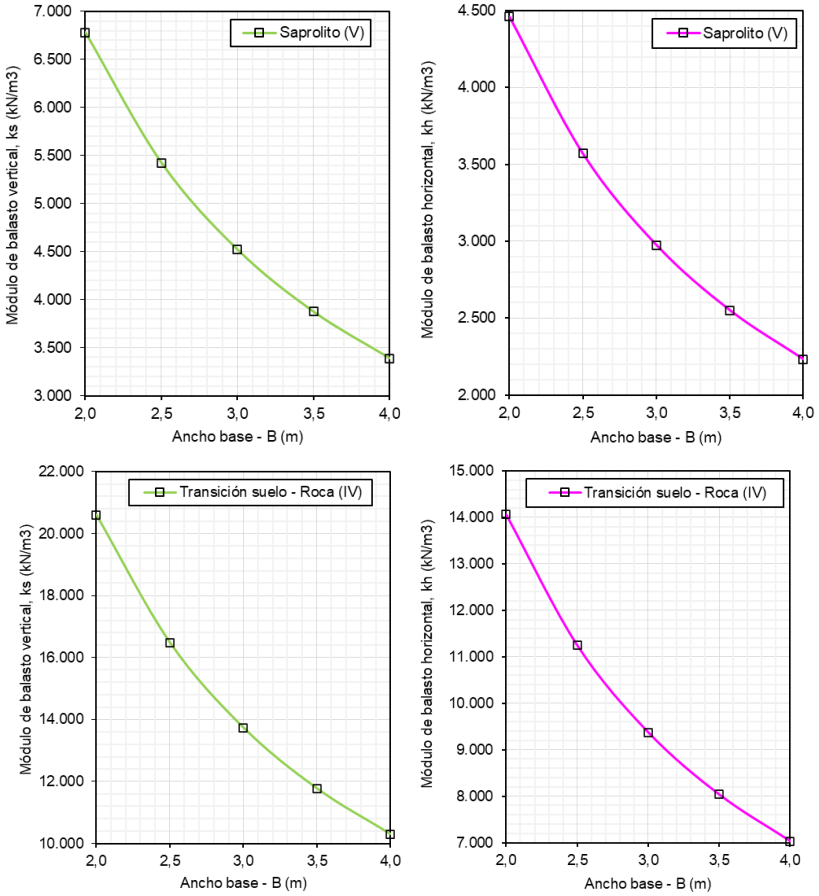


Figura 5.1.7.259 Módulo de balasto vertical y horizontal – Horizonte V (superior) y IV (inferior)

Fuente: Integral S.A., 2025

5.1.7.7.4 Plataforma Principal

Es importante manifestar que la información base suministrada por Gramalote para las capacidades de carga corresponden al estudio emitido por Golder Associates Colombia S.A.S (2020) y se retoma en la Tabla 5.1.7.247. En el reporte de cargas del diseñador estructural deben considerarse las dimensiones efectivas sobre las cuales dichas cargas serán aplicadas.

Tabla 5.1.7.247 Cargas preliminares para el diseño a nivel de factibilidad de fundaciones

Obra	Dimensiones de la estructura	Nivel de fundación (m s.n.m.)	Design Parameter Requirements
Primary Crusher (Trituradora Primaria)	9,4 m x 34 m	Variable 841,60 a 843,00	Presión maxima de contacto (Peak bearing pressure) = 700 kPa

Obra	Dimensiones de la estructura	Nivel de fundación (m s.n.m.)	Design Parameter Requirements
			Presión promedio de contacto (Average bearing pressure) = 400 kPa
Stockpile (Acopio)	9,1 m x 60 m	845,8	Carga triangular
			Altura = 32,8 m
Pebble Crusher (Trituradora de Guijarros)	12,5 m x 30 m	846,6	Equipo dinámico
Mills (Molinos)	21 m x 41 m	842,7	Equipo dinámico
Re-Grind Mill (Molino de Re-Molienda)	20 m x 20 m	843,7	Presión promedio de contacto (Average bearing pressure) = 300 kPa
Gravity Circuit (Circuito de Gravedad)	6,6 m x 6,6 m	843,7	Presión promedio de contacto (Average bearing pressure) = 300 kPa
Leach Tanks (Tanques de Lixiviación)	6 tanques de 10,5 m de diámetro	844,5	Presión promedio de contacto (Average bearing pressure) = 300–400 kPa
	26 m X 46 m		
CIP Tanks (Tanques CIP)	6 tanques de 10,5 m de diámetro	844,5	Presión promedio de contacto (Average bearing pressure) = 300–400 kPa
	31 m X 14,5 m		
Flotation (Flotación)	10 m x 110 m	842,75	Presión promedio de contacto (Average bearing pressure) = 400–600 kPa
Maintenance Buildings (Edificios de Mantenimiento)	3 m x 3 m	842,75	Presión promedio de contacto (Average bearing pressure) = 200–300 kPa
Thickener (Espesador)	1,5 m x 6,8 m	843,4	Presión promedio de contacto (Average bearing pressure) = 300 kPa

Fuente: Tomado de (Golder, 2020)

Para esta etapa del diseño, se suministran ábacos de capacidad de carga generalizados, según dimensiones construibles de losas y de pilas excavadas.

