

Desarrollador: Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados.

Estudio de Impacto Ambiental **Proyecto V Ampliación del Acueducto Metropolitano (PVAAM)**

Expediente N°: D1-20590-2017-SETENA

Provincias: Cartago y San José.
Cantones: Paraíso, Cartago, El Guarco,
Desamparados y Curridabat.

TOMO IV

Descripción del Ambiente Físico (Geología & Geotecnia)

Estudio elaborado por el ICE
Setiembre 2018



INSTITUTO COSTARRICENSE DE
ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS

Índice de contenidos del Capítulo 7 / Tomo IV

7. Descripción del Ambiente Físico.....	15
7.1. Geología.....	15
7.1.1. Aspectos geológicos regionales	15
7.1.1.1. Fallamiento regional	15
7.1.1.2. Estratigrafía regional	16
7.1.1.3. Rocas Sedimentarias	16
7.1.1.4. Rocas Volcánicas Oligoceno-Mioceno.....	17
7.1.1.5. Rocas Volcánicas Plioceno-Pleistoceno.....	18
7.1.1.6. Rocas Arco Volcánico Actual	18
7.1.2. Aspectos geológicos locales.....	21
7.1.2.1. Componente 1 (Desarenador)	21
7.1.2.2. Componente 2 (Obras Subterráneas, Túnel El Llano)	24
7.1.2.3. Componente 2 (Obras Subterráneas, Túnel Tejar)	30
7.1.2.4. Componente 2 (Obras Subterráneas, Túnel Lajas).....	36
7.1.2.5. Componente 2 (Tuberías de conducción).....	39
7.1.2.6. Componente 3 (Planta Potabilizadora)	49
7.1.2.7. Componente 4	49
7.1.3. Análisis estructural y evaluación.....	53
7.1.4. Mapas geológicos del AP y AID.....	54
7.1.5. Caracterización geotécnica.....	55
7.1.5.1. Desarenador	55
7.1.5.2. Obras subterráneas.....	63
7.1.5.3. Conducción Superficial.....	90
7.1.5.4. Planta potabilizadora	134
7.1.5.5. Sistema de distribución	141
7.1.5.6. Caminos.....	222
7.1.5.7. Escombreras	225
7.1.6. Estabilidad de taludes	245
7.1.6.1. Desarenador.....	245
7.1.6.2. Portales de entrada y salida en túneles de conducción	252
7.1.6.3. Escombreras	273
7.2. Referencias bibliográficas.....	279

Índice de cuadros del Capítulo 7 / Tomo IV

Cuadro.7.1.1. Registro de los resultados de laboratorio (contenido de humedad y clasificación SUCS) para los suelos presentes en el sitio del Desarenador.....	56
Cuadro.7.1.2. Registro de los resultados de campo y laboratorio obtenidos en los ensayos de densidad con anillo en el sitio del Desarenador.	57
Cuadro.7.1.3. Propiedades físicas de las unidades geotécnicas correspondientes con los suelos presentes en el sitio del desarenador.	59
Cuadro.7.1.4. Propiedades de resistencia de las unidades geotécnicas correspondientes con los suelos presentes en el sitio del desarenador.	59
Cuadro.7.1.5. Propiedades físicas y de resistencia de la roca intacta de las unidades geotécnicas correspondientes con el macizo rocoso presente en el sitio del desarenador.	59
Cuadro.7.1.6. Clasificación geomecánica del macizo rocoso presente en el sitio del desarenador.	60
Cuadro.7.1.7. Propiedades de resistencia del macizo rocoso presente en el sitio del desarenador.	60
Cuadro.7.1.8. Propiedades físicas de la roca intacta para cada tipo de roca sana presente en el túnel El Llano.	66
Cuadro.7.1.9. Propiedades físicas del intrusivo arenitizado, al final de la conducción del túnel El Llano.	66
Cuadro.7.1.10. Propiedades de resistencia de la roca intacta para cada tipo de roca presente en el túnel El Llano.	67
Cuadro.7.1.11. Constante de resistencia m_i para cada tipo de roca presente en el túnel el Llano.	67
Cuadro.7.1.12. Características más frecuentes de los principales sistemas de discontinuidades presentes en el túnel El Llano.	68
Cuadro.7.1.13. Resultados del rebote del martillo Schmidt y pruebas de volteo como insumos para determinar la resistencia al corte de los planos de discontinuidad en el túnel El Llano. ..	69
Cuadro.7.1.14. Resultados obtenidos de los ensayos Goodman Jack en las perforaciones del túnel El Llano.	69
Cuadro.7.1.15. Clasificaciones geomecánicas y propiedades de resistencia de las unidades geotécnicas definidas a lo largo del túnel El Llano.	76
Cuadro.7.1.16. Propiedades físicas de la roca intacta para cada tipo de roca presente en el túnel Tejar.	76
Cuadro.7.1.17. Propiedades de resistencia de la roca intacta para cada tipo de roca presente en el túnel Tejar.	77
Cuadro.7.1.18. Constante de resistencia m_i para cada tipo de roca presente en el túnel el Tejar.	77
Cuadro.7.1.19. Características más frecuentes de los principales sistemas de discontinuidades presentes en el túnel Tejar.	78
Cuadro.7.1.20. Resultados del rebote del martillo Schmidt y pruebas de volteo como insumos para determinar la resistencia al corte de los planos de discontinuidad en el túnel Tejar.	78
Cuadro.7.1.21. Resultados obtenidos de los ensayos Goodman Jack en la perforación PAyA – LTT - 01 del túnel Tejar.	79
Cuadro.7.1.22. Clasificaciones geomecánicas y propiedades de resistencia de las unidades geotécnicas definidas a lo largo del túnel Tejar.	84
Cuadro.7.1.23. Propiedades geotécnicas de la roca intacta para la arenisca alterada presente en el túnel Lajas.	84
Cuadro.7.1.24. Características geotécnicas de los principales sistemas de discontinuidades presentes en el túnel Lajas.	85
Cuadro.7.1.25. Clasificaciones geomecánicas y propiedades de resistencia de las unidades geotécnicas definidas a lo largo del túnel Lajas.	87

Cuadro.7.1.26. Registro de los resultados obtenidos de ensayos de compresión inconfiada de la perforación P _A Y _A – LTLI- 03 considerados para el inicio del Sector 3.....	92
Cuadro.7.1.27. Registro de los datos de N ₆₀ para cada SPT en el Sector 3 de la conducción superficial.....	93
Cuadro.7.1.28. Registro de los resultados de laboratorio (contenido de humedad y la clasificación SUCS) para los suelos presentes a lo largo de la conducción en el Sector 3.	94
Cuadro.7.1.29. Registro de los resultados de veleta en las trincheras exploratorios del sector 3.	94
Cuadro.7.1.30. Registro de los datos de N ₆₀ para los ensayos SPT del N°13 al N°20 en el Sector 5 de la conducción superficial.	99
Cuadro.7.1.31. Registro de los datos de N ₆₀ para los ensayos SPT del N°21 al N°29 en el Sector 5 de la conducción superficial.	99
Cuadro.7.1.32. Registro de los resultados de laboratorio (contenido de humedad y clasificación SUCS) para los suelos presentes a lo largo de la conducción en el Sector 5.	100
Cuadro.7.1.33. Registro de los datos de N ₆₀ para los ensayos SPT del N°30 al N°37 en el Sector 6 de la conducción superficial.	106
Cuadro.7.1.34. Registro de los datos de N ₆₀ para los ensayos SPT del N°38 al N°44 en el Sector 6 de la conducción superficial.	106
Cuadro.7.1.35. Registro de los resultados de laboratorio (contenido de humedad y clasificación SUCS) para los suelos presentes a lo largo de la conducción en el Sector 6.	107
Cuadro.7.1.36. Registro de los datos de N ₆₀ para cada SPT en el Sector 7 de la conducción superficial.....	113
Cuadro.7.1.37. Registro de los resultados de laboratorio (contenido de humedad y clasificación SUCS) para los suelos presentes a lo largo de la conducción en el Sector 7.	113
Cuadro.7.1.38. Registro de los datos de N ₆₀ para cada SPT realizado en la Planta Potabilizadora.....	136
Cuadro.7.1.39. Registro de los resultados de laboratorio (contenido de humedad y clasificación SUCS) para los suelos presentes en el sitio de la Planta Potabilizadora	138
Cuadro.7.1.40. Registro de los resultados de laboratorio (compresión inconfiada y triaxial) para los suelos presentes en el sitio de la Planta Potabilizadora.....	138
Cuadro.7.1.41. Registro de los resultados de ensayos de veleta en las trincheras exploratorias en la Planta Potabilizadora.....	139
Cuadro.7.1.42. Propiedades geotécnicas de las unidades presentes en el sitio de Planta Potabilizadora.....	140
Cuadro.7.1.43. Ubicación de Perforaciones SPT, Tramo Planta Potabilizadora – Damas....	143
Cuadro.7.1.44. Ubicación de Perforaciones SPT, Tramo Damas – Maiquetía.	143
Cuadro.7.1.45. Ubicación de Perforaciones SPT, Tramo Damas – Fátima.	144
Cuadro.7.1.46. Ubicación de Perforaciones SPT, Tramo Fátima – Hacienda Vieja.	144
Cuadro.7.1.47. Ubicaciones de Perforaciones SPT, Estaciones de Válvulas.....	144
Cuadro.7.1.48. Ubicación de Perforaciones SPT, Pasos de Ríos y Quebradas.....	145
Cuadro.7.1.49. Ubicación de Perforaciones DMT en las estaciones de válvulas.	145
Cuadro.7.1.50. Ubicación de ensayos con penetrómetro de cono en pasos de ríos y quebradas.	145
Cuadro.7.1.51. Resultados de prueba con SPT, Tramo Planta potabilizadora – Damas.	146
Cuadro.7.1.52. Resultados de laboratorio del tramo Planta potabilizadora – Damas.....	147
Cuadro.7.1.53. Resultados de prueba con SPT, Tramo Damas – Maiquetía.	148
Cuadro.7.1.54. Resultados de laboratorio del Tramo Damas – Maiquetía.	149
Cuadro.7.1.55. Resultados de pruebas con SPT, Tramo Damas – Fátima.	149
Cuadro.7.1.56. Resultados de laboratorio del Tramo Damas – Fátima.	150
Cuadro.7.1.57. Resultados de pruebas con SPT, Tramo Fátima – Hacienda Vieja.	150
Cuadro.7.1.58. Resultados de laboratorio del Tramo Fátima – Hacienda Vieja	151
Cuadro.7.1.59. Resultados de pruebas con SPT, Estación de válvulas Damas.....	152
Cuadro.7.1.60. Resultados de pruebas con DMT, Estación Damas.	152

Cuadro.7.1.61. Resultados de laboratorio en la estación de válvulas Damas.....	152
Cuadro.7.1.62. Resultados de pruebas con SPT, Estación de válvulas Jorco.....	152
Cuadro.7.1.63. Resultados de pruebas con DMT, Estación Jorco.....	153
Cuadro.7.1.64. Resultados de laboratorio en la estación de válvulas Jorco.....	153
Cuadro.7.1.65. Resultados de pruebas con SPT, Estación de válvulas Fátima.....	153
Cuadro.7.1.66. Resultados de pruebas con DMT, Estación Fátima.....	154
Cuadro.7.1.67. Resultados de laboratorio en la estación de válvulas Fátima.....	154
Cuadro.7.1.68. Resultados de pruebas con SPT en pasos de ríos y quebradas.....	154
Cuadro.7.1.69. Resultados de pruebas con Penetrómetro de Cono, Pasos de Ríos y Quebradas.....	155
Cuadro.7.1.70. Resultados de laboratorio en los pasos de ríos y quebradas.....	155
Cuadro.7.1.71. Resumen e interpretación de los resultados de perfiles geofísicos en la zona de Tanques Jesús de Praga.....	157
Cuadro.7.1.72. Propiedades de las Unidades Geotécnicas en el tramo Planta potabilizadora – Damas.....	159
Cuadro.7.1.73. Propiedades de las Unidades Geotécnicas en el tramo Damas – Maiquetía.....	164
Cuadro.7.1.74. Propiedades de las Unidades Geotécnicas en el tramo Damas – Fátima....	173
Cuadro.7.1.75. Propiedades de las Unidades Geotécnicas en el tramo Fátima – Hacienda Vieja.....	176
Cuadro.7.1.76. Propiedades de la Unidad Geotécnica en la Estación de válvulas Damas...	181
Cuadro.7.1.77. Propiedades de la Unidad Geotécnica en la Estación de válvulas Jorco.....	181
Cuadro.7.1.78. Propiedades de la Unidad Geotécnica en la Estación de válvulas Fátima. ..	181
Cuadro.7.1.79. Descripción de pasos de ríos y quebradas actual y propuesta.....	182
Cuadro.7.1.80. Propiedades de las Unidades Geotécnicas en el paso PRQ-1.....	183
Cuadro.7.1.81. Propiedades de las Unidades Geotécnicas en el paso PRQ-2.....	183
Cuadro.7.1.82. Propiedades de las Unidades Geotécnicas en el paso PRQ-3.....	184
Cuadro.7.1.83. Propiedades de las Unidades Geotécnicas en el paso PRQ-4.....	185
Cuadro.7.1.84. Propiedades de las Unidades Geotécnicas en el paso PRQ-5.....	186
Cuadro.7.1.85. Propiedades de las Unidades Geotécnicas en el paso PRQ-6.....	187
Cuadro.7.1.86. Propiedades de las Unidades Geotécnicas en el paso PRQ-7.....	188
Cuadro.7.1.87. Propiedades de las Unidades Geotécnicas en el PRQ-8.....	189
Cuadro.7.1.88. Propiedades de la Unidad Geotécnica en el paso PRQ-13.....	190
Cuadro.7.1.89. Propiedades de la Unidad Geotécnica en el paso PRQ-14.....	191
Cuadro.7.1.90. Propiedades de la Unidad Geotécnica en el paso PRQ-15.....	192
Cuadro.7.1.91. Propiedades de las Unidades Geotécnicas en el paso PRQ-16.....	193
Cuadro.7.1.92. Propiedades de las Unidades Geotécnicas en el paso PRQ-17.....	194
Cuadro.7.1.93. Propiedades geomecánicas de Unidades Geotécnicas, PRQ-18.....	195
Cuadro.7.1.94. Propiedades de la Unidad Geotécnica en el paso PRQ-19.....	196
Cuadro.7.1.95. Propiedades de las Unidades Geotécnicas en el paso PRQ-20.....	197
Cuadro.7.1.96. Propiedades de las Unidades Geotécnicas en el Tanque Jesús de Praga. .	198
Cuadro.7.1.97. Resumen de la descripción geotécnica de los materiales encontrados en las trincheras exploratorias realizadas en la escombrera Piedra Grande.....	226
Cuadro.7.1.98. Propiedades geotécnicas del material de fundación para la conformación de la escombrera piedra grande.....	229
Cuadro.7.1.99. Principales resultados (resistencia al corte y peso específico) obtenidos de la ejecución de ensayos DMT en el sitio de escombrera Guatuso.....	230
Cuadro.7.1.100. Contenido de humedad y clasificación SUCS de los materiales presentes en el sitio de escombrera Guatuso.....	230
Cuadro.7.1.101. Propiedades geotécnicas de los materiales presentes en la fundación del sitio de escombrera Guatuso.....	235
Cuadro.7.1.102. Principales resultados (resistencia al corte y peso específico) obtenidos de la ejecución de ensayos DMT en el sitio de escombrera Coris.....	237

Cuadro.7.1.103. Contenido de humedad y clasificación SUCS de los materiales presentes en el sitio de escombrera Coris.....	237
Cuadro.7.1.104. Propiedades geotécnicas de los materiales presentes en la fundación del sitio de escombrera Coris.....	240
Cuadro.7.1.105. Ubicación de Perforaciones SPT en la escombrera Damas.....	240
Cuadro.7.1.106. Resultados de pruebas con SPT, Escombrera Damas.....	241
Cuadro.7.1.107. Resultados de laboratorio de la Escombrera Damas.....	241
Cuadro.7.1.108. Propiedades de las Unidades Geotécnicas en las Escombrera Damas.....	241
Cuadro.7.1.109. Resultados de pruebas con SPT, Escombrera Jorco.....	243
Cuadro.7.1.110. Resultados de laboratorio de la Escombrera Jorco.....	243
Cuadro.7.1.111. Propiedades de las Unidades Geotécnicas en la Escombrera Jorco.....	243
Cuadro.7.1.112. Resultados de los análisis de estabilidad para el talud del Portal del Túnel de Ventana (perfil A-A, Figura 7.1.162).....	248
Cuadro.7.1.113. Resultados de los análisis de estabilidad para el talud del Portal del Túnel El Llano (Perfil A-A, Figura 7.1.162).....	248
Cuadro.7.1.114. Resultados de los análisis de estabilidad para el talud del Perfil B – B (Figura 7.1.162).....	248
Cuadro.7.1.115. Resultados de los análisis de estabilidad para el talud del Perfil C – C (Figura 7.1.162).....	249
Cuadro.7.1.116. Distribución porcentual por áreas, según el tipo de soporte de los taludes en la excavación del Desarenador.....	250
Cuadro.7.1.117. Resultados de los análisis de estabilidad para el talud del Portal de Salida del túnel El Llano (Perfil longitudinal A-A, Figura 7.1.164).....	253
Cuadro.7.1.118. Resultados de los análisis de estabilidad para el talud del Portal de Entrada del túnel Tejar (Perfil longitudinal A-A, Figura 7.1.167).....	257
Cuadro.7.1.119. Resultados de los análisis de estabilidad para el talud del Portal de Salida del túnel Tejar (Perfil longitudinal A-A, Figura 7.1.170).....	262
Cuadro.7.1.120. Resultados de los análisis de estabilidad para el talud del Portal de Entrada del túnel Lajas (Figura 7.1.173).....	265
Cuadro.7.1.121. Resultados de los análisis de estabilidad para el talud del Portal de Salida del túnel Lajas (Perfil longitudinal A-A, Figura 7.1.174).....	268
Cuadro.7.1.122. Propiedades geotécnicas de los materiales a considerar como rellenos de los sitios de escombrera.....	274
Cuadro.7.1.123. Resultados de los análisis de estabilidad para el relleno de la escombrera Piedra Grande.....	274
Cuadro.7.1.124. Resultados de los análisis de estabilidad para el relleno de la escombrera Cedral.....	275
Cuadro.7.1.125. Resultados de los análisis de estabilidad para el relleno de la escombrera Guatuso.....	276
Cuadro.7.1.126. Resultados de los análisis de estabilidad para el relleno de la escombrera Coris.....	276
Cuadro.7.1.127. Resultados de los análisis de estabilidad para el relleno de la escombrera Damas.....	277
Cuadro.7.1.128. Resultados de los análisis de estabilidad para el relleno de la escombrera Jorco.....	278