A continuación, se resumen los resultados de los análisis de capacidades de carga, asentamientos y módulos de balasto para una de las obras proyectadas en la plataforma de procesamiento para esquematizar el proceso de análisis. En el ANEXOS_CARACTERIZACION_GEOTECNIA_FUNDA_GEN_AXO_B y ANEXOS_CARACTERIZACION_GEOTECNIA_FUNDA_GEN_AXO_C se encuentran las memorias de los análisis y cálculos realizados para las fundaciones superficiales y profundas. La obra que se utiliza como ejemplo de análisis es el CIP Tanks. En la Figura 5.1.7.260 se muestra la ubicación de las obras evaluadas en planta.

- CIP Tanks (Tanques CIP): Para el diseño se considera la información geológica del perfil B, entre la abscisa K0+410 y K0+470.

- Flotation Tailings Thickening (Espesamiento de Relaves de Flotación): Para el, se considera la información geológica del perfil H entre la abscisa K0+115 y K0+165.
- Gravity Circuit (Circuito de gravedad): Para el diseño se considera la información geológica del perfil G, entre la abscisa K0+300 y K0+326.
- Leach Tanks (Tanques de Lixiviación): Para el diseño se considera la información geológica del perfil B y H, entre la abscisa K0+470 - K0+515 y K0+200 - K0+250.
- Re-Grind Mill (Molino de Re-Molienda): Para el diseño se considera la información geológica del perfil G, entre la abscisa K0+293.
- Primary Crusher (Trituradora Primaria): Para el diseño se considera la información geológica del perfil C, en la abscisa K0+366.
- Thickener (Espesador): Para el diseño se considera la información geológica del perfil H, entre la abscisa K0+150.
- Stockpile (Acopio): Para el diseño se considera la información geológica del perfil G, específicamente en la abscisa K0+050.
- Maintenance Buildings (Edificios de Mantenimiento): Para el diseño se considera la información geológica del perfil H, entre la abscisa K0+115 y K0+165.
- Pebble Crusher (Trituradora de Guijarros): Para el diseño se considera la información geológica del perfil E, específicamente en la abscisa K0+272.
- Mills (Molinos): Para el diseño se considera la información geológica del perfil G, entre la abscisa K0+293.

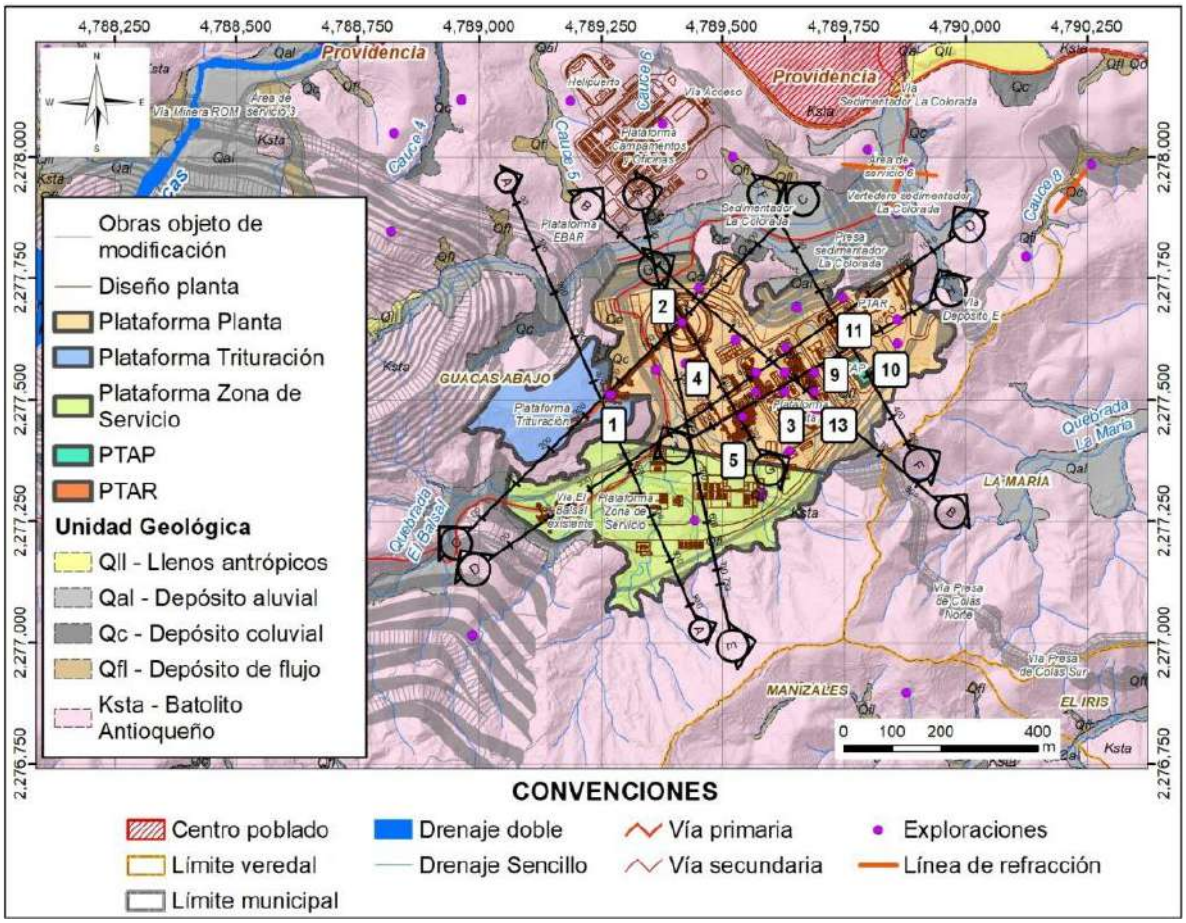


Figura 5.1.7.260 Ubicación de las obras en planta de la Plataforma Principal para los análisis de fundaciones