Índice de figuras del Capítulo 7 / Tomo IV

Figura 7.1.1. Mapa Geológico Regional.....	20
Figura 7.1.2. Mapa Geológico Componente 1 Desarenador.....	23
Figura 7.1.3. Mapa Geológico Componente 2 Obras Subterráneas-Túnel El Llano.....	26
Figura 7.1.4. Perfil Geológico Componente 2 Obras Subterráneas-Túnel El Llano. (0+000 a 1+700).....	27
Figura 7.1.5. Perfil Geológico Componente 2 Obras Subterráneas-Túnel El Llano. (1+700 a 3+300).....	28
Figura 7.1.6. Perfil Geológico Componente 2 Obras Subterráneas-Túnel El Llano. (3+400 a 4+700).....	29
Figura 7.1.7. Mapa Geológico Componente 2 Obras Subterráneas-Túnel Tejar.....	32
Figura 7.1.8. Perfil Geológico Componente 2 Obras Subterráneas-Túnel Tejar. (0+000 a 1+200).....	33
Figura 7.1.9. Perfil Geológico Componente 2 Obras Subterráneas-Túnel Tejar. (1+300 a 2+500).....	34
Figura 7.1.10. Perfil Geológico Componente 2 Obras Subterráneas-Túnel Tejar. (2+500 a 3+669).....	35
Figura 7.1.11. Mapa Geológico Componente 2 Obras Subterráneas-Túnel Lajas y Tuberías de conducción sector 07.....	37
Figura 7.1.12. Perfil Geológico Componente 2 Obras Subterráneas-Túnel Lajas.....	38
Figura 7.1.13. Mapa Geológico Componente 2 Tuberías de conducción Sector 3.....	42
Figura 7.1.14. Mapa Geológico Componente 2 Tuberías de conducción Sector 5.....	45
Figura 7.1.15. Mapa Geológico Componente 2 Tuberías de conducción Sector 6.....	48
Figura 7.1.16. Mapa Geológico Componente 3 Planta Potabilizadora.....	50
Figura 7.1.17. Mapa Geológico Componente 4 Tuberías de distribución Tramo N°1, 2, 3 y 4.....	51
Figura 7.1.18. Ubicación de las trincheras realizadas (exploración geotécnica) en la zona del desarenador.....	56
Figura 7.1.19. Modelo geotécnico representado en el perfil longitudinal de la estructura del desarenador.....	57
Figura 7.1.20. Sectores del Desarenador para el cálculo de capacidad soportante y asentamientos.....	60
Figura 7.1.21. Gráfico de variación en la capacidad soportante admisible para la UG3, tramo 1 del Desarenador.....	61
Figura 7.1.22. Gráfico de variación en la capacidad soportante admisible para la UG5, tramo 2 del Desarenador.....	62
Figura 7.1.23. Gráfico de asentamientos elásticos para la UG3, tramo 1 del Desarenador....	63
Figura 7.1.24. Diagrama de flujo para la elaboración de los modelos Geotécnicos de los túneles de conducción.....	64
Figura 7.1.25. Modelo geológico geotécnico del túnel de conducción El Llano entre las estaciones 0+000 a 1+000.....	70
Figura 7.1.26. Modelo geológico geotécnico del túnel de conducción El Llano entre las estaciones 1+000 a 2+000.....	71
Figura 7.1.27. Modelo geológico geotécnico del túnel de conducción El Llano entre las estaciones 2+000 a 3+000.....	72
Figura 7.1.28. Modelo geológico geotécnico del túnel de conducción El Llano entre las estaciones 3+000 a 4+000.....	73
Figura 7.1.29. Modelo geológico geotécnico del túnel de conducción El Llano entre la estación 4+000 hasta el final de túnel.....	74
Figura 7.1.30. Modelo geológico geotécnico del túnel de conducción Tejar entre las estaciones 0+000 a 1+300.....	80

Figura 7.1.31. Modelo geológico geotécnico del túnel de conducción Tejar entre las estaciones 1+300 a 2+500.	81
Figura 7.1.32. Modelo geológico geotécnico del túnel de conducción Tejar entre la estación 2+500 hasta el final del túnel.	82
Figura 7.1.33. Modelo geológico geotécnico del túnel Lajas para el paso de la tubería de conducción.	86
Figura 7.1.34. Distribución porcentual de los tipos de comportamiento ante la excavación y soporte temporal en el túnel El Llano.	89
Figura 7.1.35. Distribución porcentual de los tipos de comportamiento ante la excavación y soporte temporal en el túnel Tejar.	89
Figura 7.1.36. Distribución porcentual de los tipos de comportamiento ante la excavación y soporte temporal en el túnel Lajas.	90
Figura 7.1.37. Diagrama de flujo para la elaboración de los modelos geotécnicos en la conducción superficial.	91
Figura 7.1.38. Modelo geotécnico del sector 3 de la conducción superficial entre las estaciones 0+000 a 1+300.	96
Figura 7.1.39. Modelo geotécnico del sector 3 de la conducción superficial entre las estaciones 1+300 a 2+600.	97
Figura 7.1.40. Modelo geotécnico del sector 3 de la conducción superficial desde la estación 2+600 hasta el final de la conducción (inicio del túnel Tejar.	98
Figura 7.1.41. Modelo geotécnico del sector 5 de la conducción superficial entre las estaciones 0+000 a 1+300.	102
Figura 7.1.42. Modelo geotécnico del sector 5 de la conducción superficial entre las estaciones 1+300 a 2+300.	103
Figura 7.1.43. Modelo geotécnico del sector 5 de la conducción superficial entre las estaciones 2+300 a 3+600.	104
Figura 7.1.44. Modelo geotécnico del sector 5 de la conducción superficial entre las estaciones 3+600 a 4+877 (fin del sector).	105
Figura 7.1.45. Modelo geotécnico del sector 6 de la conducción superficial entre las estaciones 0+000 a 1+300.	109
Figura 7.1.46. Modelo geotécnico del sector 6 de la conducción superficial entre las estaciones 1+300 a 2+700.	110
Figura 7.1.47. Modelo geotécnico del sector 6 de la conducción superficial entre las estaciones 2+700 a 4+100.	111
Figura 7.1.48. Modelo geotécnico del sector 6 de la conducción superficial entre las estaciones 4+100 a 5+333 (fin del sector).	112
Figura 7.1.49. Modelo geotécnico del sector 7 de la conducción superficial entre las estaciones 0+000 a 0+450.	115
Figura 7.1.50. Modelo geotécnico del sector 7 de la conducción superficial entre las estaciones 0+450 a 0+917 (fin del sector).	116
Figura 7.1.51. Capacidad soportante admisible para los bloques de anclaje y monturas del sector 3.	118
Figura 7.1.52. Capacidad de carga admisible para los bloques de anclaje y monturas del sector 3.	119
Figura 7.1.53. Asentamientos elásticos para los bloques de anclaje y monturas del sector 3.	120
Figura 7.1.54. Asentamientos elásticos para los bloques de anclaje y monturas del sector 3.	121
Figura 7.1.55. Asentamientos elásticos para los bloques de anclaje y monturas del sector 3.	122
Figura 7.1.56. Asentamientos elásticos para los bloques de anclaje y monturas del sector 3.	123

Figura 7.1.57. Capacidad soportante admisible para los bastiones del puente sobre el río Navarro.....	124
Figura 7.1.58. Asentamientos elásticos para los bastiones del puente sobre el río Navarro.	125
Figura 7.1.59. Capacidad soportante admisible para los bloques de anclaje, monturas y pilares del sector 7.....	127
Figura 7.1.60. Asentamientos elásticos para los bloques de anclaje, monturas y pilares del sector 7.....	128
Figura 7.1.61. Asentamientos elásticos para los bloques de anclaje, monturas y pilares del sector 7.....	129
Figura 7.1.62. Distribución porcentual de los tipos de secciones de excavación, terraplenes y tubería expuesta a lo largo de la conducción superficial en el Sector 3.	132
Figura 7.1.63. Distribución porcentual de los tipos de secciones de excavación a lo largo de la conducción superficial en el Sector 5.....	132
Figura 7.1.64. Distribución porcentual de los tipos de secciones de excavación a lo largo de la conducción superficial en el Sector 6.....	133
Figura 7.1.65. Distribución porcentual de los tipos de secciones de excavación, terraplenes, tubería expuesta y tubería en galería a lo largo de la conducción superficial en el Sector 7.	133
Figura 7.1.66. Diagrama de flujo para la elaboración del modelo Geotécnico de la Planta Potabilizadora.....	134
Figura 7.1.67. Ubicación de los sondeos geotécnicos efectuados en el sitio de la planta potabilizadora	135
Figura 7.1.68. Representación gráfica del modelo geotécnico del sitio de la planta potabilizadora	140
Figura 7.1.69. Ubicación de los ensayos geotécnicos a lo largo del sistema de distribución.	142
Figura 7.1.70. Modelo geológico – geotécnico tramo Planta Potabilizadora – Damas Est. 0+000 – 0+900.....	160
Figura 7.1.71. Modelo geológico – geotécnico tramo Planta Potabilizadora – Damas Est. 0+900 – 1+850.....	161
Figura 7.1.72. Modelo geológico – geotécnico tramo Planta Potabilizadora – Damas Est. 1+850 – 2+800.....	162
Figura 7.1.73. Modelo geológico – geotécnico tramo Planta Potabilizadora – Damas Est. 2+800 – 3+900.....	163
Figura 7.1.74. Modelo geológico – geotécnico tramo Damas - Maiquetía Est. 0+000 – 1+300.	166
Figura 7.1.75. Modelo geológico – geotécnico tramo Damas - Maiquetía Est. 1+300 – 2+500.	167
Figura 7.1.76. Modelo geológico – geotécnico tramo Damas - Maiquetía Est. 2+500 – 3+800.	168
Figura 7.1.77. Modelo geológico – geotécnico tramo Damas - Maiquetía Est. 3+800 – 5+100.	169
Figura 7.1.78. Modelo geológico – geotécnico tramo Damas - Maiquetía Est. 5+100 – 6+400.	170
Figura 7.1.79. Modelo geológico – geotécnico tramo Damas - Maiquetía Est. 6+400 – 7+700.	171
Figura 7.1.80. Modelo geológico – geotécnico tramo Damas - Maiquetía Est. 7+700 – 8+954.	172
Figura 7.1.81. Modelo geológico – geotécnico tramo Damas - Fátima Est. 0+000 – 1+250.	174
Figura 7.1.82. Modelo geológico – geotécnico tramo Damas - Fátima Est. 1+250 – 2+478.	175
Figura 7.1.83. Modelo geológico – geotécnico tramo Fátima – Hacienda Vieja Est. 0+000 – 1+250.....	177
Figura 7.1.84. Modelo geológico – geotécnico tramo Fátima – Hacienda Vieja Est. 1+250 – 2+500.....	178

Figura 7.1.85. Modelo geológico – geotécnico tramo Fátima – Hacienda Vieja Est. 2+500 – 3+750.....	179
Figura 7.1.86. Modelo geológico – geotécnico tramo Fátima – Hacienda Vieja Est. 3+750 – 4+093.....	180
Figura 7.1.87. Esquema de las Unidades Geotécnicas y detalle del sitio en el paso PRQ-1. (Coordenadas CRTM05 Norte 1091644 Este 498539).....	183
Figura 7.1.88. Esquema de las Unidades Geotécnicas y detalle del sitio en el paso PRQ-2. (Coordenadas CRTM05 Norte 1091973 Este 497767).....	184
Figura 7.1.89. Esquema de las Unidades Geotécnicas y detalle del sitio en el paso PRQ-3. (Coordenadas CRTM05 Norte 1091968 Este 497628).....	185
Figura 7.1.90. Esquema de las Unidades Geotécnicas y detalle del sitio en el paso PRQ-4. (Coordenadas CRTM05 Norte 1092041 Este 497236).....	186
Figura 7.1.91. Esquema de las Unidades Geotécnicas y detalle del sitio en el paso PRQ-5. (Coordenadas CRTM05 Norte 1091915 Este 496431).....	187
Figura 7.1.92. Esquema de las Unidades Geotécnicas y detalle del sitio en el paso PRQ-6. (Coordenadas CRTM05 Norte 1091755 Este 496302).....	188
Figura 7.1.93. Esquema de las Unidades Geotécnicas y detalle del paso PRQ-7. (Coordenadas CRTM05 Norte 1091732 Este 496237).....	189
Figura 7.1.94. Esquema de las Unidades Geotécnica en el paso PRQ-8. (Coordenadas CRTM05 Norte 1090891 Este 496132).....	190
Figura 7.1.95. Esquema de Unidades Geotécnicas y detalle del sitio en el paso PRQ-13. (Coordenadas CRTM05 Norte 1090603 Este 493642).....	191
Figura 7.1.96. Detalle del sitio PRQ-14. (Coordenadas CRTM05 Norte 1092370 Este 492321).....	192
Figura 7.1.97. Detalle del sitio PRQ-15. (Coordenadas CRTM05 Norte 1092534 Este 491869).....	193
Figura 7.1.98. Detalle del sitio PRQ-16. (Coordenadas CRTM05 Norte 1092345 Este 496098).....	194
Figura 7.1.99. Detalle del sitio PRQ-17. (Coordenadas CRTM05 Norte 1092542 Este 496141).....	195
Figura 7.1.100. Detalle del sitio en paso PRQ-18. (Coordenadas CRTM05 Norte 1092977 Este 495999).....	196
Figura 7.1.101. Detalle del sitio en el paso PRQ-19. (Coordenadas CRTM05 Norte 1094443 Este 495098).....	197
Figura 7.1.102. Detalle del sitio en el paso PRQ-20. (Coordenadas CRTM05 Norte 1095480 Este 496345).....	197
Figura 7.1.103. Unidades geotécnicas en superficie en el sitio Tanque Jesús de Praga.....	198
Figura 7.1.104. Capacidad de soporte para la cimentación rectangular en la estación de válvulas Damas.....	199
Figura 7.1.105. Capacidad de soporte para placa corrida en la estación de válvulas Damas.....	200
Figura 7.1.106. Asentamientos en la estación válvulas Damas.....	200
Figura 7.1.107. Capacidad de soporte versus nivel de desplante, cimentación rectangular estación de válvulas Jorco.....	201
Figura 7.1.108. Capacidad de soporte versus nivel de desplante, placa corrida estación de válvulas Jorco.....	201
Figura 7.1.109. Asentamientos versus carga que transmitirá la estructura, Estación de Válvulas Jorco.....	202
Figura 7.1.110. Capacidad de soporte versus nivel de desplante, cimentación rectangular estación de válvulas Fátima.....	202
Figura 7.1.111. Capacidad de soporte versus nivel de desplante, placa corrida estación de válvulas Fátima.....	203

Figura 7.1.112. Asentamientos versus carga que transmitirá la estructura, Estación de Válvulas Fátima.....	203
Figura 7.1.113. Variación de la capacidad de soporte con el nivel de desplante en el sitio del Tanque Jesús de Praga.....	204
Figura 7.1.114. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación cuadrada PRQ-1.....	205
Figura 7.1.115. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación rectangular PRQ-1.....	205
Figura 7.1.116. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación cuadrada PRQ-2.....	206
Figura 7.1.117. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación rectangular PRQ-2.....	206
Figura 7.1.118. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación cuadrada PRQ-3.....	207
Figura 7.1.119. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación rectangular PRQ-3.....	207
Figura 7.1.120. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación cuadrada PRQ-4.....	208
Figura 7.1.121. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación rectangular PRQ-4.....	208
Figura 7.1.122. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación cuadrada PRQ-5.....	209
Figura 7.1.123. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación rectangular PRQ-5.....	209
Figura 7.1.124. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación cuadrada PRQ-6.....	210
Figura 7.1.125. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación rectangular PRQ-6.....	210
Figura 7.1.126. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación cuadrada PRQ-7.....	211
Figura 7.1.127. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación rectangular PRQ-7.....	211
Figura 7.1.128. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación cuadrada PRQ-8.....	212
Figura 7.1.129. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación rectangular PRQ-8.....	212
Figura 7.1.130. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación cuadrada PRQ-13.....	213
Figura 7.1.131. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación rectangular PRQ-13.....	213
Figura 7.1.132. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación cuadrada PRQ-14.....	214
Figura 7.1.133. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación rectangular PRQ-14.....	214
Figura 7.1.134. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación cuadrada PRQ-15.....	215
Figura 7.1.135. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación rectangular PRQ-15.....	215
Figura 7.1.136. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación cuadrada PRQ-16.....	216
Figura 7.1.137. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación rectangular PRQ-16.....	216

Figura 7.1.138. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación cuadrada PRQ-17.....	217
Figura 7.1.139. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación rectangular PRQ-17.....	217
Figura 7.1.140. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación cuadrada PRQ-18.....	218
Figura 7.1.141. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación rectangular PRQ-18.....	218
Figura 7.1.142. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación cuadrada PRQ-19.....	219
Figura 7.1.143. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación rectangular PRQ-19.....	219
Figura 7.1.144. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación cuadrada PRQ-20.....	220
Figura 7.1.145. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación rectangular PRQ-20.....	220
Figura 7.1.146. Ejemplo de mejoramiento del camino con geotextil o geomalla de refuerzo, (Keller y Sherar, 2005).	223
Figura 7.1.147. Ejemplo de distribución para colocación de drenajes transversales, (Keller y Sherar, 2005).....	223
Figura 7.1.148. Ubicación de trincheras exploratorias en el sitio de escombrera Piedra Grande (coordenadas en CRTM05).....	227
Figura 7.1.149. Propuesta geométrica de factibilidad para la conformación de la escombrera Piedra Grande.	228
Figura 7.1.150. Perfiles transversales de la propuesta geométrica de factibilidad para la conformación de la escombrera Piedra Grande.	229
Figura 7.1.151. Propuesta geométrica de factibilidad para la conformación de la escombrera El Cedral.	231
Figura 7.1.152. Perfiles transversales de la propuesta geométrica de factibilidad para la conformación de la escombrera El Cedral.....	232
Figura 7.1.153. Ubicación de ensayos DMT en el sitio de escombrera Guatuso (coordenadas en CRTM05).....	233
Figura 7.1.154. Propuesta geométrica (planta y perfil) de factibilidad para la conformación de la escombrera Guatuso.....	234
Figura 7.1.155. Perfil geotécnico (perfil Eje 01, Figura 7.1.154) de los materiales presentes en el sitio de escombrera Guatuso.....	235
Figura 7.1.156. Ubicación de ensayos DMT en el sitio de escombrera Coris (coordenadas en CRTM05).....	236
Figura 7.1.157. Propuesta geométrica (planta) de factibilidad para la conformación de la escombrera Coris.....	238
Figura 7.1.158. Propuesta geométrica (perfil) de factibilidad para la conformación de la escombrera Coris.....	239
Figura 7.1.159. Perfil geotécnico (perfil eje A-A, Figura 7.1.158) de los materiales presentes en el sitio de escombrera Coris.....	240
Figura 7.1.160. Propuesta geométrica (planta y perfil) de factibilidad para la conformación de la escombrera Damas.....	242
Figura 7.1.161. Propuesta geométrica (planta y perfil) de factibilidad para la conformación de la escombrera Jorco.....	244
Figura 7.1.162. Propuesta de excavación en factibilidad para la conformación de la obra del desarenador.....	246
Figura 7.1.163. Representación en planta de los tipos de soporte para la estabilización de los taludes de la excavación del desarenador.....	251

Figura 7.1.164. Propuesta de excavación en factibilidad para la conformación del portal de salida del túnel “El Llano”	254
Figura 7.1.165. Distribución de los sistemas de protección de taludes para la excavación del portal de salida del túnel El Llano.	255
Figura 7.1.166. Representación en planta de los tipos de soporte para la estabilización de los taludes de la excavación del portal de salida del túnel El Llano.	256
Figura 7.1.167. Propuesta de excavación de factibilidad para la conformación del portal de entrada del túnel Tejar.	258
Figura 7.1.168. Distribución de los sistemas de protección de taludes para la excavación del portal de entrada del túnel Tejar.	259
Figura 7.1.169. Representación en planta de los tipos de soporte para la estabilización de los taludes de la excavación del portal de entrada del túnel Tejar.	260
Figura 7.1.170. Propuesta de excavación de factibilidad para la conformación del portal de salida del túnel Tejar.	261
Figura 7.1.171. Distribución de los sistemas de protección de taludes para la excavación del portal de salida del túnel Tejar.	263
Figura 7.1.172. Representación en planta de los tipos de soporte para la estabilización de los taludes de la excavación del portal de salida del túnel Tejar.	264
Figura 7.1.173. Propuesta de excavación de factibilidad para la conformación del portal de entrada del túnel Lajas.	266
Figura 7.1.174. Propuesta de excavación de factibilidad para la conformación del portal de entrada del túnel Lajas.	267
Figura 7.1.175. Distribución de los sistemas de protección de taludes para la excavación del portal de entrada del túnel Lajas.	269
Figura 7.1.176. Distribución de los sistemas de protección de taludes para la excavación del portal de salida del túnel Lajas.	270
Figura 7.1.177. Representación en planta de los tipos de soporte para la estabilización de los taludes de la excavación del portal de entrada del túnel Lajas.	271
Figura 7.1.178. Representación en planta de los tipos de soporte para la estabilización de los taludes de la excavación del portal de salida del túnel Lajas.	272

Índice de anexos del Capítulo 7 / Tomo IV

Anexo 7.1. Compendio Fotográfico Geología Local	285
---	-----

7. Descripción del Ambiente Físico

7.1. Geología

7.1.1. Aspectos geológicos regionales

El área de estudio se encuentra distribuida entre las hojas cartográficas Tapantí, Istarú, Abrahamson y Silva y Carraigres, hojas que han sido cartografiadas por diferentes autores cronológicamente Krushensky (1972) hoja Istarú, Berrangé & Whittaker (1977) hoja Tapantí, Denyer & Arias (1991) hoja Abra y Carraigres y Sojo et al., 2017 hoja Tapantí.