Fuente: Integral S.A. 2025

A. Fundaciones superficiales

Las metodologías y criterios de diseño establecidas para la comprobación de las fundaciones superficiales se realizaron con base en lo consignado en el documento de criterios de geotecnia (Integral S.A., 2025) el cual puede ser consultado en el ANEXOS_CARACTERIZACION_GEOTECNIA_PROYECTO_GENERAL_AXO_B.

a. Capacidad de soporte fundaciones superficiales

En la Figura 5.1.7.261 se presentan los ábacos de diseño para cimentaciones superficiales de una de las estructuras mencionadas en condiciones de servicio (CIP Tanks). Los ábacos se realizan para profundidades de desplante entre 0,5 m y 1,5 m, y para anchos de B entre 1,0 m y 10,0 m.

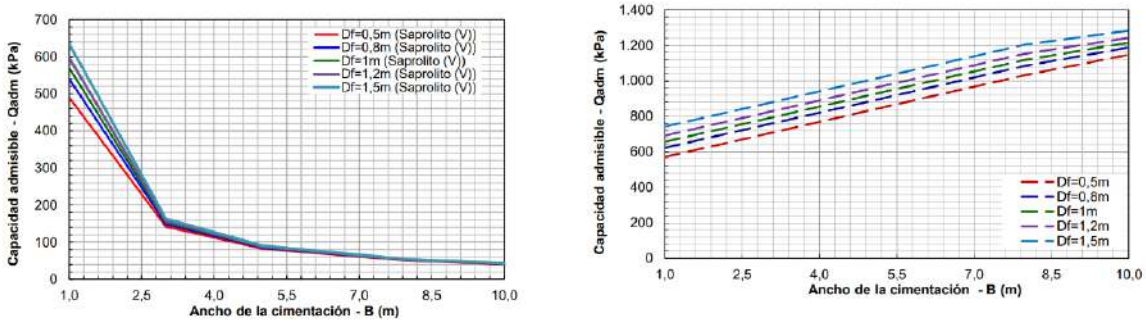


Figura 5.1.7.261 Ábaco capacidad de soporte admisible para cimentaciones superficiales en condiciones de servicio – CIP Tanks (izquierda: capacidad admisible por control de asentamientos, derecha: capacidad admisible por cortante)

Fuente: Integral S.A. 2025

b. Asentamientos fundaciones superficiales

Para los análisis de los asentamientos se obtuvo en cuenta un rango de valores de asentamiento total máximo para anchos B entre 1,0 m y 10,0 m presentado en la Tabla 5.1.7.248. En la tabla se incluyen los resultados para la obra CIP Tanks considerando las presiones presentadas en el estudio factibilidad de Golder Associates Colombia S.A.S (2020).

Tabla 5.1.7.248 Asentamientos cimentaciones superficiales - CIP Tanks

Obra	B (m)	Asentamiento elástico (cm)	Asentamiento por consolidación (cm)
CIP Tanks	1,0	2,3	2,1
	5,0	13,0	11,1
	10,0	23,5	24,9

Fuente: Integral S.A., 2025

c. Módulos de balasto fundaciones superficiales

En la Figura 5.1.7.262 se presenta el ábaco de los módulos de reacción la fundación superficial de CIP Tanks.

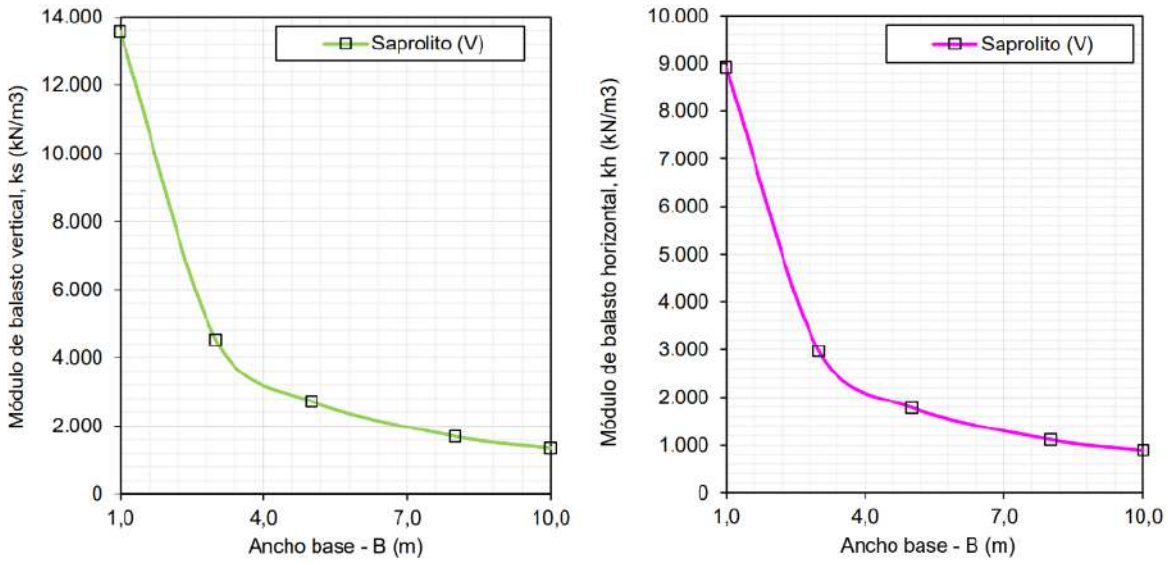


Figura 5.1.7.262 Ábaco de módulo de balasto para cimentaciones superficiales – CIP Tanks