Adicionalmente se han realizado trabajos más detallados tal como es el caso de Badilla et al. (1999) que cartografían y describen la geología para el sector de Navarro y alrededores, de igual manera Salazar et al. (1992), Astorga (2004), Salazar (2011) y Sanabria (2014) describen la geología para el sector del valle de Orosí. El sector del valle del Guarco es descrito en mayor detalle por Quintanilla et. al. (2008). El sector del norte de Orosí es descrito por Madrigal (1987) enfocado en el proyecto hidroeléctrico Palomo, de igual manera Umaña (1959 y 1961), Valverde (1986 y 1989) y Cervantes (1993) describen la geología en detalle para las obras subterráneas y superficiales asociados a la planta río Macho tanto dentro del Parque Nacional Tapantí como en los alrededores del Embalse El Llano. Por último, en el Parque Nacional Tapantí Mata & Chaves (1993) describen parte de las litologías aflorantes a lo largo del Río Grande de Orosí entre las Quebrada Serrucho y el Río Dos Amigos.

Los aspectos relacionados con fallamiento, sismicidad y neotectónica han sido trabajados para el área de estudio por diferentes autores entre ellos se destaca el trabajo realizado por Fernández y Montero (2002) y Montero et al. (2013).

7.1.1.1. Fallamiento regional

En el mapa geológico regional (Figura 7.1.1) se presentan las principales fallas neotectónicas regionales descritas por Fernández y Montero (2002) para la zona de estudio.

- **Falla Agua Caliente**

Geomorfológicamente esta estructura se caracteriza por un alineamiento de promontorios truncados, contraescarpes en depósitos recientes, contrastes de vegetación en zonas planas, alineamiento de valles lineales y fuente termales y mineralizaciones sulfurosas, lomos de falla y sillars de falla. (Fernández & Montero, 2002).

Fernández y Montero (2002) indican que el trazo activo de la falla Agua Caliente se inicia con seguridad al sur de la Loma Salitral y se continúa hacia el este con un rumbo oscilante entre EW-WNW. De igual manera mencionan que la falla es de movimiento predominante sinistral y tiene una zona transtensiva en el sector entre Quebrada Honda y Bermejo, asimismo mencionan una transpresión local en el sector del Tejar estudiada a detalle por Montero et. al. (1991).

- **Falla Orosi**

Fernández y Montero (2002) la describen como una falla de rumbo NW con una expresión geomorfológica prominente en el sector al sur de la falla Navarro, donde muestra un escarpe de falla que mira al este y que posiblemente este asociado con una falla de desplazamiento normal. El escarpe tiene un facetamiento triangular con varias generaciones de facetas. Del lado norte de la falla Navarro pierde prominencia. Parece estar desplazada en sentido sinistral por la falla Navarro.

- **Falla Navarro**

Descrita por Fernández y Montero (2002) de movimiento sinistral de rumbo ENE localizada del lado norte del valle del río Navarro. Al sur de Paraíso, Fernández y Montero (2002) la identifican por sus trincheras de falla, sillas de fallas, valles lineales, entre otros.

- **Falla Ochomogo y Capellades**

Estas estructuras son descritas y discutidas en detalle por Montero et al. (2013), los cuales identifican a la Falla Capellades con una longitud de unos 25 km y un rumbo entre ENE a NE y una longitud de unos 22 km y un rumbo E-W a ENE para la falla Ochomogo.

7.1.1.2. Estratigrafía regional

La zona de estudio se localiza dentro de la cuenca del Valle Central, en donde se identifican formaciones sedimentarias con rango de edades del Mioceno y formaciones volcánicas e intrusivas del Mioceno Superior, Plioceno, Pleistoceno y Holoceno, así como depósitos inconsolidados del Holoceno.

El mapa geológico regional (Figura 7.1.1) muestra la distribución de las principales macrounidades geológicas y a continuación se describen las mismas.

7.1.1.3. Rocas Sedimentarias

- **Formación Pacacua**

Descrita por Berrangé y Whittaker (1977) como brechas y conglomerados volcanoclásticos, areniscas conglomeráticas, areniscas y una cantidad reducida de lutitas.

Denyer & Arias (1991) mencionan que está constituida por volcanoclastitas de granulometría diversa, detallando la presencia de estratificaciones dm hasta m de areniscas volcanoclásticas (finas, gruesas y guijarrosas), tobas, tobitas y brechas finas y gruesas. A partir de criterios estratigráficos se le asigna una edad de Mioceno Inferior. (Denyer & Arias, 1991).

Sojo et. al., 2017 determina la presencia de brechas, grauvacas, arenas y coladas de lava dentro de esta unidad evidenciando la relación entre el vulcanismo de la época y la sedimentación de algunas facies de la formación.

- **Formación Peña Negra**

Formación descrita por Denyer & Arias (1991) como una secuencia de areniscas medias y finas pardas en su sección inferior (200 m), La sección media (500-700 m) caracterizada por lutitas y areniscas finas negras y la sección superior (200-300 m) compuesta por intercalaciones guijarrosas y estratos calizos aislados en donde las areniscas se vuelven pardas de grano medio a grueso, mal estratificadas y con mucha influencia volcánica. Se le asigna una edad de Mioceno Medio, con base en Todd (en: Krushensky, 1972).

- **Formación Coris**

Litológicamente se caracteriza por corresponder con ortocuarcitas o areniscas cuarzosas, sin embargo, también se presentan con mayor distribución y abundancia intercalaciones de vulcarenitas, conglomerados, tobas, lutitas carbonosas y lignito. (Denyer & Arias, 1991). Denyer & Arias (1991) coinciden en asignarle una edad de Mioceno Medio-Mioceno-Superior.

7.1.1.4. Rocas Volcánicas Oligoceno-Mioceno

- **Formación La Cruz**

Formación compuesta por un conjunto de lavas predominantemente basálticas y tobas que sobreyacen concordantemente la secuencia sedimentaria y ocasionalmente se derraman sobre el Complejo de Nicoya. (Denyer & Arias, 1991). Denyer & Arias (1991) ubican esta formación en el Mioceno Superior terminal. Sojo et. al., 2017 asocia a las rocas de la Formación La Cruz con una fase final de un arco volcánico entre el Oligoceno-Mioceno (frente protovolcánico), toleítica, esta fase la consideran como volcanismo preintrusivo (con respecto al intrusivo Dota-Candelaria 8.9MA), y simultánea a la depositación de la secuencia sedimentaria subyacente, la cual presenta varias capas o eventos volcánicos dentro de las facies sedimentarias.

- **Intrusivo (Tapantí) del Plioceno**

Dengo (1962) agrupa las rocas intrusivas de Talamanca como "Serie Comagmática de Talamanca". Berrangé & Whittaker (1977) las mencionan con el nombre de Grupo Comagmático (intrusivo) de Talamanca. Ulloa & Delgado (2010) excluyen el término comagmático limitando el nombre a Grupo Intrusivo de Talamanca.

Para el cuadrante de Tapantí Berrangé & Whittaker (1977) indican la presencia de gabros, dioritas, cuarzo dioritas, granodioritas, monzonitas y adamelitas. Las variedades más básicas son relativamente más viejas y de menor volumen que las facies más ácidas. De igual manera mencionan la presencia del Plutón Río Macho correspondiente a una adamelita o granodiorita.

Berrange y Whittaker (1977) indican una edad de 11.5 ± 0.5 para dioritas o gabros localizados en el sitio presa Tapantí. MacMillan et. al. (2004) indican una edad de 4.20 ± 0.30 para un bloque de gabro localizado en el Río Grande Orosí correlacionado con este grupo.

Sojo et. al., 2017 menciona el termino intrusivo Tapantí relacionándolo con dos cuerpos aflorantes de unos 3km de diámetro y varias pequeñas intrusiones que cortaron la secuencia sedimentaria. De igual manera menciona la presencia de una aureola de metamorfismo

asociada a los cuerpos intrusivos de mayor tamaño. Sojo et. al., (2017) estiman que este intrusivo es un equivalente lateral del intrusivo de Escazú.

7.1.1.5. Rocas Volcánicas Plioceno-Pleistoceno

- **Formación Grifo Alto**

Se asocia con una serie de rocas volcánicas andesíticas y piroclásticas que cubrieron las secuencias sedimentarias y volcánicas post-basculamiento. Denyer & Arias (1991) de igual manera describen la presencia de flujos piroclásticos en esta formación y consideran que la edad de la misma es Plioceno-Pleistoceno.

- **Formación Doán**

Definida inicialmente por Escalante (1966), esta unidad rocosa está compuesta en más de un 80% por depósitos volcanoclásticos (piroclásticos y epiclásticos), así como coladas de lava y diques subordinados. Los depósitos piroclásticos y autoclásticos (brechas volcánicas y tobas) consisten en depósitos de flujos de bloques y cenizas, flujos ricos en líticos y cristales, avalanchas de escombros volcánicas e intercalaciones de ceniza. A esta Formación se le asigna una edad posiblemente Plioceno. (Alvarado & Pérez, 1999).

Sojo et. al., 2017 la relaciona con la destrucción de los aparatos volcánicos anteriores al arco magmático actual.

7.1.1.6. Rocas Arco Volcánico Actual

- **Formación Paraíso**

Krushensky (1972) divide al grupo de rocas de edad Pleistoceno tardío mencionando al miembro Paraíso como una unidad formada por coladas de lava andesítica augítica, con fenocristales grandes de plagioclasas y augita en matriz densa de grano fino.

Sojo et al., 2017 la describe como el inicio de la influencia de la cordillera volcánica Central y específicamente del Volcán Irazú. Se encuentra asociada a lo que Alvarado y Gans (2012) reconocen como "Proto-Irazú".

- **Formación Cervantes**

Descrita por Krushensky (1972) como coladas de lava andesita augítica y andesita olivino-augítica y menores cantidades de toba lapillítica de color gris oscuro a negro.

Sojo et. al. (2017) menciona que esta formación está representada por coladas de lavas salidas de una serie de conos adventicios en el flanco sur del volcán Irazú.

- **Depósitos Recientes**

Krushensky (1972) y Quintanilla et. al. (2008) describen la presencia de depósitos fluviolacustres, depósitos de materiales fluviales, abanicos aluviales, depósitos coluviales, avalanchas de escombros y lahares de origen reciente (holoceno).

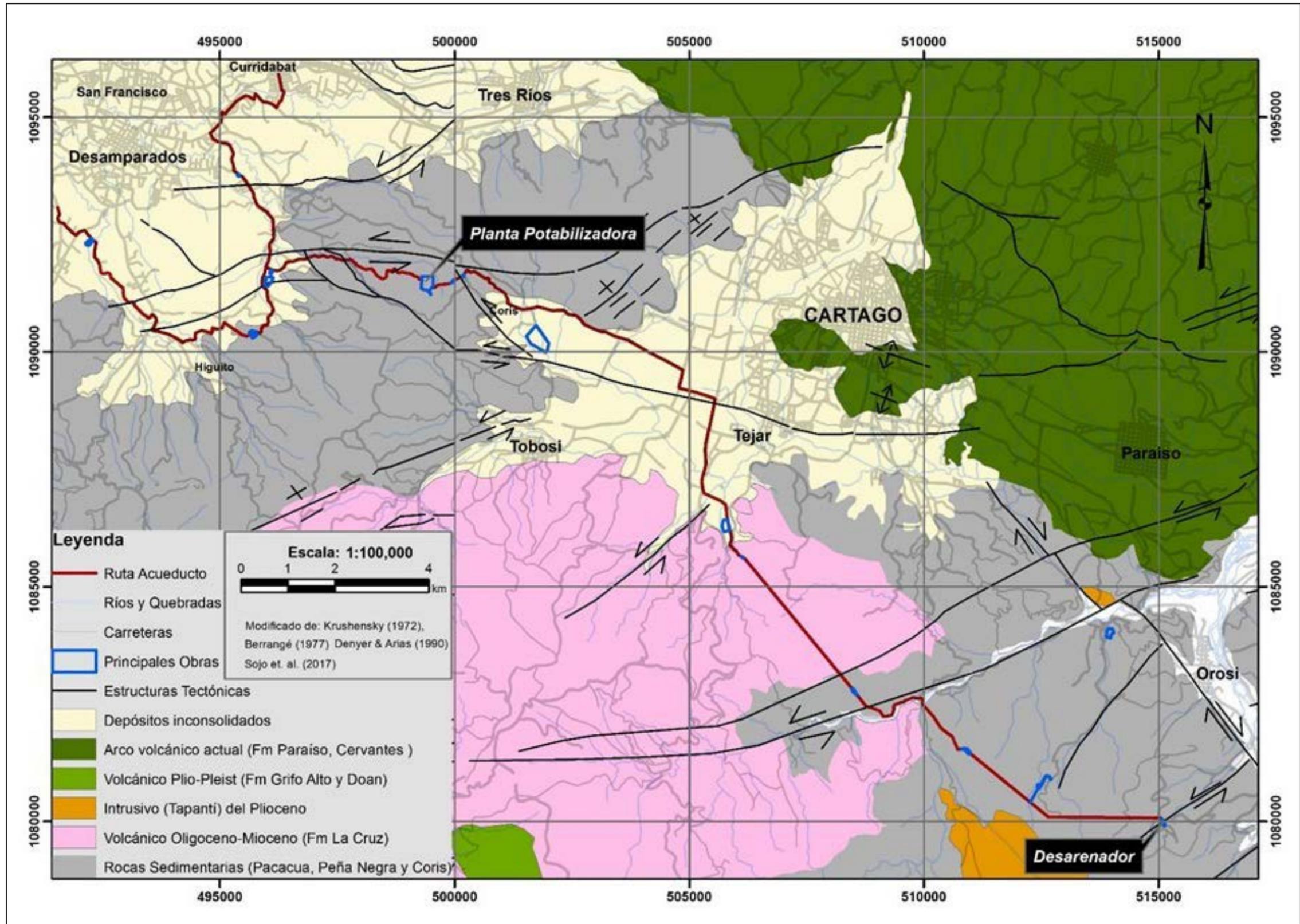


Figura 7.1.1. Mapa Geológico Regional.

7.1.2. Aspectos geológicos locales

El estudio de impacto ambiental se enfoca detallando las condiciones geológicas para las diferentes obras del proyecto, así como para aquellas obras y/o actividades complementarias o de carácter temporal que deban de realizarse para la construcción y posterior operación del proyecto.

7.1.2.1. Componente 1 (Desarenador)

En la zona de estudio se encuentran las litologías descritas a continuación. Asimismo, en la Figura 7.1.2 se presenta el detalle del mapa geológico para esta obra.

La distribución de los materiales en profundidad se muestra en el modelo geotécnico para el desarenador que se presenta en la Figura 7.1.19.

- **Areniscas finas y lutitas. (Formación Peña negra)**

Compuesta por areniscas finas y lutitas marinas someras con cementación calcárea de color gris oscuro, con muchos moldes de bivalvos y en ocasiones pirita. También pueden encontrarse estratos de areniscas y conglomerados con fuerte influencia volcánica.

Estos materiales tienen un grado de fracturación y meteorización alto, ya que están más expuestas en la superficie de la zona a una mayor erosión y grado de meteorización generando suelos regolíticos de textura limosa hasta arcillosa, además de la alteración hidrotermal.

- **Intrusivos. (Formación Aguacate)**

Diques y sills de composición andesítica, que cortan la secuencia sedimentaria, ocasionalmente se produce una alteración en el contacto con éstas (metamorfismo de contacto).

- **Coluvios**

Estos depósitos se localizan a lo largo del embalse Río Macho, son producto de los deslizamientos cercanos principalmente por los procesos de dinámica externa que afecta a la formación Peña Negra, y algunas rocas ígneas.

El espesor de estos depósitos según perforaciones de investigación realizadas durante la etapa de factibilidad alcanza los 20 m.

- **Aluvión interdigitado con avalanchas de detritos**

Depósitos cuaternarios de diferente espesor y composición, conformados principalmente por: bloques de lava, intrusivos y rocas sedimentarias sanas, alteradas y con metamorfismo de contacto. Asociados a las laderas del río Jucó.

- **Zonas de Falla**

- a. **Fallamiento NE-SE**

Estructuras correlacionadas con la falla Jucó de movimiento sinistral, identificadas como anomalías en los ensayos geofísicos correlacionados con zonas de mayor fracturación en el macizo rocoso., se observan 3 zonas asociadas a fracturación y una zona central asociado a la traza principal de la falla con la eventual presencia de materiales limo-arcillosos como núcleo de la misma.