Fuente: Integral S.A., 2025

B. Fundaciones Profundas

a. Capacidad de soporte fundaciones profundas

Para el dimensionamiento del sistema de fundación profunda, se construyeron ábacos de capacidad de carga de una pila con variación entre 1,0 m y 2,0 m de diámetro hasta una longitud máxima de 30,0 m, considerando el aporte de capacidad por punta. Los ábacos de capacidad de carga a compresión se muestran en el estado de servicio y de resistencia (ver Figura 5.1.7.263).

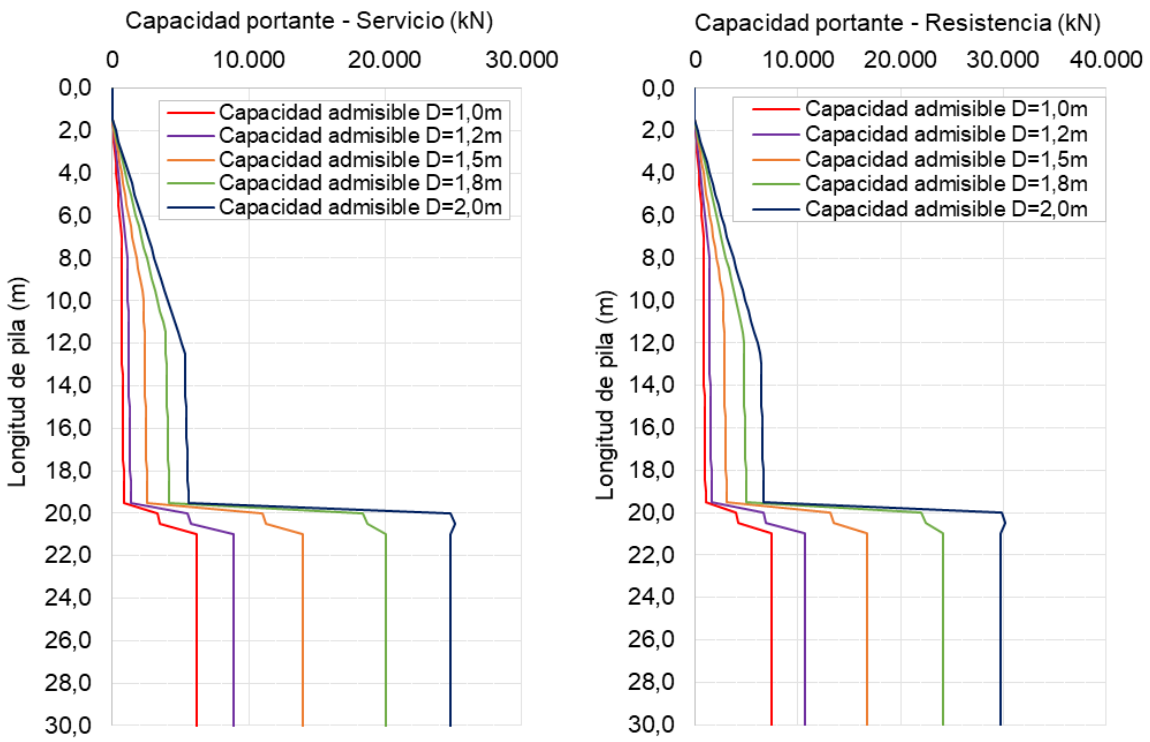


Figura 5.1.7.263 Capacidad de carga a compresión de una pila en estado de servicio y resistencia – CIP Tanks

Fuente: Integral S.A., 2025

b. Asentamientos fundaciones profundas

Del análisis de los asentamientos se obtuvo un rango de valores de asentamiento total máximo para diferentes diámetros de pila (D) entre 1,0 m y 2,0 m. En la Tabla 5.1.7.249 se presentan los resultados de asentamiento total obtenido a 30 m de longitud.

Tabla 5.1.7.249 Asentamientos cimentaciones profundas - CIP Tanks

Obra	D (m)	Asentamiento total (cm)
CIP Tanks	1,0	2,7
	1,2	2,4
	1,5	2,1
	1,8	1,9
	2,0	1,9

Fuente: Integral S.A., 2025

c. Módulos de balasto fundaciones profundas

A continuación, en la Figura 5.1.7.264 se presentan los módulos de balasto verticales y horizontales de pilas con diámetro entre 1,0 m y 2,0 m hasta una profundidad de 30,0 m.