La misma en al plano se considera un alineamiento, ya que fue determinada a partir de la morfología por medio de fotografía aéreas, correlacionada con los materiales identificados en el sitio. Corresponde con un macizo rocoso de muy mala calidad. Hacia los costados presenta un alto grado de fracturación con juntas con abertura muy ancha y rellenos arcillosos, arena o roca triturada. En el núcleo presenta un material que conforma zonas o bandas de arcilla, la cual lo vuelve impermeable.

Esta falla no se considera activa, por lo cual, se considera para los diseños geotécnicos, pero no en el caso de amenaza sísmica.

- b. **Falla Ventana**

Estructura de rumbo NW-SE de movimiento dextral identificada al este del área de desarenador, la cual no corta la obra. Aunque se asume como dextral basado en la tectónica regional, en el mapa se indica como indiferenciada, ya que no se tiene claridad en el campo del movimiento.

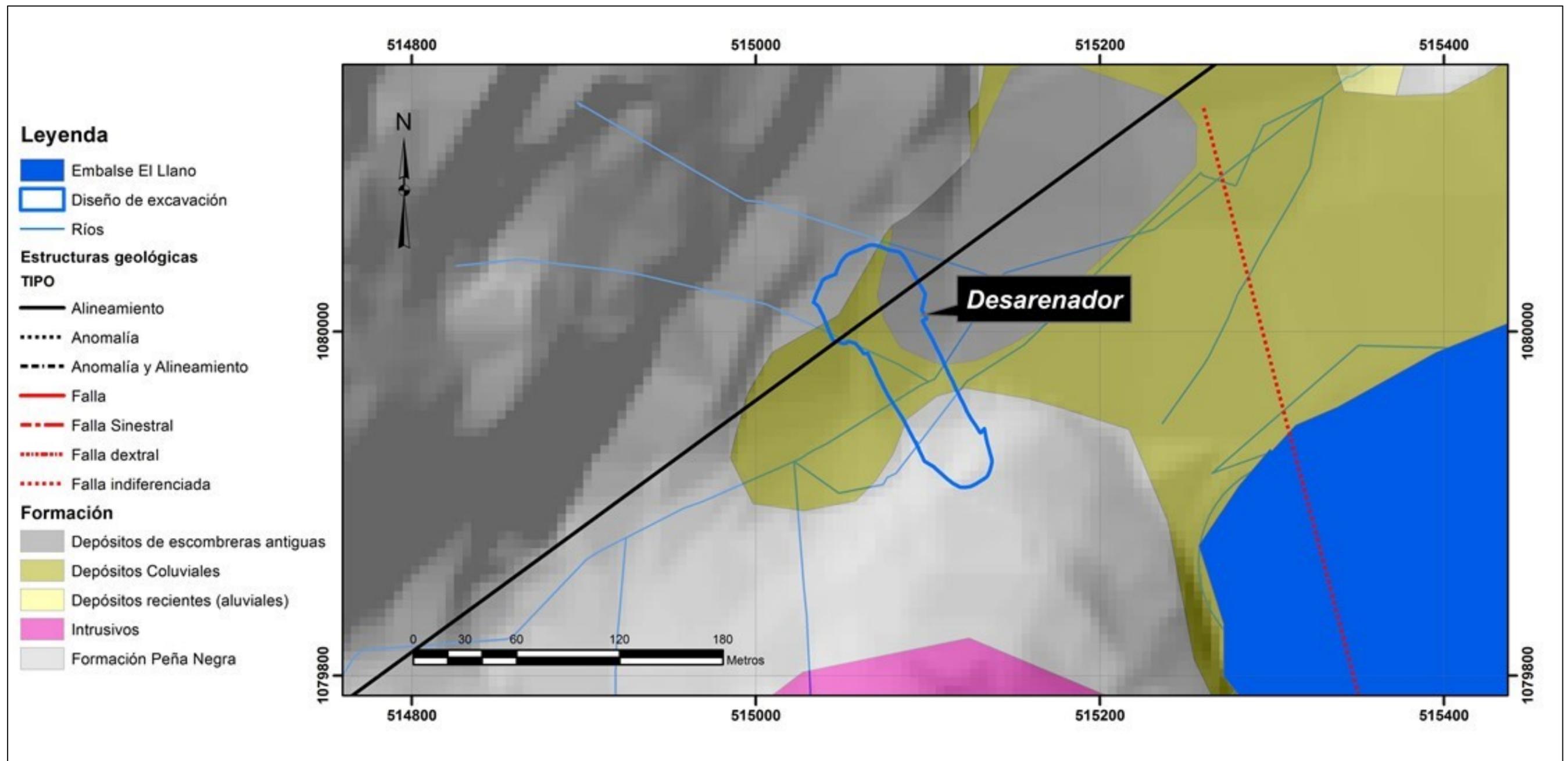


Figura 7.1.2. Mapa Geológico Componente 1 Desarenador.

7.1.2.2. Componente 2 (Obras Subterráneas, Túnel El Llano)

En la Figura 7.1.3 se detalla el mapa geológico con la distribución espacial en superficie de las unidades. La Figura 7.1.4, la Figura 7.1.5 y la Figura 7.1.6 corresponden con los perfiles geológicos a lo largo de la línea central del túnel, la distribución de las unidades fue determinada a partir de la geofísica y le descripción de perforaciones.

Por la naturaleza de la obra (subterránea) se describen principalmente las unidades geológicas que serán excavadas durante la ejecución de la obra y en las que quedara emplazada la misma. De igual manera se describen únicamente las unidades geológicas superficiales que serán afectadas en los portales de entrada y salida del túnel.

La unidad de suelos no se muestra en los mapas, únicamente en perfiles, debido a la escala cartografiada de los mismos, y debido a que se consideran residuos de alteración del material parental.

- **Lutitas, areniscas y brechas (Peña Negra)**

Rocas sedimentarias del mioceno inferior. Compuestas por interestratificaciones de lutitas, areniscas y brechas de color negro a gris, con matriz fosilífera y cemento calcáreo.

En la investigación geofísica realizada estos materiales presentaron valores de: V_p 2,4 a 3,5 km/s. Con respecto a los valores de resistividad están comprendidos entre 200 – 1000 Ω/m , con zonas intercaladas de valores entre 40 - 200 Ω/m correspondientes a zonas fracturadas o meteorizadas. En general corresponde a rocas de buena calidad geomecánica.

- **Intrusivo arenitizado**

Se encuentra desde la estación 3+900 hasta el portal de salida del túnel, está en contacto con la formación Peña Negra por falla.

Es de esperar que su baja calidad mejore con la profundidad, y se encuentre menos alterado. Se observa gran contenido de arcillas, que han reemplazado minerales primarios de una roca ígnea extrusiva o hipoabisal. Además, se observa un alto grado de oxidación. Estos indicadores son típicos de paragénesis de alteración de baja temperatura (aguas frías).

Este material presenta valores de V_p 1.7 km/s y en sectores limitados valores entre 0,7 y 1,3. Los valores de resistividad están comprendidos entre 150-200 Ω/m .

- **Aluvión y coluvio**

Materiales redondeados a subredondeados de tamaño variable entre cent métricos y decimétricos en una matriz arenosa inconsolidada. Su ubicación está restringida a los alrededores de los cauces de los ríos Naranjo, Perlas y de las quebradas. Debido a su ubicación en superficie no se intersectará con el túnel.

- **Suelo Residual**

Suelo generado por la meteorización de areniscas y lutitas (portal de entrada), así como de rocas ígneas intrusivas (portal de salida) de espesores variables entre 5 y 50 m.

Por lo general tienen valores de V_p 0,4 a 0,9 km/s y en sectores limitados valores entre 0,7 y 1,3 km/s. Los valores de resistividad están comprendidos entre 400- 2600 Ω/m .

- **Zonas de Fallas**

Las fallas principales identificadas se han clasificado en dos patrones estructurales:

- Patrón A: NW-SE
- Patrón B: N-S o NE-SW

El patrón A, corresponde a un patrón de fallamiento importante en el área de estudio regional. Controlan los cauces de algunos ríos y cambios morfológicos, en particular el Valle del Río Grande de Orosi.

El Patrón B, corresponde al sistema de fallas geológicas más jóvenes.

Con respecto a las características geomecánicas de las estructuras se interpretan como zonas fracturadas con núcleos de arcilla impermeable.

En las Figura 7.1.4, la Figura 7.1.5 y la Figura 7.1.6, las fallas que no muestra movimiento en el perfil, se debe a que corresponden con anomalías o estructuras en las que no pudo ser evidenciado el movimiento.

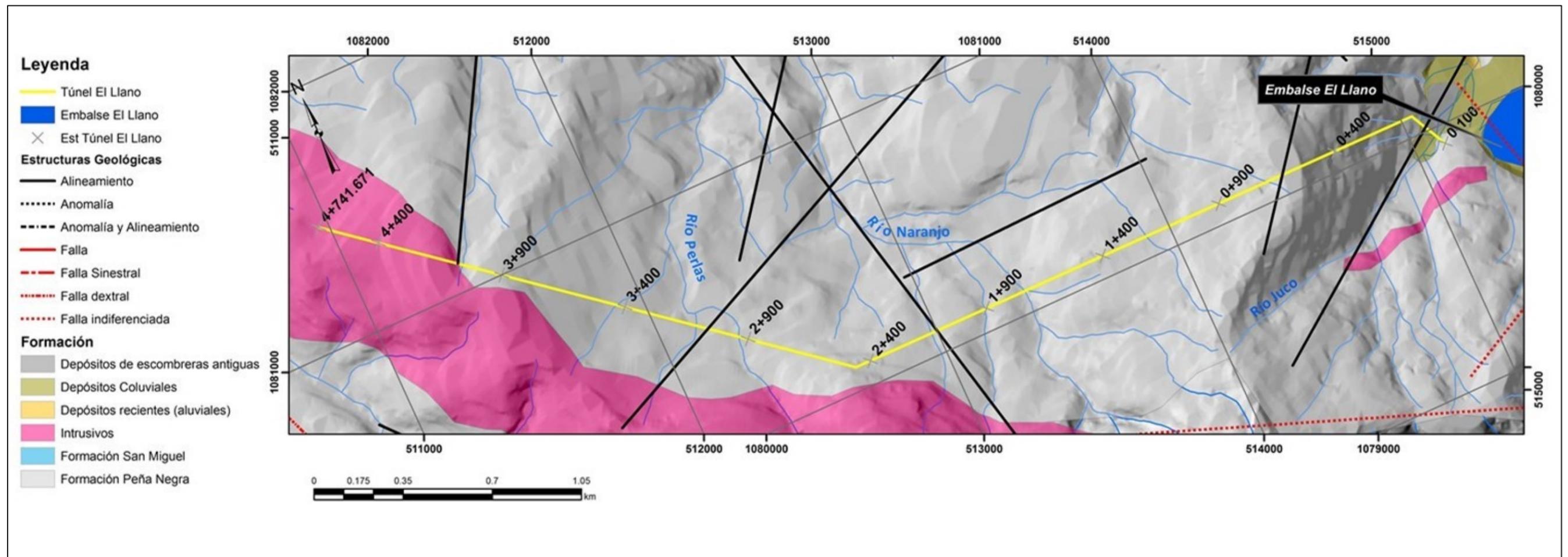
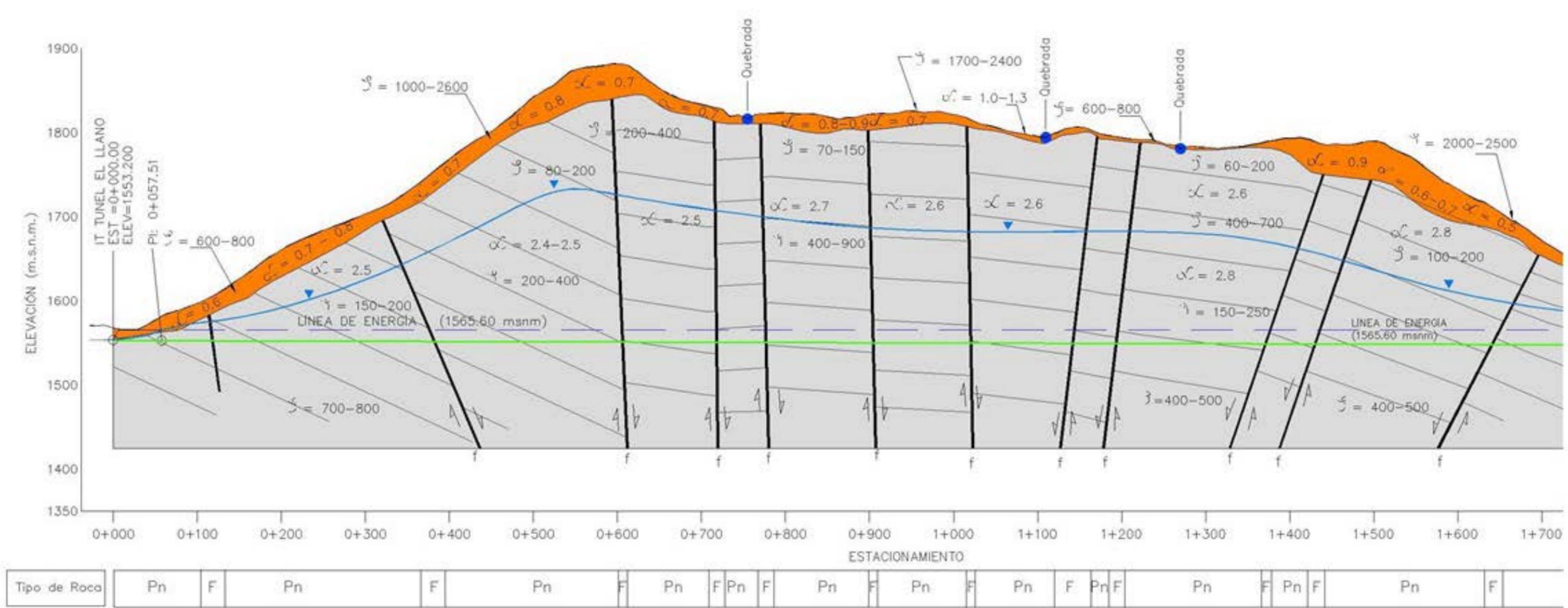


Figura 7.1.3. Mapa Geológico Componente 2 Obras Subterráneas-Túnel El Llano.



SIMBOLOGÍA

LITOLOGÍA Suelo y roca meteorizada. Roca alterada. Intrusivo arenitizado alterado	Cuerpos intrusivos (diques) Areniscas con intercalaciones de lutitas y brechas calcáreas Zona de falla	TIPO DE ROCA Zonas de Falla Areniscas, Lutitas y Brechas calcáreas Intrusivo (Sill)	Nivel Freático Zona de falla Contacto geológico Línea de Energía Línea de Túnel Valores de Resistividad Veloc. sísmicas compresionales (k/seg)	Nivel Freático Colgado Perfil Buzamiento aparente Perforación Proyectada	Perforación Proyectada <div style="text-align: center;"> 100 0 100 % de Recup. % de RQD. 100 0 100 </div>
---	--	---	--	---	---

Figura 7.1.4. Perfil Geológico Componente 2 Obras Subterráneas-Túnel El Llano. (0+000 a 1+700).

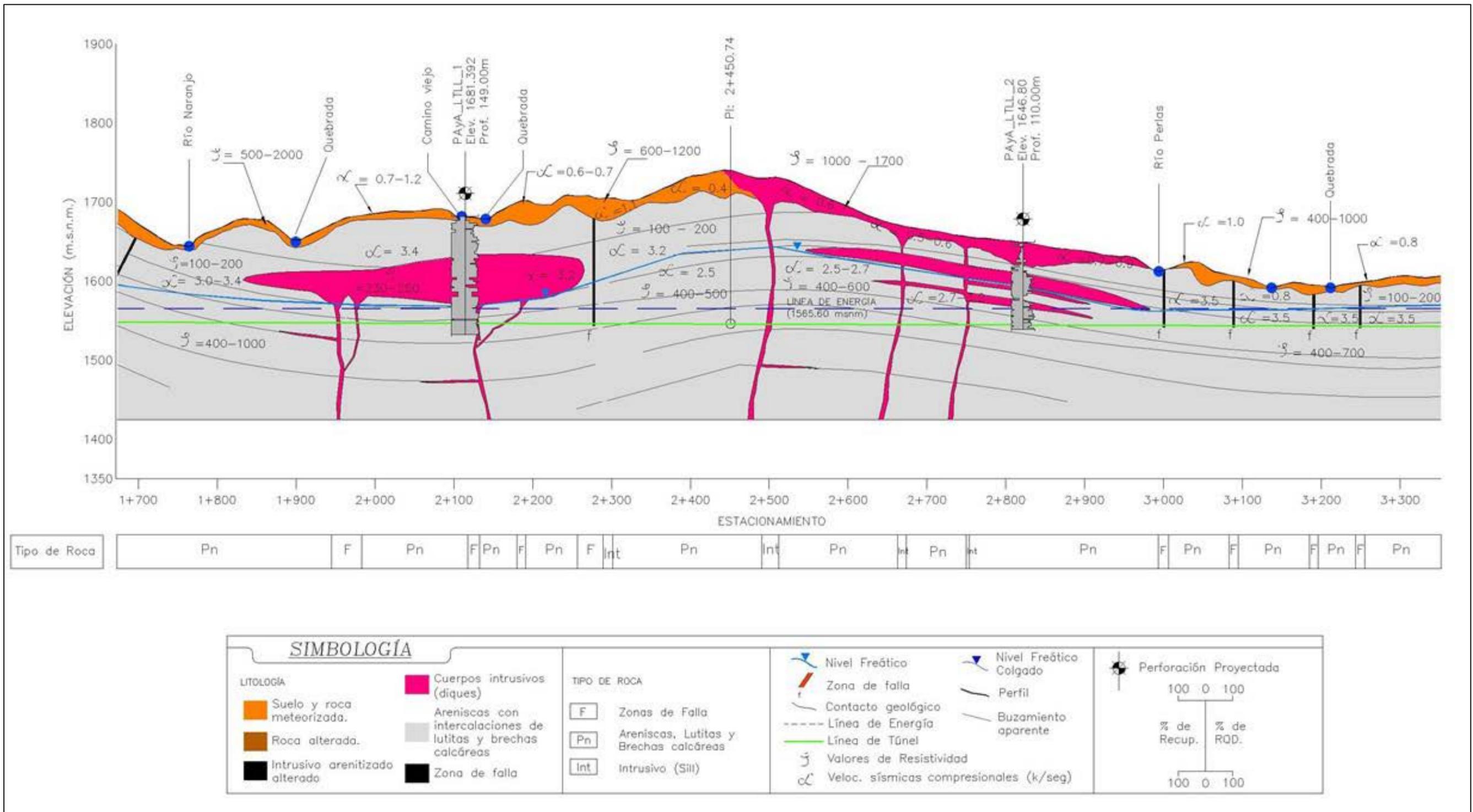


Figura 7.1.5. Perfil Geológico Componente 2 Obras Subterráneas-Túnel El Llano. (1+700 a 3+300).

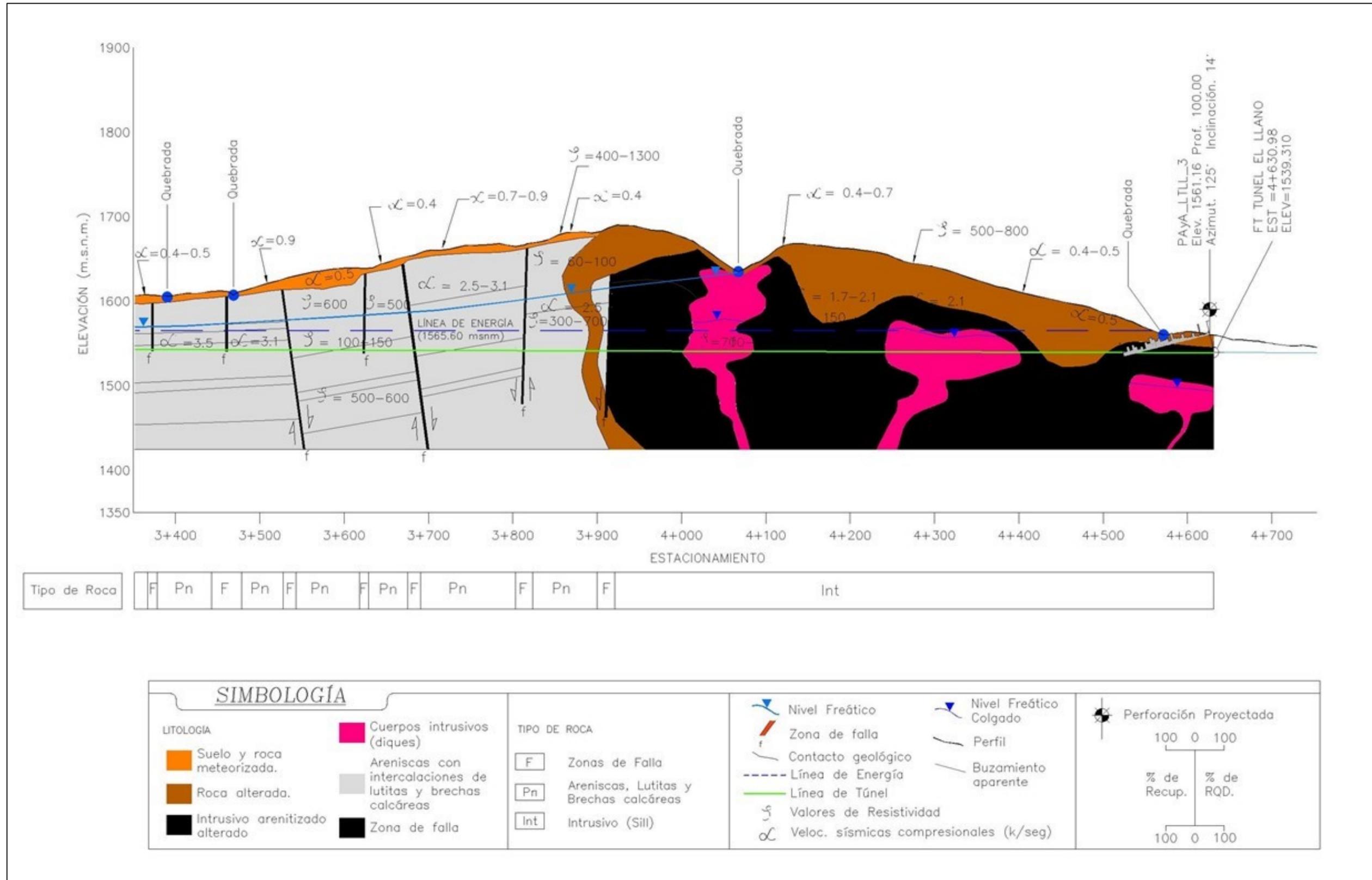


Figura 7.1.6. Perfil Geológico Componente 2 Obras Subterráneas-Túnel El Llano. (3+400 4+700).

7.1.2.3. Componente 2 (Obras Subterráneas, Túnel Tejar)

En la Figura 7.1.7 se detalla el mapa geológico con la distribución espacial en superficie de las unidades. En la Figura 7.1.8, la Figura 7.1.9 y la Figura 7.1.10 se muestra los perfiles geológicos a lo largo de la línea central del túnel, la distribución de las unidades fue determinada a partir de la geofísica y le descripción de perforaciones.

Los niveles freáticos mostrados en los perfiles, serán descritos con mayor detalle en el apartado de aguas subterráneas, se identificó con base en las perforaciones, la posible presencia de al menos dos niveles de agua subterránea, los cuales son denominados como nivel local piezométrico local, el cual correspondería con acuíferos colgados y el nivel piezométrico regional, el cual corresponde con el acuífero principal.

Por la naturaleza de la obra (subterránea) se describen principalmente las unidades geológicas que serán excavadas durante la ejecución de la obra y en las que quedara emplazada la misma. De igual manera se describen únicamente las unidades geológicas superficiales que serán afectadas en los portales de entrada y salida del túnel.

La unidad de suelos no se muestra en los mapas, únicamente en perfiles, debido a la escala cartografiada de los mismos, y debido a que se consideran residuos de alteración del material parental.

▪ Areniscas y Brechas (Fm. Coris)

Consiste en una secuencia de areniscas cuarzosa con intercalaciones delgadas de lutita, y en algunas ocasiones tobas finas, vulcarenitas, limolitas y lutitas interestratificadas con ortocuarcitas y capas de lignito. Por lo general tienen valores de Vp comprendidos entre 2 a 3 km/s. Y los valores de resistividad están comprendidos entre 25-300 Ω /m. Para la zona de estudio, los espesores varían de 50 a más de 200 m.

▪ Ignimbritas (Fm. La Cruz)

Ignimbritas, brechas volcánicas y tobas finas intercaladas con arenas volcanoclásticas, aglomerados y brechas volcánicas, así como flujos de lava andesítica y basáltica y sedimentos locales. Todas las litologías cercanas a estos intrusivos se encuentran alteradas hidrotermalmente.

El espesor máximo definido en la perforación 2 del túnel Tejar es de aproximadamente 50 m. Por lo general tienen valores de Vp comprendidos entre 2 a 2,3 km/s. Y los valores de resistividad están comprendidos entre 20-100 Ω /m.

▪ Intrusivo

Corresponden a plutones, diques, sill y stock que cortan la estructura previa. Los espesores son variables de varios metros hasta más de 80 m.

Por lo general tienen valores de Vp comprendidos entre 2 a 2,7 km/s. Y los valores de resistividad están comprendidos entre 40-300 Ω /m, dependiendo de su grado de meteorización.

- **Aluvión y coluvio**

En las quebradas y en el Río Navarrito se ubican materiales redondeados o subredondeados de tamaño variable entre centimétricos y decimétricos en una matriz arenosa inconsolidada. Debido a su ubicación en superficie no se intersectará con el túnel, y por efectos de escala no se indican en los modelos.

- **Suelo Residual**

Suelo generado por la meteorización de areniscas y materiales de la formación Coris y en menor proporción del intrusivo. El espesor es variable entre 5 y 40 m.

Por lo general tienen valores de V_p comprendidos entre 0,3 a 1,3 km/s. Y los valores de resistividad están comprendidos entre 30 - 1500 Ω/m .

- **Geología estructural**

Las fallas principales identificadas se han clasificado en un patrón estructural con dirección NE-SW y en algunas ocasiones fallas conjugadas. La dirección de buzamiento de la secuencia es N 147°E/20°.

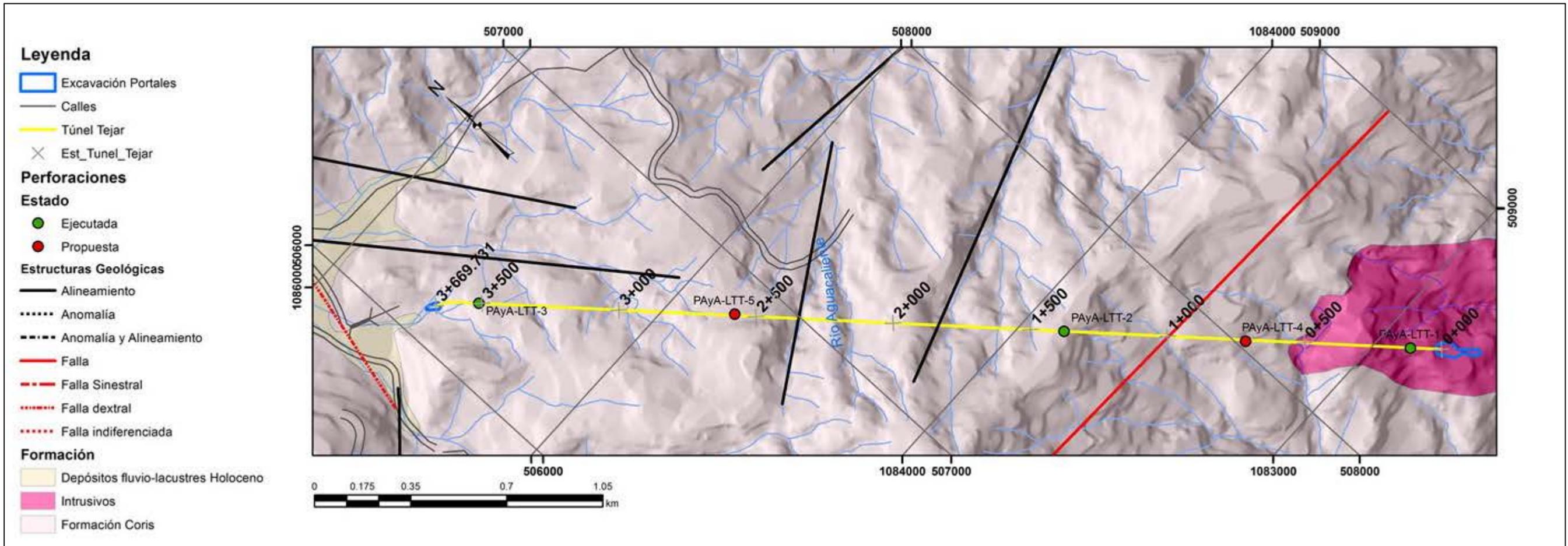


Figura 7.1.7. Mapa Geológico Componente 2 Obras Subterráneas-Túnel Tejar.

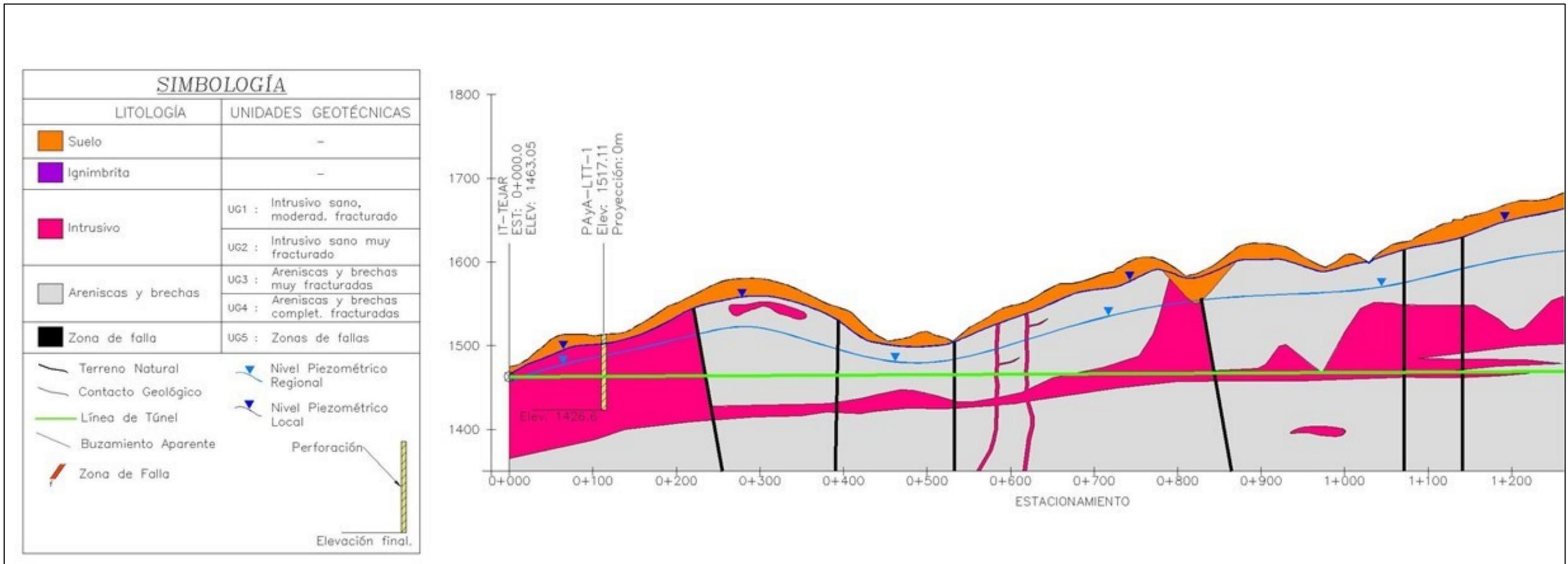


Figura 7.1.8. Perfil Geológico Componente 2 Obras Subterráneas-Túnel Tejar. (0+000 a 1+200).

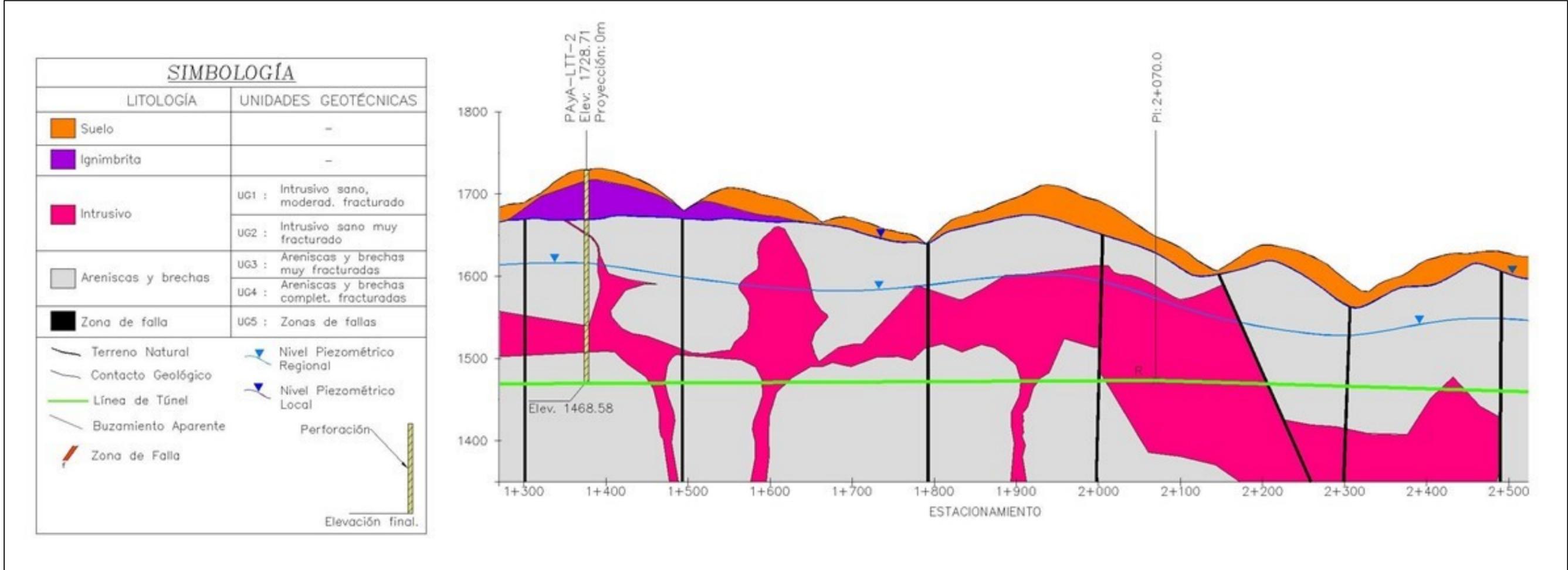


Figura 7.1.9. Perfil Geológico Componente 2 Obras Subterráneas-Túnel Tejar. (1+300 a 2+500).

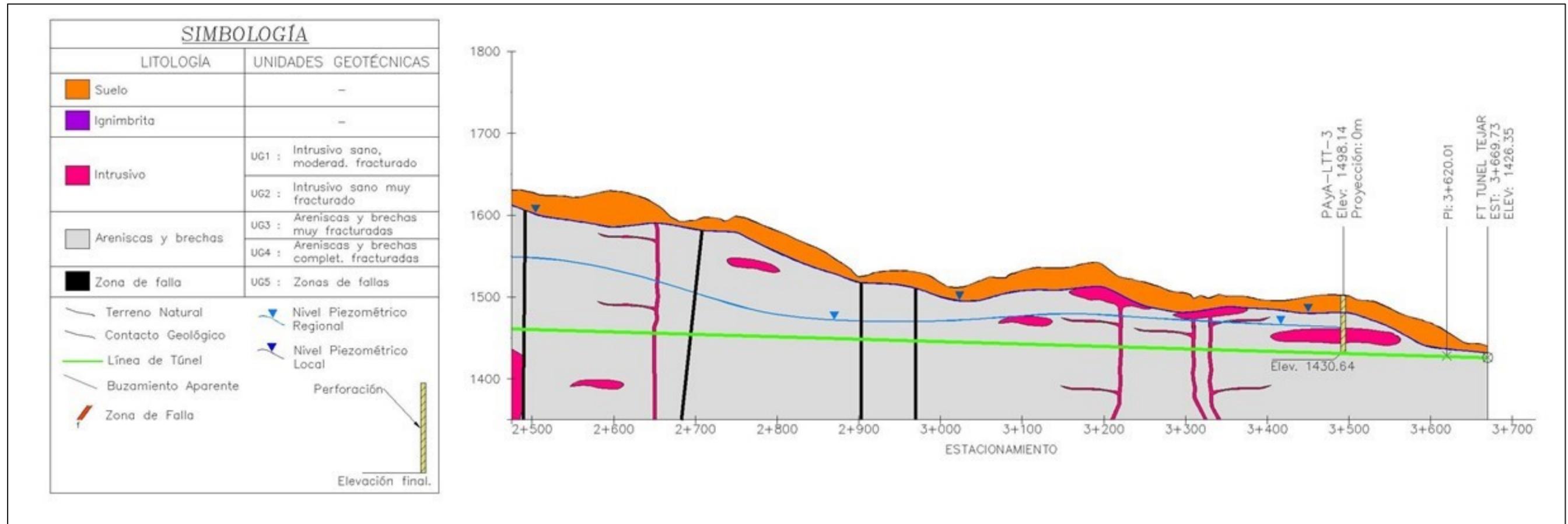


Figura 7.1.10. Perfil Geológico Componente 2 Obras Subterráneas-Túnel Tejar. (2+500 a 3+669).