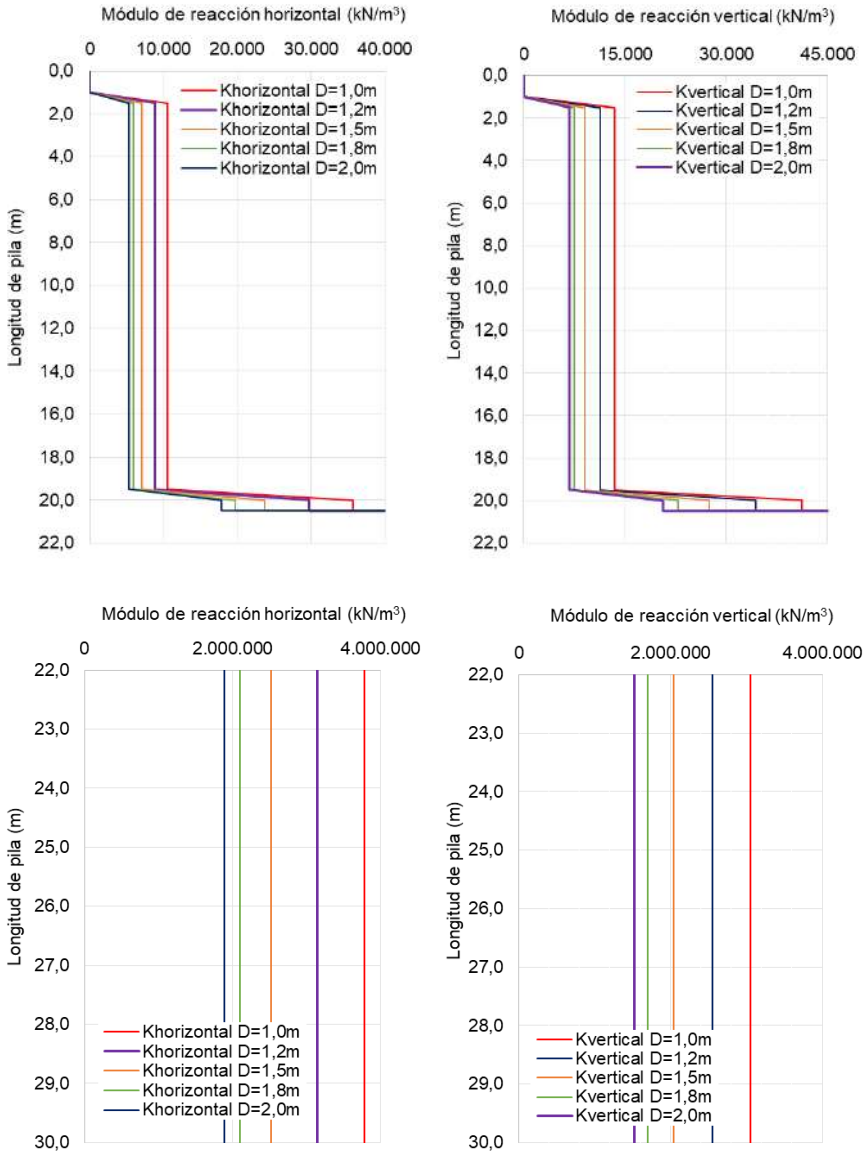


Figura 5.1.7.264 Módulo de balasto vertical y horizontal pilas – CIP Tanks. Las gráficas superiores representan los módulos de balasto hasta una longitud de 22,0 m y las gráficas inferiores los módulos de balasto para longitudes entre 22,0 m y 30,0 m

Fuente: Integral S.A., 2025

5.1.7.7.5 Depósitos

Para cada depósito, se verificó la capacidad de carga del suelo de fundación considerando las alturas máximas de relleno. Los análisis geotécnicos arrojaron como resultado que en todos los casos las solicitaciones máximas de servicio son menores a la capacidad admisible del suelo de fundación. Cabe mencionar que, en algunos casos, se recomendó

el mejoramiento del terreno en áreas específicas, a través de la remoción de estratos deficientes (depósitos o suelo residual) o la instalación de material de reemplazo tipo enrocado. La validación se restringió a la capacidad admisible por falla al corte, ya que este tipo de estructuras hace innecesario el control por asentamientos.

Para efectos prácticos, en el siguiente numeral se presenta el resultado para el caso más crítico, es decir, la validación de la capacidad de carga para el depósito K el cual corresponde al lleno con la mayor altura de conformación del proyecto. Los resultados de los demás depósitos se recopilan y pueden ser consultados en el ANEXOS_CARACTERIZACION_GEOTECNIA_ZODME_AXO_B.

Las metodologías y criterios de diseño establecidas para la comprobación de las capacidades de carga se realizaron con base en lo consignado en el documento de criterios de geotecnia (Integral S.A., 2025) el cual puede ser consultado en el ANEXOS_CARACTERIZACION_GEOTECNIA_PROYECTO_GENERAL_AXO_B.

A. Capacidad de soporte del suelo de fundación

En la Figura 5.1.7.265 se presenta el ábaco de validación de capacidad de carga del suelo de fundación del depósito K, para este depósito se requiere instalar material de reemplazo de 2,0 m de espesor en la base del lleno. El ábaco se realiza para profundidades de desplante entre 0,5 m y 1,5 m; para dimensiones del lleno que considera anchos (B) mínimos entre 10,0 m y 30,0 m y para largos (L) que van desde 10,0 m y 50,0 m.