7.1.2.4. Componente 2 (Obras Subterráneas, Túnel Lajas)

En la Figura 7.1.11 se detalla el mapa geológico con la distribución espacial en superficie de las unidades. En la Figura 7.1.12 se muestra el perfil geológico a lo largo de la línea central del túnel, la distribución de las unidades fue determinada a partir de la geofísica y la descripción de perforaciones.

La unidad de suelos no se muestra en los mapas, únicamente en perfiles, debido a la escala cartografiada de los mismos, y debido a que se consideran residuos de alteración del material parental.

- **Areniscas y Brechas (Fm. Coris)**

Consiste en una secuencia de areniscas cuarzosas con intercalaciones delgadas de lutita, y en algunas ocasiones tobas finas, vulcarenitas, limolitas y lutitas interestratificadas con ortocuarcitas y capas de lignito.

Por lo general tienen valores de V_p comprendidos entre 1.1 a 2.5 km/s. Y los valores de resistividad están comprendidos entre 10-100 Ω/m .

- **Zonas de falla y Anomalías**

Es de esperar que el túnel atraviese espesores de falla en torno a los 8 m, con condiciones de material muy fracturado.

Las fallas principales identificadas se han clasificado en un patrón estructural con dirección NW-SE y N-S.

En las proximidades del Túnel, en torno a unos 300 m se ubica un pliegue sinclinal, seguido de un anticlinal que afectará a los buzamientos en la zona de estudio.

En afloramientos cercanos al túnel se observan 3 familias de juntas, con direcciones de buzamiento de 210/50, 275/75 y 100/80.

- **Aluvión y coluvio**

En las quebradas se ubican materiales redondeados o subredondeados de tamaño variable entre centimétricos y decimétricos en una matriz arenosa inconsolidada. Debido a su ubicación en superficie no se intersectará con el túnel, y por efectos de escala no se indican en los modelos.

- **Suelo Residual**

Suelo generado por la meteorización de areniscas y materiales de la formación Coris. El espesor medio es de 9 m.

Por lo general tienen valores de V_p comprendidos entre 0,3 a 0,8 km/s. Y los valores de resistividad están comprendidos entre 20 - 300 Ω/m .

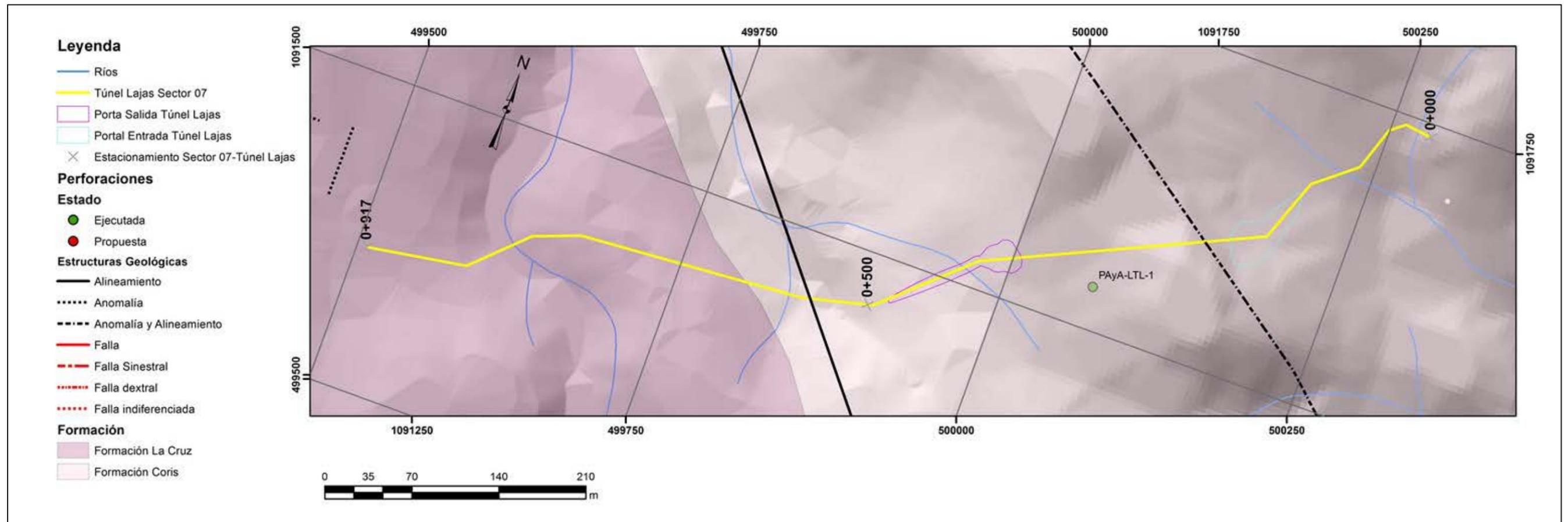
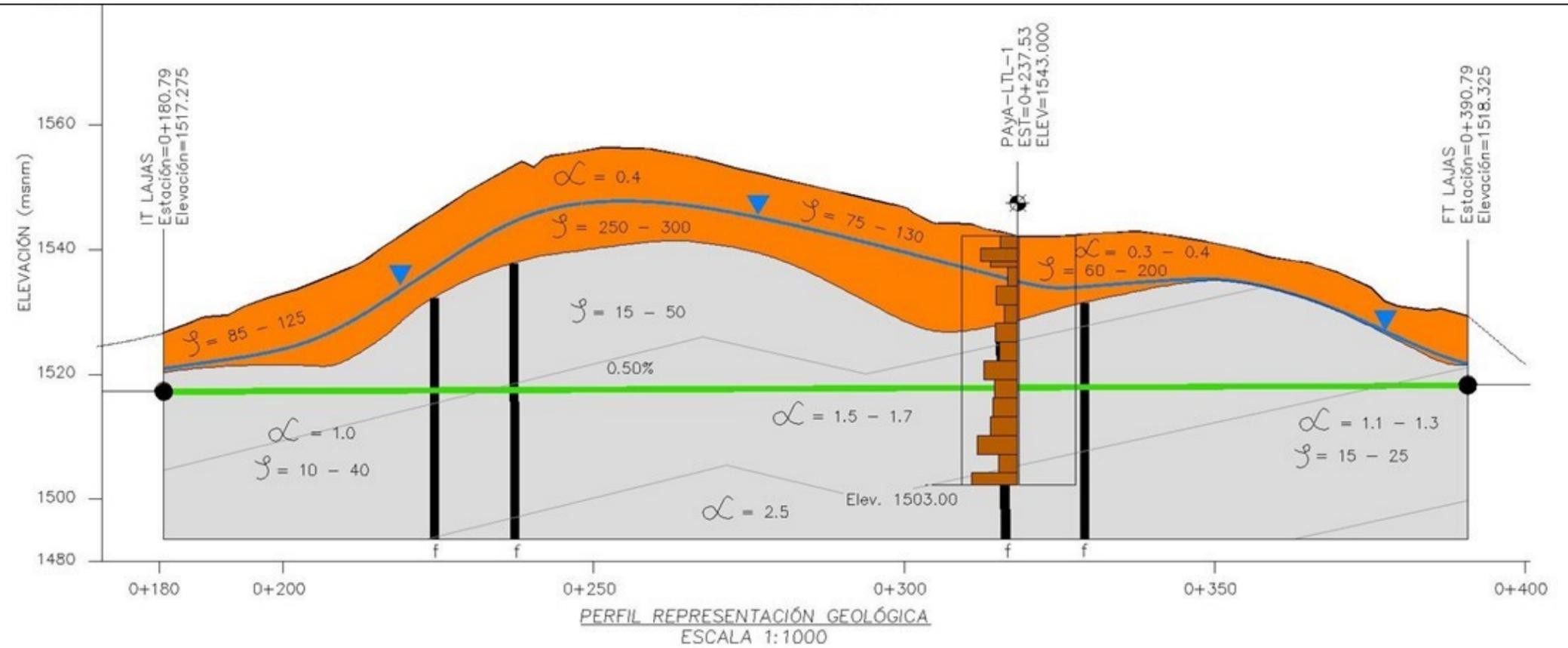


Figura 7.1.11. Mapa Geológico Componente 2 Obras Subterráneas-Túnel Lajas y Tuberías de conducción sector 07.



<i>LITOLOGÍA</i>	<i>SIMBOLOGÍA</i>		
<div style="display: flex; flex-direction: column; gap: 10px;"> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="width: 15px; height: 15px; background-color: orange; margin-right: 5px;"></div> <p>Suelo meteorizado de color anaranjado, café, violáceo, con espesores de 10 a 22 m medidos en perforaciones</p> </div> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="width: 15px; height: 15px; background-color: lightgrey; margin-right: 5px;"></div> <p>Areniscas cuarzosas (finas, medias y gruesas) y Brechas con intercalaciones de lentres de carbón. Fm. Coris</p> </div> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="width: 15px; height: 15px; background-color: black; margin-right: 5px;"></div> <p>Zona de falla</p> </div> </div>	<div style="display: flex; flex-direction: column; gap: 10px;"> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="width: 20px; border-bottom: 2px solid yellow; margin-right: 5px;"></div> <p>Perfil</p> </div> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="width: 20px; border-bottom: 2px solid black; margin-right: 5px;"></div> <p>Contacto geológico</p> </div> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="width: 20px; border-bottom: 2px solid green; margin-right: 5px;"></div> <p>Línea de Túnel</p> </div> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="width: 10px; height: 10px; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></div> <p>Zona de falla</p> </div> </div>	<div style="display: flex; flex-direction: column; gap: 10px;"> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="width: 15px; height: 15px; background-color: lightblue; margin-right: 5px;"></div> <p>Nivel Freático</p> </div> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="width: 15px; height: 15px; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></div> <p>Perforación Proyectada</p> </div> </div>	<div style="display: flex; flex-direction: column; gap: 10px;"> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="width: 15px; height: 15px; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></div> <p>Perforación 100 0 100 % de Recup. % de RQD.</p> </div> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="width: 15px; border-bottom: 2px solid black; margin-right: 5px;"></div> <p>Ríos y quebradas</p> </div> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="width: 15px; border-bottom: 2px solid yellow; margin-right: 5px;"></div> <p>Caminos</p> </div> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="width: 15px; border-bottom: 2px solid grey; margin-right: 5px;"></div> <p>Alineamientos y fallas</p> </div> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="width: 15px; height: 15px; background-color: lightgrey; margin-right: 5px;"></div> <p>Anomalías Geofísicas</p> </div> </div>
	<p>ρ = Valores de Resistividad</p> <p>α = Veloc. sísmicas compresionales (k/seg)</p>		

Figura 7.1.12. Perfil Geológico Componente 2 Obras Subterráneas-Túnel Lajas.

7.1.2.5. Componente 2 (Tuberías de conducción)

1. Sector 3: Tramo entre túnel El Llano y el túnel Tejar

Para este sector de conducción se identificaron 4 unidades geológicas, la distribución espacial de las mismas se detalla en la Figura 7.1.13.

Para este componente no se considera necesario, mostrar un perfil geológico, debido a que se trata de obra superficiales, las cuales están siendo excavadas en las unidades mostradas en el mapa geológico mencionado en el párrafo anterior.

▪ Zona de intrusivos y rocas alteradas

Esta unidad aflora a lo largo del primer kilómetro del sector 03 (estación 0+000 a 1+040) y posteriormente se identificó de la estación 2+080 hasta la estación 3+600. A pesar de que ambos tramos de la tubería (0+000 a 1+040 y 2+080 a 3+600) están agrupados dentro de la misma unidad geológica, las condiciones geológicas-geomecánicas varían por lo que se realizara la descripción de esta unidad para cada tramo de manera independiente.

i. Tramo estación 0+000 a 1+040

Las condiciones geológicas para este tramo corresponden principalmente a intrusivos fuertemente meteorizados, caracterizados como rocas blandas e inclusive como materiales arcillosos-limoso de coloraciones cremas y cafés, es posible identificar la estructura original de la roca en algunos cortes de caminos. (Foto 1, Anexo 7.1). En la perforación P AyA-LTLL-3 se identificó este material, así como en las perforaciones de los SPT 1, 2 y 3. (Foto 2, Anexo 7.1). Desde el punto de vista geomecánica el intrusivo presenta características de una roca blanda, dada esta condición el grado de fracturamiento es bajo ya que no permite una deformación rígida del macizo rocoso.

De igual manera se estima a partir de las observaciones de campo que la roca tiene una permeabilidad de baja a muy baja. A partir de las descripciones y caracterizaciones cualitativas el macizo rocoso conformado por esta litología se clasifica como una roca Clase IIIA (roca de calidad media a buena) con base en la clasificación geomecánica RMR. Con respecto a su estabilidad en las excavaciones se puede predecir a partir de lo observado en campo de una manera cualitativa como un macizo rocoso que permite realizar cortes temporales de alta pendiente (60°-80°) en excavaciones de hasta 5 m de altura.

Adicionalmente al intrusivo fuertemente meteorizado dentro de esta unidad es posible diferenciar rocas sedimentarias alteradas por influencia del cuerpo intrusivo y con una moderada a fuerte meteorización. Estas rocas sedimentarias corresponden con areniscas de granulometría gruesa a media con presencia de líticos milimétricos de color café-rojizo y abundancia de moldes de bilvalvos, de igual manera es común la presencia de meteorización esferoidal. (Foto 3, Anexo 7.1)

Desde el punto de vista geomecánico la roca clasifica como una roca clase III-IV (media-mala) con base en la clasificación RMR. En campo se observan cortes de hasta 5 m de elevación con pendientes elevadas (60-80°).

Finalmente, para este tramo de estudio se describe la presencia de zonas de transición entre el intrusivo meteorizado y las rocas sedimentarias alteradas. Estas zonas de transición corresponden con materiales limo-arcilloso blandos con presencia de bandeamientos multicolor los cuales se asocian con parte de las aureolas de alteración del intrusivo y con la zona más inmediata de alteración de la roca caja (rocas sedimentarias) (Foto 4, Anexo 7.1). Geomecánicamente estos materiales presentan un comportamiento ligeramente inferior al sector del intrusivo meteorizado.

ii. Tramo estación 2+080 a 3+600

En la longitud total de este tramo, la tubería de conducción se ubicaría en algunos sectores sobre las litologías de zonas de intrusivos y roca alterada.

A diferencia del tramo anterior las rocas sedimentarias alteradas en este sector tienen una granulometría mayor descritas como brechas finas con bloques milimétricos hasta centimétricos con presencia de carbón inmersos en una matriz limosa de color café. (Foto 5, Anexo 7.1). Las aureolas de alteración son similares a las descritas en el tramo anterior.

Para este tramo se identificaron intrusivos menos meteorizado (ligeramente a moderadamente) y por ende con mejor calidad geomecánica. En estos intrusivos se pudieron identificar macroscópicamente cristales alterados posiblemente correspondientes a fantasmas de feldespatos. Geomecánicamente la roca es de una dureza media a alta. (Foto 6, Anexo 7.1).

▪ Secuencia de rocas sedimentarias areniscas medias a finas

Esta unidad aflora desde la estación 1+060 hasta la estación 1+440 se interpreta que el cerro aislado presente entre las estaciones 1+580 a 1+680 está conformado de igual manera por esta litología.

A partir de la información geológica regional y rasgos geomorfológicos se interpreta que la secuencia tiene una dirección de buzamiento hacia el NW, esta condición provoca que se evidencien cicatrices y coronas actuales de deslizamiento en la ladera de margen derecha del río Sombrero.

Litológicamente la unidad se describe como areniscas de granulometría fina hasta gruesa con estratos de 45 cm y presencia de laminación paralela. En la perforación de investigación del SPT-5 se observó el sector superficial más meteorizado de esta litología.

▪ Secuencia de rocas sedimentarias vulcarenitas y brechas finas

Esta secuencia de rocas sedimentarias aflora entre la estación 1+730 hasta la estación 1+840, el bastión de margen izquierda del puente tubo sobre el río Navarro se cimentará en esta unidad de roca. Litológicamente la roca se describe como una arenisca media hasta muy gruesa o brecha fina de color café con presencia de estructuras sedimentarias principalmente laminación y con un buzamiento preferencial hacia el N-NW. (Foto 7, Anexo 7.1).

Esta litología se encuentra aflorando en la margen izquierda del Río Navarro, de igual manera durante la excavación de la trinchera de exploración T-7 se identificó. (Foto 7, Anexo 7.1).

El Río Navarro, así como el Río Sombrero presentan terrazas aluviales caracterizadas por la presencia de bloques métricos subredondeados. Es común observar gradaciones normales presentándose en la base los bloques de mayor dimensión y en las capas superficiales bloques centimétricos inmersos en una matriz limo-arenosa de color gris. El detalle de la distribución de estos depósitos se puede observar en la Figura 7.1.13.

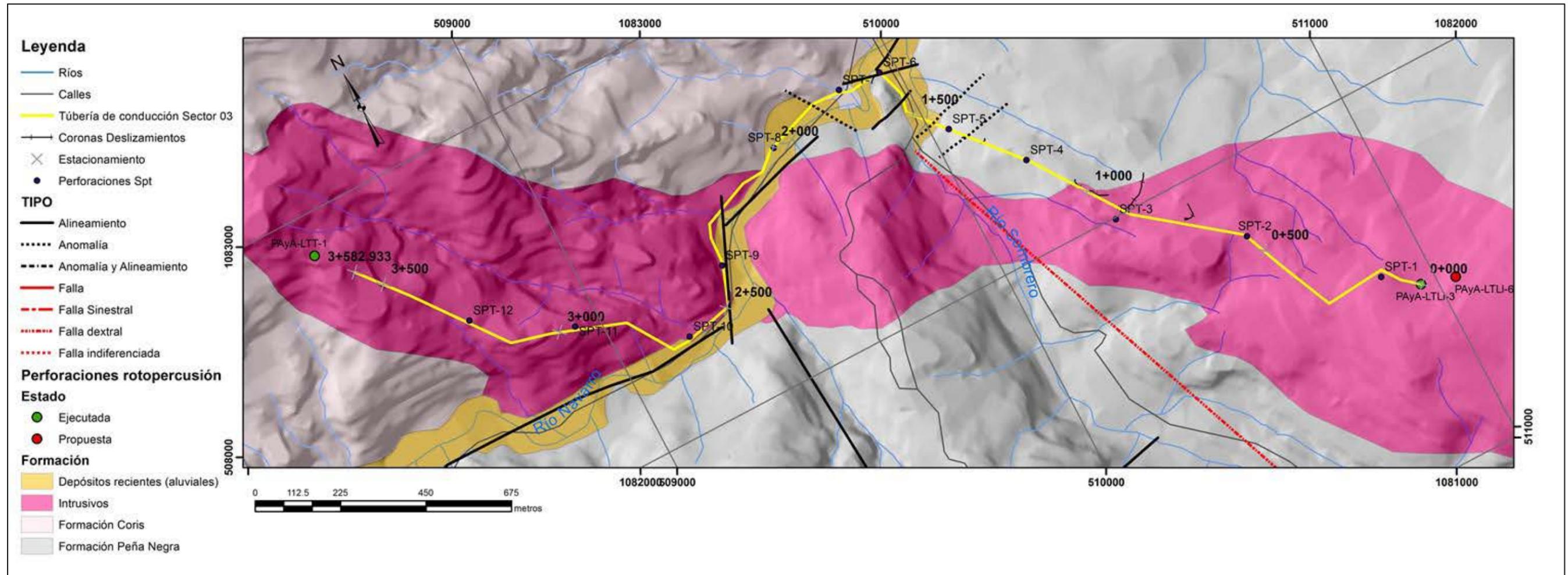


Figura 7.1.13. Mapa Geológico Componente 2 Tuberías de conducción Sector 3.