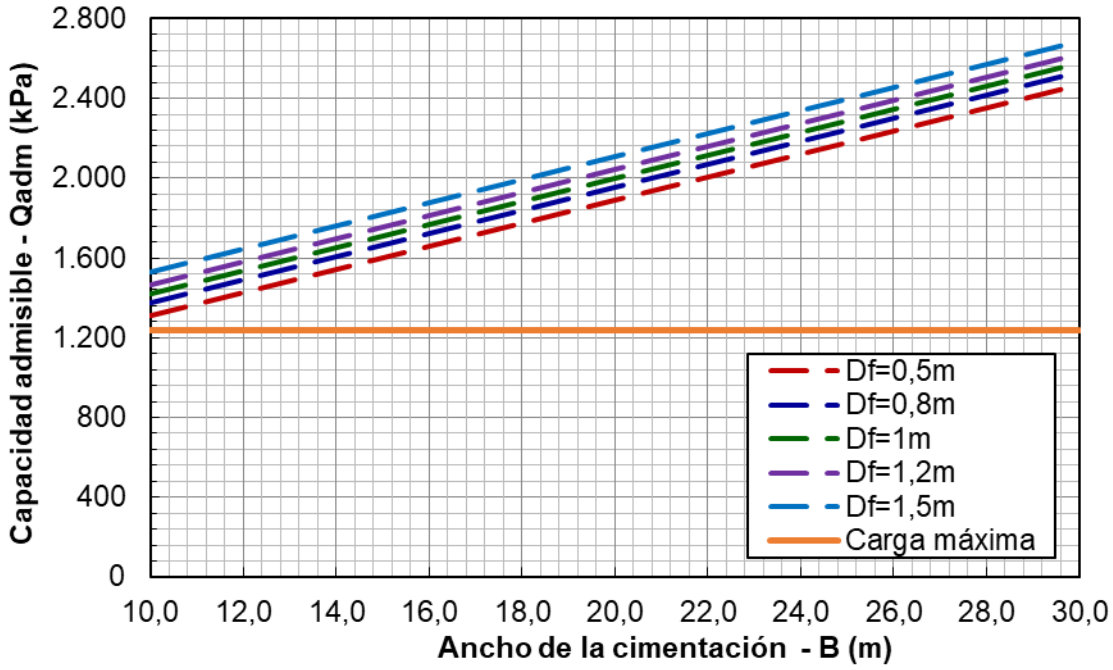


Figura 5.1.7.265 Ábaco capacidad de soporte admisible por cortante para el depósito K en condiciones de servicio

Fuente: Integral S.A. 2025

5.1.7.7.6 Conclusiones y recomendaciones

En este capítulo se identificó el perfil representativo de meteorización en los sitios donde se proyectan cimentaciones superficiales y profundas para la plataforma principal y el vertedero La Colorada. Para dichos sitios, se presentaron ábacos de capacidad de carga superficial con y sin control de asentamientos, así como cálculos de asentamientos. Además, se suministraron ábacos de capacidad de carga para pilas en la zona y sus asentamientos esperados, específicamente para la plataforma principal. Se incluyeron también los módulos de reacción o balasto correspondientes según el tipo de fundación.

Ambos métodos de cimentación, superficial y profunda, son viables para la construcción. Considerando las cargas preliminares proporcionadas por el cliente (Golder Associates Colombia S.A.S, 2020) y las dimensiones preliminares de las losas de apoyo, se recomienda definir desde el diseño estructural dimensiones de losas o pilas que sean constructivamente factibles, tomando en cuenta aspectos normativos para la definición de juntas, facilidades constructivas y la localización precisa de los puntos de apoyo.

Las zapatas o losas de fundación son factibles en dimensiones menores a 3,0 metros, considerando los asentamientos calculados. En caso de optar por cimentaciones tipo pila, se recomienda que sean preexcavadas, con diámetros superiores a 1,2 metros, y limitar el número de diámetros diferentes a un máximo de tres para facilitar la construcción.

Adicionalmente, para todas las cimentaciones tipo pila, se recomienda un empotramiento mínimo equivalente a tres veces el diámetro en roca tipo III o en rocas con menor grado de meteorización.

Finalmente, para todos los depósitos se analizó la capacidad de carga de los suelos de fundación bajo condiciones de altura máxima de lleno. De acuerdo con los resultados de dichos análisis, se concluye que las solicitaciones máximas de servicio son inferiores a la capacidad admisible por corte del suelo, considerando reemplazos de material donde fue necesario.

BIBLIOGRAFÍA

ANLA. (2016). *TDR 13 Términos de referencia para la elaboración de estudio de impacto ambiental- EIA proyectos de explotación minera.* Bogotá D.C: Ministerio de ambiente y desarrollo sostenible.

Arcila, M. G. (2020). *Modelo Nacional de Amenaza Sísmica para Colombia.* Bogotá.

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica - AIS. (2010). *Título A - Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente. NSR-10.* Bogotá.

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica [AIS]. (2010). *NSR-10 - Título A - Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente.* Bogotá: AIS.

Botero, A. (1963). Contribución al conocimiento de la geología de la z<ona central de Antioquia. *Anales Facultad de Minas, Universidad Nacional de Colombia - sede Medellín*.

Boulanger, R., & Idriss, I. (2010). *SPT Based Liquefaction Triggering Procedures.* David, California: Department of Civil and Environmental Engineering, University of California.

Boulanger, R., & Idriss, M. (2012). Probabilistic Standard Penetration Test-Based Liquefaction-Triggering Procedure. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1185-1195.

Bray, J., & Sancio, R. (2006). Assessment of the Liquefaction Susceptibility of Fine-Grained Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1165-1177.

Bureau of Reclamation. (2011). *Report DSO-13(9)-17 Design Standars No. 13, chapter 9, revision 17.* U.S. Department of the Interior.

CDA. (2019). *Technical Bulletin: Application of Dam Safety Guidelines to Mining Dams.* Canadian Dam Association.

Chica Sánchez, A. (2012). *Elaboración del modelo estructural para un área de 59 km2 localizados en la zonas de influencia directa e indirecta del Proyecto Gramalote, localizado en el municipio de Gramalote - Antioquia. Contrato G-0065-11 .* Medellín.

CIG2 INGENIEROS S.A.S. (2017). *Caracterización estructural 3D del macizo rocoso en el área de influencia de los pits del Proyecto Gramalote, San Roque - Antioquia. Contrato GCL17-0017.* Medellín.

Cornare. (2012). *Evaluación y Zonificación de Riesgos por avenida torrencial, inundación y movimiento en masa y dimensionamiento de procesos erosivos en el municipio de San Roque.*

Das, B. (2011). *Principles of foundation engineering.* Stamford, CT: CENGAGE Learning.

Deere, D., & Patton, F. (1971). Slope stability in residual soils. *Fourth Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 1*, (págs. 87-170). Puerto Rico.

Duncan, J. (2000). Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 307-316.

Esper, A. (2017). TMF Dam Design Analyses Report. En *Gramalote Prefeasibility Study Report number 179715117_1200-1_007_TR_0.*

Feininger, T., Barrero L, D., & Castro Q, N. (1972). Geología de parte de los departamentos de Antioquia y Caldas (Sub-zona II-B). *Boletin Geológico, XX*(2).

Feininger, T., Barrero, D., Castro, N., Ramirez, O., Lozano, H., & Vesga, J. (1970). *Memoria Explicativa de la Geología del oriente de Antioquia, cuadrángulo I-9 y parte de los cuadrángulos H-9, H-10, I-10, J-9 y J-10. Planchas 132 Yolombó - 148 San Carlos - 168 Argelia (Aquitánia) - 188 La Dorada - 117 Amalfi.* INGEOMINAS (Actualmente Servicio Geológico Colombiano - SGC), Antioquia.

Feininger, T.; Botero, G.;. (1982). *The Antioquian Batholit, Colombia.*

Gerla, P. (1988). Stress and fracture evolution in a cooling pluton: An example fron the Diamond Joe stock, western Arizona. *Journal of Volcanology and Geothermal Research*, 267-282.

Golder. (2020). *Gramalote Feasibility Process Plant Geotechnical Recommendations.*

Golder. (2021a). *Gramalote Feasibility Study – Waste Rock Facility and Stockpiles Geotechnical Design.*

Golder. (2021b). *Gramalote Feasibility Study – TMF Geotechnical Design Report.*

Golder Associates Colombia S.A.S. (2020). *Gramalote Feasibility- Process Plant Geotechnical Recommendations.* Bogotá.

Golder Associates Colombia S.A.S. (2017). *Evaluación Hidrogeológica – Documento Técnico del Proyecto Gramalote No. 179-715-1179.*

Golder Associates USA Inc. (2022). *SITE-SPECIFIC PROBABILISTIC - DETERMINISTIC SEISMIC HAZARD ASSESSMENT AND ACCELERATION TIME HISTORIES (Gramalote TSF Dam Site, Antioquia, Colombia).* Atlanta.

Gómez Londoño, E., & Catillo López, L. (2011). Análisis morfoestructural del cerro Manizales (Antioquia) y su relación con posibles manifestaciones auríferas en el Batolito Antioqueño. *Boletín de Ciencias de la Tierra*.

González I, H. (2001). *Memoria Explicativa del Mapa Geológico del Departamento de Antioquia. Escala 1:400.000.* INGEOMINAS, Antioquia, Medellín.

Hawley, M., & Cunning, J. (2017). *Guidelines for Mine Waste Dump and Stockpile Design, Large Open PIT (LOP) Project.* Claytib South Victoria, Australia: CSIRO Publishing.

Hidrogeocol. (2012). *Estudio Hidrogeológico Para la Línea Base del Proyecto Gramalote, en el Municipio de San Roque-Departamento de Antioquia. Informe Técnico de Prefactibilidad. Bogotá, July 2012.*

Hoek, E. C. (Junio de 2013). Quantification of the Geological Strength Index Chart Paper presented at the 47th U.S. Rock Mechanics/Geomechanics Symposium. *American Rock Mechanics Association*.

Hoek, E., & Brown, E. (1997). Practical estimates of rock. *Int J Rock Mech Min Sci Geomech*, 1165 - 1186.

Hynes-Griffin, M., & Franklin, A. (1984). Rationalizing the Seismic Coefficient Method. *Miscellaneous Paper GL-84-13, US Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station*, 21.

ICOLD. (2009). *Tropical residual soils as dam foundation and fill material, committee on materials for fills dams .*

INGEOMINAS. (1975). *Geología de la Plancha 132 - Yolombó.* INGEOMINAS (actualmente Servicio Geológico Colombiano-SGC), Antioquia. Medellín: Instituto de Investigación e Información Geocientífica, Minero-Ambiental y Nuclear (INGEOMINAS).

Integral. (2025). *I-I-0010734-VI-GG .* Medellin.

Integral S.A. (2015). *Estudio de Impacto Ambiental proyecto Gramalote. Descripción y caracterización ambiental del área de estudio.*

Integral S.A. (2020). *I-I-0010734-GG-GN Criterios de Diseño.* Medellín, Colombia.