2. Sector 5: Zona de San Isidro y El Tejar de El Guarco

Para este sector de conducción se identificaron 3 unidades geológicas. La distribución espacial de las mismas se detalla en la Figura 7.1.14.

Para este componente no se considera necesario, mostrar un perfil geológico, debido a que se trata de obra superficiales, las cuales están siendo excavadas en las unidades mostradas en el mapa geológico mencionado en el párrafo anterior.

▪ Secuencia de rocas sedimentarias vulcarenitas y brechas finas

Esta unidad se ubica en los primeros metros de la tubería de conducción del sector 05 (Figura 7.1.14) se caracteriza por corresponder en algunos sectores con una brecha compuesta por bloques subangulares de hasta un máximo de 4 cm inmersos en una matriz limo-arcillosa (Foto 9, Anexo 7.1).

Esta litología a la profundidad que va a encontrarse durante las excavaciones de la tubería de conducción se presenta muy meteorizada esto se evidenció en las perforaciones tipo SPT 13 y SPT-14. (Foto 8, Anexo 7.1).

Desde el punto de vista geomecánico según las observaciones de campo esta roca clasifica como una roca de calidad mala, siendo inestables en cortes de camino pequeños.

▪ Depósitos fluviolacustres

La mayor parte de la tubería de conducción del sector 05 se localiza en esta unidad. Litológicamente los depósitos fluviolacustres se caracterizan por la presencia de capas centimétricas de niveles limo-arcillosos del color gris y capas centimétricas de niveles arenas, litologías típicas de ambiente de depositación lacustres. Las diferentes perforaciones tipo SPT permitieron identificar y diferenciar estos niveles. (Foto 9, Anexo 7.1).

▪ Lahares antiguos

Para el sector de la tubería comprendido entre los SPT-26 y SPT-27 fue posible identificar material de características diferentes descritos como limos y arenas con presencia de bloques correlacionados a partir de las evidencias geomorfológicas y regionales con depósitos laháricos antiguos. (Foto 10, Anexo 7.1).

Estratigráficamente estos lahares continúan por debajo de los depósitos fluvio-lacustres y este sitio en particular corresponde con un contacto lateral entre ambas unidades, en el caso de la perforación SPT-28 se evidenció esta condición presentándose los primeros 2.25 m un material de características más fluvio-lacustres y posteriormente un material correlacionado a los depósitos laháricos.

▪ Condiciones estructurales

Regionalmente el sector 05 está influenciado y es atravesado por la falla neotectónica Agua Caliente. A través de rasgos geomorfológicos presentes hacia el este del área de estudios y el análisis de deflexiones en cauces del área haciendo uso de modelos de elevaciones digitales

aunado a los estudios geofísicos realizados fue posible establecer hasta 4 estructuras entre planos de fallas y alineamientos que intersecan la ruta de la tubería de acarreo en el sector 05. (Figura 7.1.14).

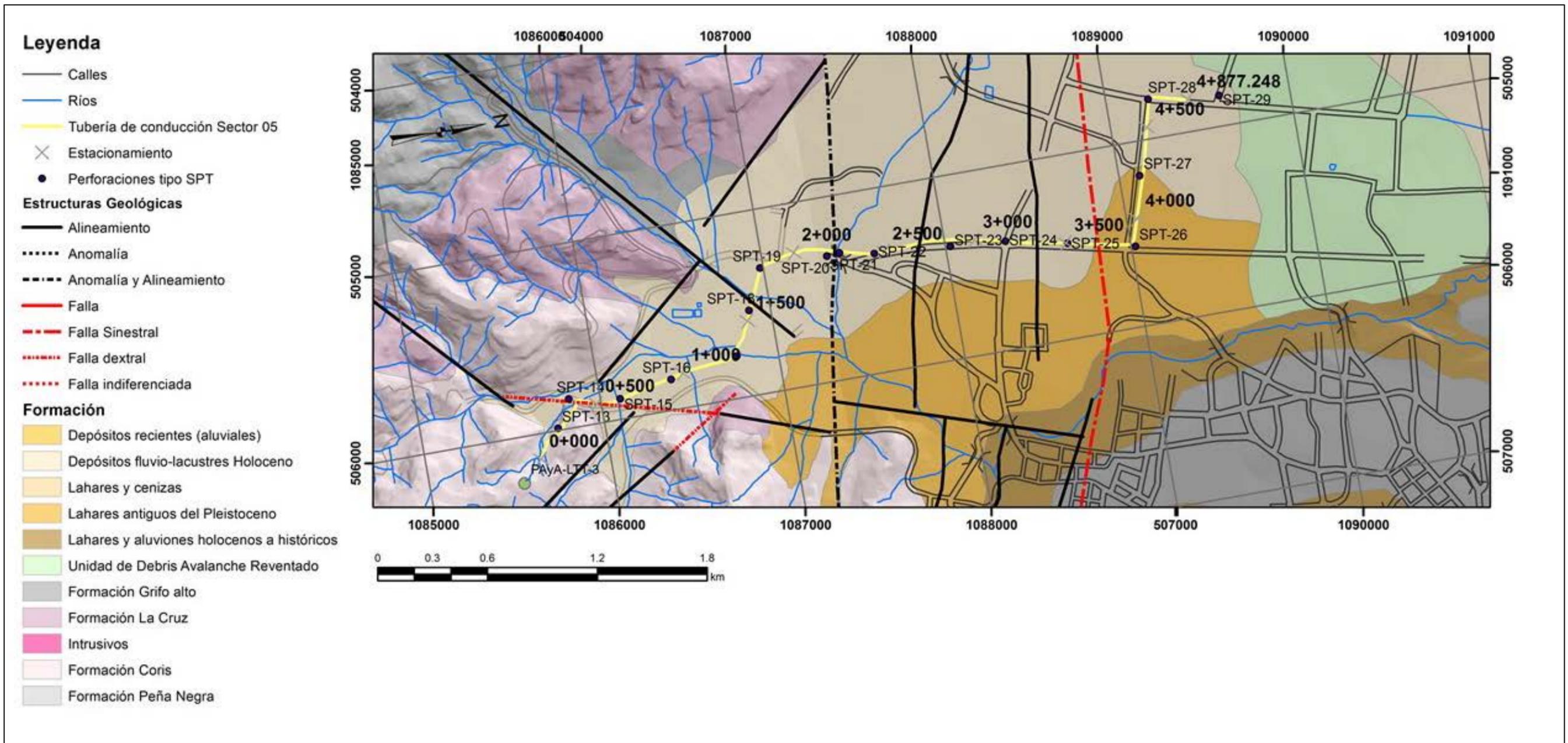


Figura 7.1.14. Mapa Geológico Componente 2 Tuberías de conducción Sector 5.

3. Sector 6 Tramo en la zona de Coris de Cartago

Para este sector de conducción se identificaron 5 unidades geológicas, la distribución espacial de las mismas se detalla en la Figura 7.1.15.

Para este componente no se considera necesario, mostrar un perfil geológico, debido a que se trata de obra superficiales, las cuales están siendo excavadas en las unidades mostradas en el mapa geológico mencionado en el párrafo anterior.

- **Secuencia de rocas sedimentarias vulcarenitas y brechas finas**

Unidad localizada al final del sector 06 caracterizada como areniscas medias a gruesas de color café con presencia ocasional de fragmentos de carbón.

Geomecánicamente en el sector en el que se va a excavar o cimentar la tubería de conducción se presenta el macizo rocoso con un alto grado de meteorización.

- **Lavas alteradas, macizos rocosos muy meteorizados**

Esta litología se presenta principalmente al norte del sector 06, algunos puntos de inflexión de la tubería podrían caer sobre este material ya que la traza de la tubería de conducción en este sector está muy cerca del contacto entre los depósitos fluviolacustres y esta unidad.

Litológicamente el macizo conformado por estas lavas se describe como una roca de grano grueso de color gris a café de origen volcánica fuertemente alterada de apariencia masiva. Geomecánicamente la roca se caracteriza con una dureza media. (Foto 11, Anexo 7.1).

- **Depósitos fluviolacustres**

Una gran parte de la tubería de conducción del sector 06 se localiza en esta unidad. Litológicamente los depósitos fluviolacustres se caracterizan por la presencia de capas centimétricas de niveles limo-arcillosos del color gris y capas centimétricas de niveles arenas, litologías típicas de ambiente de depositación lacustres. Las diferentes perforaciones tipo SPT permitieron identificar y diferenciar estos niveles en el sector 06.

- **Depósitos de material limo arenosos color café (Unidad de debris avalanche Reventado)**

Para el sector de la tubería comprendido entre los SPT-30 y SPT-31 fue posible identificar material de características diferentes descritos como limo-arenosos con presencia de bloques correlacionados a partir de las evidencias geomorfológicas y regionales con la unidad de debris avalanche Reventado, características similares a las de los lahares antiguos.

Estratigráficamente este evento se interpreta sobreyaciendo los depósitos fluvio-lacustres, lo anterior se interpretó a partir de la información proveniente del SPT-31.

- **Depósitos coluviales**

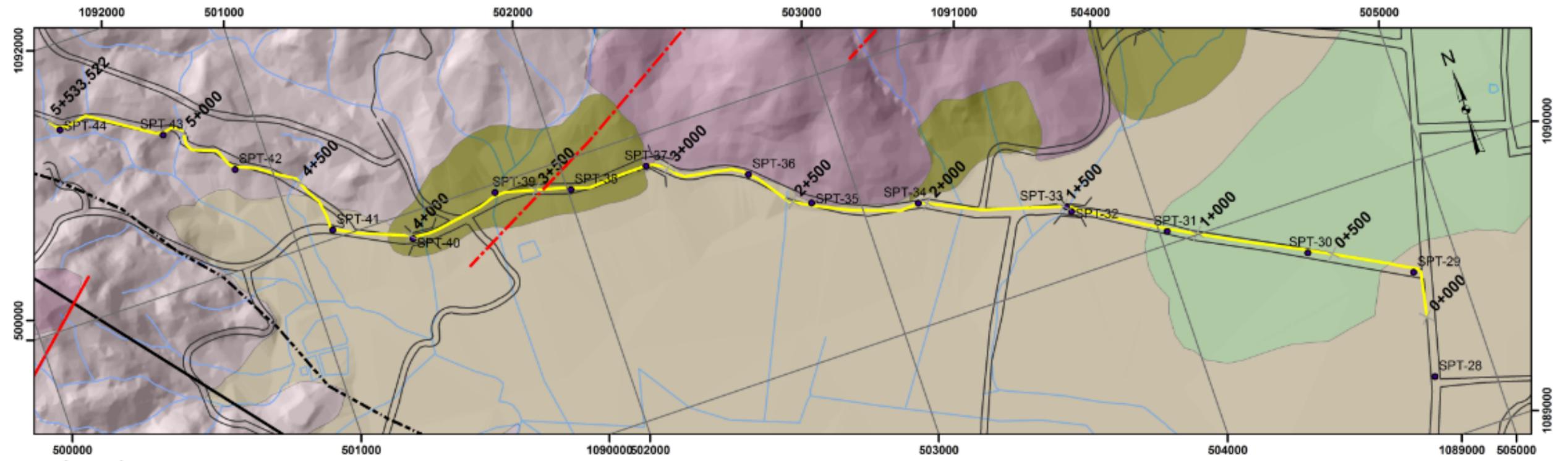
Los depósitos coluviales para el sector de estudio se describen como materiales limo-arenosos de consistencia blanda con mucha heterogeneidad litológicamente. Geomorfológicamente corresponden con abanicos coluviales provenientes del sistema montañoso ubicado hacia el norte.

- **Condiciones estructurales**

Las principales estructuras tectónicas para el área de estudio corresponden con la falla Agua Caliente y la Falla Ochomogo, esta última atravesaría la tubería de conducción superficial en algunos sectores, sin embargo, la información actual no permite evaluar a detalle las posibles afectaciones que se podrían tener por esta estructura. Debe de evaluarse en las etapas posteriores si efectivamente las falla asociados al sistema Ochomogo intersecan la tubería.

4. Sector 7 Tramo en la zona de Lajas de Cartago

En la Figura 7.1.11 se detalla el mapa geológico el cual corresponde con el mismo utilizado para el túnel Lajas. La caracterización de unidades geológicas correspondería con las mismas descritas para el túnel Lajas por lo que no se detallan en este apartado.



Legenda

- Calles
- Ríos
- Tubería de conducción Sector 06
- × Estacionamiento
- Perforaciones SpT
- Estructuras Geológicas**
- Alineamiento
- Anomalía
- - - - Anomalía y Alineamiento
- Falla
- - - - Falla Sinistral
- Falla dextral
- Falla indiferenciada

- Formación**
- Depósitos Coluviales
 - Depósitos recientes (aluviales)
 - Depósitos fluvio-lacustres Holoceno
 - Lahares y cenizas
 - Lahares antiguos del Pleistoceno
 - Lahares y aluviones holocenos a históricos
 - Unidad de Debris Avalanche Reventado
 - Formación Grifo alto
 - Formación La Cruz
 - Intrusivos
 - Formación Coris
 - Formación Peña Negra



Figura 7.1.15. Mapa Geológico Componente 2 Tuberías de conducción Sector 6.

7.1.2.6. Componente 3 (Planta Potabilizadora)

El mapa geológico con la distribución de unidades se presenta la Figura 7.1.16.

La unidad principal sobre la que se construiría la planta potabilizadora correspondería a materiales volcánicos asociados a la formación La Cruz, principalmente lavas alteradas que aumentan su calidad geomecánica a mayor profundidad.

7.1.2.7. Componente 4

El componente 4 corresponde con la construcción de una tubería de distribución con diámetros iguales o inferiores a 1200 mm. Este diámetro implicaría un impacto menor y un emplazamiento más superficial de la tubería.

El componente 4 se subdivide:

- Tramo N°1 Planta Potabilizadora-Damas-Pequeña Central Hidroeléctrica
- Tramo N°2 Damas-Maiquetía
- Tramo N°3 Damas-Fátima
- Tramo N°4 Fátima-Hacienda Vieja
- Estaciones de válvulas: Damas, Jorco y Fátima
- Tanques Jesús de Praga.

El tramo N°1 incluye la presencia de una pequeña central hidroeléctrica que actuaría como dissipador de presión y se localiza a lo largo de zona de potreros.

Por otro lado, los Tramos N°2, 3 y 4 se encuentran en zonas urbanas lo que implicaría impactos físicos en áreas que actualmente están intervenidas. En el tramo N°2 en una zona de potreros se emplazaría un sector de tanques para almacenamiento de agua potable. De igual manera a lo largo de los tramos se construirían casetas de válvulas de dimensionamiento limitado. (Para mayor detalle ver descripción general del proyecto).

Dada que este componente abarca obras de menor envergadura y por ende menor impacto que los componentes anteriores se genera un mapa geológico general para el componente 4 así como una única descripción de las unidades geológicas.

La Figura 7.1.1 ubica al componente 4 dentro de la totalidad del proyecto. La Figura 7.1.17, corresponden con el mapa geológico para el componente 4 en el que se muestra la distribución litológica a lo largo de las líneas de conducción del acueducto. De igual manera se indica el detalle de la ubicación de estaciones de válvulas y tanques de almacenamiento.

Para este componente no se considera necesario, mostrar un perfil geológico, debido a que se trata de obra superficiales, las cuales están siendo excavadas en las unidades mostradas en el mapa geológico mencionado (Figura 7.1.17).

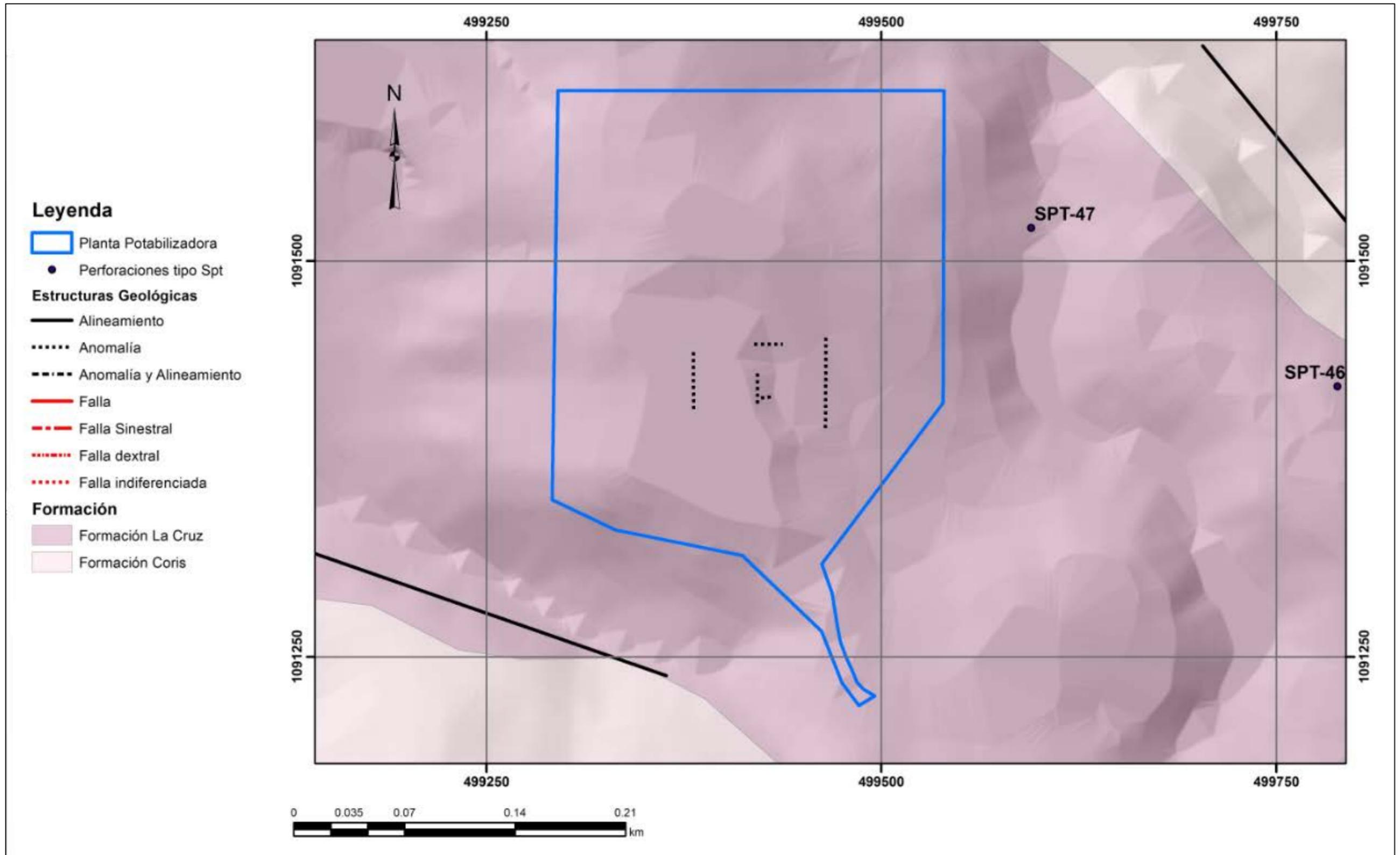


Figura 7.1.16. Mapa Geológico Componente 3 Planta Potabilizadora.