Integral S.A. (2025). *I-I-0010734-GG-GN Criterios de Diseño.* Medellín, Colombia.

Integral S.A. (2020). *I-I-0010490-DG-GN-GG-R0: Memorando técnico - Diseño geotécnico obras de desviación.* Gramalote Colombia Limited, Antioquia.

Integral S.A. (2020). *I-I-0010490-ZM-GN-GG-R0: Memorando técnico - Diseño geotécnico ZODMEs.* Gramalote Colombia Limited, Antioquia.

Integral S.A. (2020). *Memorando Técnico - Diseño geotécnico obras de desviación.* Gramalote Colombia Limited, Antioquia.

Integral S.A. (2025). *I-I-0010734-GN-GN-CRITERIOS_GEOTECNIA.* Medellín, Colombia.

Integral S.A. (2025). *I-I-0010734-GN-GN-Criterios-R00.* Medellín, Colombia.

Inteinsa. (2013). *I-6000-055-Rev0 Mina Gramalote: Ensayos geofísicos de refracción sísmica, Desvío de la quebrada Guacas-Gramalote.* Medellín.

Inteinsa S.A. (2020). *Seismic Refraction and MASW Geophysical Surveys Gramalote Project.*

Inteinsa S.A. (2020). *Seismic Refraction And Masw Geophysical Surveys Gramalote Projectb Final Report I-6000-381 Rev0.*

INVIAS. (2015). *Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP 14.* Bogotá, Colombia: Ministerio de Transporte.

Knight Piésold and Co. (2013). *Gramalote Project FEED Program. Integral Guacas Diversion Investigation Pro.*

Kokusho, T. (2004). Nonlinear site response and strain-dependent soil properties. *Current Science*, 1363-1369.

Linsley, R. K. (1977). *Hidrología para ingenieros.* Bogotá: McGraw-Hill.

Lu, Q., & Low, B. (2011). Probabilistic analysis of underground rock excavations using response surface method and SORM. *Computers and Geotechnics*, 1008-1021.

Mao, N., Al-Bittar, T., & Soubra, H. (2012). Probabilistic analysis and design of strip foundations resting on rocks obeying Hoek-Brown failure criterion. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 45-58.

Massih, D., & Soubra, A. (2008). Reliability-based analysis of strip footings using surface methodology. *International Journal of Geomechanics*, 134-143.

Millán, J. & González, A. (2001). *Evaluación de la acción del hombre en los estudios de amenaza y riesgo por deslizamiento en Bogotá (Colombia).* Bogotá: III Simposio Panamericano de Deslizamientos.

Ordóñez, O., & Pimentel, M. (2001). Consideraciones geocronológicas e isotópicas del Batolito Antioqueño. *Revista de la Academia Colombiana de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales*.

Page, W. D. (1986). *Seismic Geology and Seismicity of Northwestern Colombia.* Medellín.

Paris, G. M. (2000). *Map and database of Quaternary faults and folds in Colombia and its offshore regions.* USGS.

PEER. (2023). *PEER Workshop on Liquefaction Susceptibility.* Berkeley, California: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California.

Pérez, G. (1967). Determinación de la edad absoluta de algunas rocas de Antioquia por métodos radioactivos. *Dyna. Universidad Nacional*, 27-31.

Ramirez F; González A.J. (1989). *Sistema Semicuantitativo de Evaluación a Escala Intermedia de Zonas Homogéneas de Estabilidad- I.* Paipa: Simposio Suramericano de Deslizamientos.

Robertson, P. (2015). Comparing CPT and Vs Liquefaction Triggering Methods. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 9.

Rocscience. (2018). *Slide 2018 Tutorial Manual Probabilistic Analysis .* Rocscience.

SARA. (2016). *South America Risk Assessment (SARA) Hazardous Crustal Fault Database*. Obtenido de https://sara.openquake.org/start

Servicio Geológico Colombiano - SGC. (06 de Julio de 2022). *Sismicidad histórica de Colombia*. Obtenido de Sismicidad histórica de Colombia: http://sish.sgc.gov.co/visor/

Servicio Geológico Colombiano. (2016). *Guía Metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa.*

Servicio Geológico Colombiano. (2016). *Guía metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad, y riesgo por movimiento en masa.* Bogotá, DC: Imprenta Nacional de Colombia.

Soil Conservation Service. (1972). *National Engineering Handbook, Section 4: Hydrology.* United States: Department of Agriculture.

The British Standards Institution. (2015). *Code of practice for ground investigations.* Londres.

Tierra Group International Ltd. (2025). *Reporte de Investigación Geotécnica – Deposito El Balzal.*

Valencia, M. (2007). *Estilos Estructurales y Ocurrencias Minerales Gramalote Regional - Fase II. Internal Report, Anglo gold Ashanti Colombia.*

Vesic, A. S. (1977). *Design of Pile Foundations.* Washington, DC.: National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Practice núm. 42, Transportation Research Board.

Woodward & Clyde consultants. (1980). *Phase 1, Preliminary seismic hazard study Ituango Project, Colombia.* Medellín: Integral - ISA.

WSP Golder. (2022). *Site-Specific Probabilistic-Deterministic Seismic Hazard Assessment and Acceleration Time Histories.* Atlanta, Georgia, USA: Informe preparado par B2Gold y Anglo Gold Ashanti.