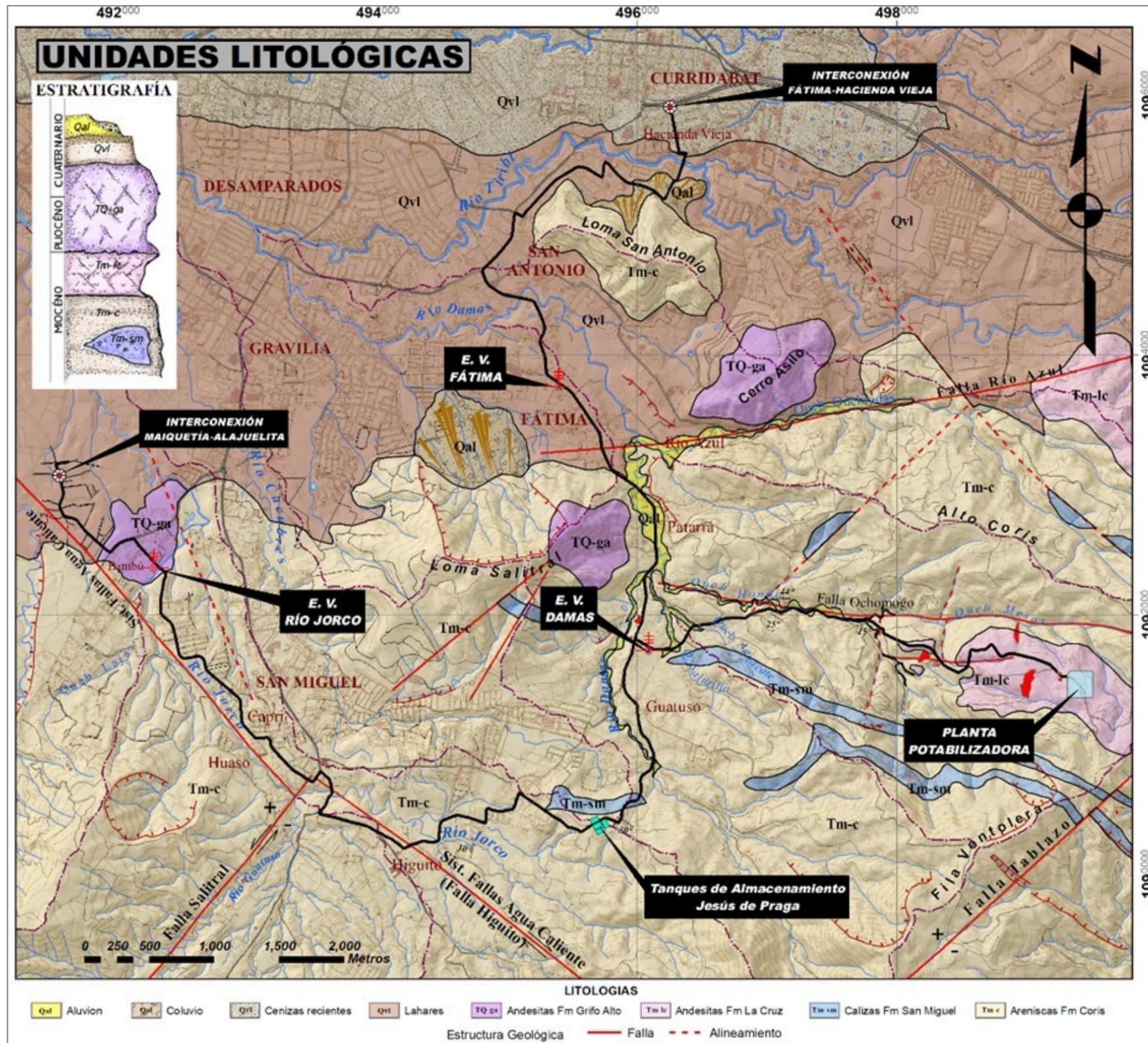


Figura 7.1.17. Mapa Geológico Componente 4 Tuberías de distribución Tramo N°1, 2, 3 y 4.

A continuación, se describen las unidades geológicas presentes:

- **Formación Coris**

Esta formación aflora en el sector sur del área de estudio y representa los materiales del basamento rocoso en esta región. A lo largo de la línea de proyecto se tienen buenas exposiciones de esta litología en las estaciones 3+300 del Tramo N°1 1 y en los cerros en las estaciones 1+950 de la Tramo N° 2 (Sitio de Tanques Jesús de Praga).

Esta litología corresponde con ortocuarcitas o areniscas cuarzosas, las cuales se encuentran en paquetes masivos de varios metros de espesor. Las coloraciones amarillentas con veteados rojizos son típicos en estas rocas. (Foto 12, Anexo 7.1).

Los perfiles de suelos residuales que tienden a desarrollarse en estas litologías son en realidad reducidos, con lo cual es típico observar cuando mucho 2 metros de suelo, seguido de un regolito que oscila entre 1 y 1,5 m, para luego tener la roca meteorizada o sana.

La Fm Coris se encuentra sobreyaciendo y en contacto transicional con la Fm. Peña Negra, también presenta un contacto transicional con la Fm. San Miguel, la cual se encuentra inmersa en ella. El contacto superior de la Fm. Coris es concordante con la Fm. La Cruz (Denyer & Arias 1991). La edad de la Fm. Coris es Mioceno Medio – Mioceno Superior (13 a 5 ma).

- **Formación San Miguel**

Dentro del área de estudio esta formación aparece distribuida en forma lenticular dentro de la Fm Coris. La línea de conducción del proyecto corta esta formación únicamente cerca del sitio de Tanques Jesús de Praga en las estaciones 1+600 del Tramo N°2. Estas litologías no serán representativas en el desarrollo de las obras del acueducto.

Esta formación está constituida por calizas bioclásticas que pueden tener intercalaciones con areniscas guijarrosas y vulcarenitas.

La Fm. San Miguel, de edad Mioceno Inferior a Mioceno Medio, se encuentra subyacida concordantemente y sobreyacida en contacto transicional por la Fm. Coris.

- **Formación La Cruz**

Esta formación se encuentra aflorando en el sector oeste del área de estudio en forma de parches aislados, sobre las partes altas de la Fila Ventolera y Cerros de la Carpintera. Dentro de la línea de acueducto la Fm. La Cruz se encuentre únicamente en el sector de la Planta de Tratamiento y en los primeros 1600 m de la línea de conducción del Tramo N° 1.

La Fm. La Cruz está constituida por coladas de lavas principalmente basálticas y tobas. Presentan la característica de contener amígdalas y vetillas de ceolitas. En el caso de los afloramientos del área de estudio, estas rocas han sido observadas en zonas de deslizamientos y cárcavas al oeste del sitio de ubicación de la Planta de Tratamiento, (Foto 13, Anexo 7.1).

Es importante mencionar que el perfil de meteorización que muestran estos materiales es bastante desarrollado, con lo cual el desarrollo del proyecto de acueducto difícilmente tenga confluencia con materiales rocosos, sino más bien las excavaciones superficiales dentro de esta

formación estarán circunscritas a suelos. Un perfil típico dentro de esta formación presenta espesores de suelo mayores a 5m.

La Fm La Cruz se encuentra sobreyaciendo de manera concordante a la Fm. Coris. La edad de estos materiales es Mioceno Superior terminal (Denyer y Arias, 1991).

▪ **Formación Grifo Alto**

En el área de estudio la Fm. Grifo Alto aflora como tres parches; conformando el Cerro Asilo, al este de la Loma Salitral y en los alrededores del cauce del Río Jorco, entre las estaciones 7+400 y 8+000.

Está constituida por rocas volcánicas y piroclásticas, se trata de lavas andesíticas de coloraciones grises a rojizos. En el caso de los afloramientos en el Cerro Asilo, Franco (1977) las refiere como dacitas (Denyer y Arias, 1991).

Una buena comprobación de la continuidad en profundidad de esta litología se dio al observar un procedimiento de perforación realizado por una empresa privada en una de las márgenes del río Jorco (Paso de río PRQ-14). La fotografía N°19 muestra un detalle de la roca extraída a una profundidad de 10m. En el cauce del río es posible observar la roca, aunque bastante meteorizada.

La edad de la Fm. Grifo Alto es Plioceno–Pleistoceno, y se encuentra sobreyaciendo a la Fm. La Cruz y a la Fm. Coris. A su vez es sobreyacida por las secuencias laháricas y de cenizas recientes.

▪ **Lahares y Cenizas**

Estos materiales se encuentran cubriendo toda la parte norte del área de estudio. La línea de conducción de una parte del tramo N°3 y la totalidad del 4 se desarrollan dentro de estos materiales, así como la parte final del Tramo N° 2. Los lahares y cenizas son productos recientes de la Cordillera Volcánicas Central que se depositaron con espesores de hasta 60m (Denyer y Arias, 1991). Sobre los lahares existe una capa de cenizas de hasta 15m de espesor, la cual es fácilmente identificable en el sector de Hacienda Vieja en el Componente 4.

Los lahares presentan una gran heterogeneidad conteniendo fragmentos volcánicos andesíticos de hasta 1 m dentro de una matriz arenosa arcillosa poco compactada.

Esas secuencias de materiales generaron topografías bastantes planas aptas para los desarrollos agrícolas y urbanos.

7.1.3. Análisis estructural y evaluación

El área de investigación se encuentra controlada por estructuras de falla con rumbos NW-SE y NE-SW. Las principales estructuras que controlan el área son la Falla Higuito, la Falla Río Azul, la Falla Tablazo y la Falla Ochomogo.

Tanto la Falla Ochomogo como la Falla Higuito presentan una relación de cercanía importante con el trazado de la línea del acueducto y según Montero (2013) tienen relación con el sistema de fallas Agua Caliente.

De acuerdo con Montero et al (2013) La Falla Ochomogo presenta una manifestación morfológica de alrededor de 22 km, aunque sobre la zona de estudio esta traza puede ser menos representativa. En el componente 4 el trazo de esta falla está asociado con la Quebrada Honda, en donde es posible observar rocas muy diaclasadas y con evidencias de fallamiento.

Respecto a la Falla Higuito, su trazo morfológico se presenta como el cauce del Río Jorco. Esta falla podría ser una extensión del sistema de fallas Agua Caliente.

La Falla Río Azul presenta una longitud de 5 km, es de tipo sinistral (Montero, 2005) y presenta una expresión geomorfológica muy clara en el valle de la Queb. Quebradas.

Otras estructuras de falla de menor longitud y alineamientos sugestivos de falla han sido sugeridos y mostrados en la Figura 7.1.17.

Otras manifestaciones estructurales tienen relación con la posición de las formaciones rocosa involucradas en el área de estudio. En el caso de la Fm. Coris presenta rumbos preferenciales NW-SE buzando en su mayoría al SW con ángulos entre 20° y 40°. La Fm. San Miguel presenta también rumbos NW-SE y buzamientos tanto al SW como al NE con ángulos medios a altos (40° a 80°).

7.1.4. Mapas geológicos del AP y AID

Los mapas geológicos del Área de Proyecto (AP) y del Área de Influencia Directa (AID), son los que se muestran en las figuras descritas en el apartado 7.1.2.

7.1.5. Caracterización geotécnica

7.1.5.1. Desarenador

A continuación, se exponen los resultados y el análisis de la investigación geotécnica realizada para la obra del Desarenador. Los aspectos considerados para la elaboración de este apartado se enfocaron en el objetivo de determinar las propiedades geotécnicas de los materiales, tanto suelos como roca, presentes en el sitio donde se emplaza la obra y que son representativos tanto para evaluar la capacidad soportante y asentamientos de la estructura, como la determinación del diseño de excavación de la obra.

1. Resultados de la investigación geotécnica

La investigación geotécnica se enfocó en la realización de reconocimientos de campo y en la ejecución de ensayos o exploraciones *in situ*, tales como trincheras de investigación y ensayos de densidad *in situ* en las trincheras.

Durante la ejecución de dicha investigación se desarrollaron las siguientes actividades:

- Descripción cualitativa de la composición del suelo. Para suelos cohesivos se determinó: el tipo de suelo, color, consistencia, plasticidad y contenido de humedad, y para suelos granulares: tipo de suelo, composición, estructura, compacidad relativa, forma y tamaño de bloques.
- Obtención de muestras alteradas para ensayos de laboratorio (clasificación SUCS).
- Ejecución de ensayos de densidad *in situ* con anillo.

Adicionalmente, se tomaron en cuenta algunos datos (ensayos de compresión inconfiada en roca) derivados de la perforación PM-RM-FT-1 (a cargo del Instituto Costarricense de Electricidad) realizada en febrero del 2012 en los alrededores del embalse El Llano, información derivada de los perfiles de prospección geofísica, con el fin de caracterizar el macizo rocoso presente, e igualmente se tomaron datos de ensayos de veleta ejecutados en abril del 2013 en un sitio cercano a la zona del desarenador donde se ensayó el material proveniente de escombros depositados cuando se realizó el proyecto Río Macho.

La ubicación de la investigación realizada se muestra en la Figura 7.1.18.

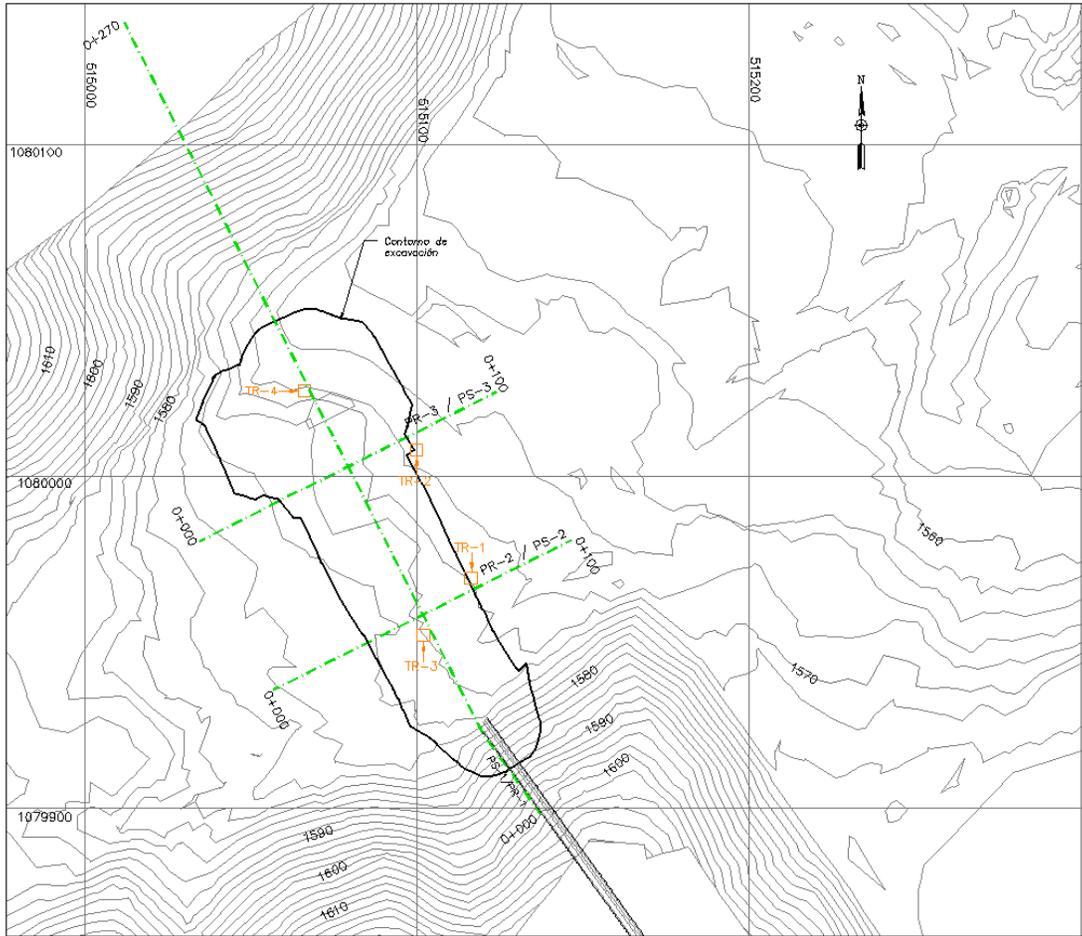


Figura 7.1.18. Ubicación de las trincheras realizadas (exploración geotécnica) en la zona del desarenador.

Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

Los resultados de los ensayos de laboratorio, en relación con el contenido de humedad y la clasificación SUCS se detallan en el Cuadro.7.1.1, que se muestra a continuación.

Cuadro.7.1.1. Registro de los resultados de laboratorio (contenido de humedad y clasificación SUCS) para los suelos presentes en el sitio del Desarenador.

Sondeo	Prof. (m)	Distribución granulométrica			LL	LP	IP	%w	SUCS
		% Grava	% Arena	% Finos					
Trinchera 1	2,4	0	57	43	41	35	6	30	SM
	3,0	0	57	43	40	35	5	35	SM
Trinchera 2	2,0	17	53	30	61	47	14	57	OH
Trinchera 4	2,3	0	38	62	37	34	3	40	ML
	5,4	0	39	60	40	29	11	40	ML

* $LL_{horno}/LL_{natural} < 0.75$

Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

Los resultados de los ensayos de densidad con anillo y porcentaje de humedad se detallan en el Cuadro.7.1.2, que se muestra a continuación.

Cuadro.7.1.2. Registro de los resultados de campo y laboratorio obtenidos en los ensayos de densidad con anillo en el sitio del Desarenador.

# Muestra	Profundidad (m)	Peso (kg)	Volumen neto (m ³)	Densidad (kg/m ³)	%w
1	0,5	4,36	0,00327	1333,3	15
2	1,25	5,09	0,00199	2557,8	15

Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016)

2. Modelo geotécnico

De acuerdo con lo mostrado anteriormente y tomando como referencia la información geológica se definieron 8 unidades geotécnicas en la zona del Desarenador. El modelo Geotécnico a través del perfil longitudinal de la estructura del desarenador se muestra en la Figura 7.1.19.

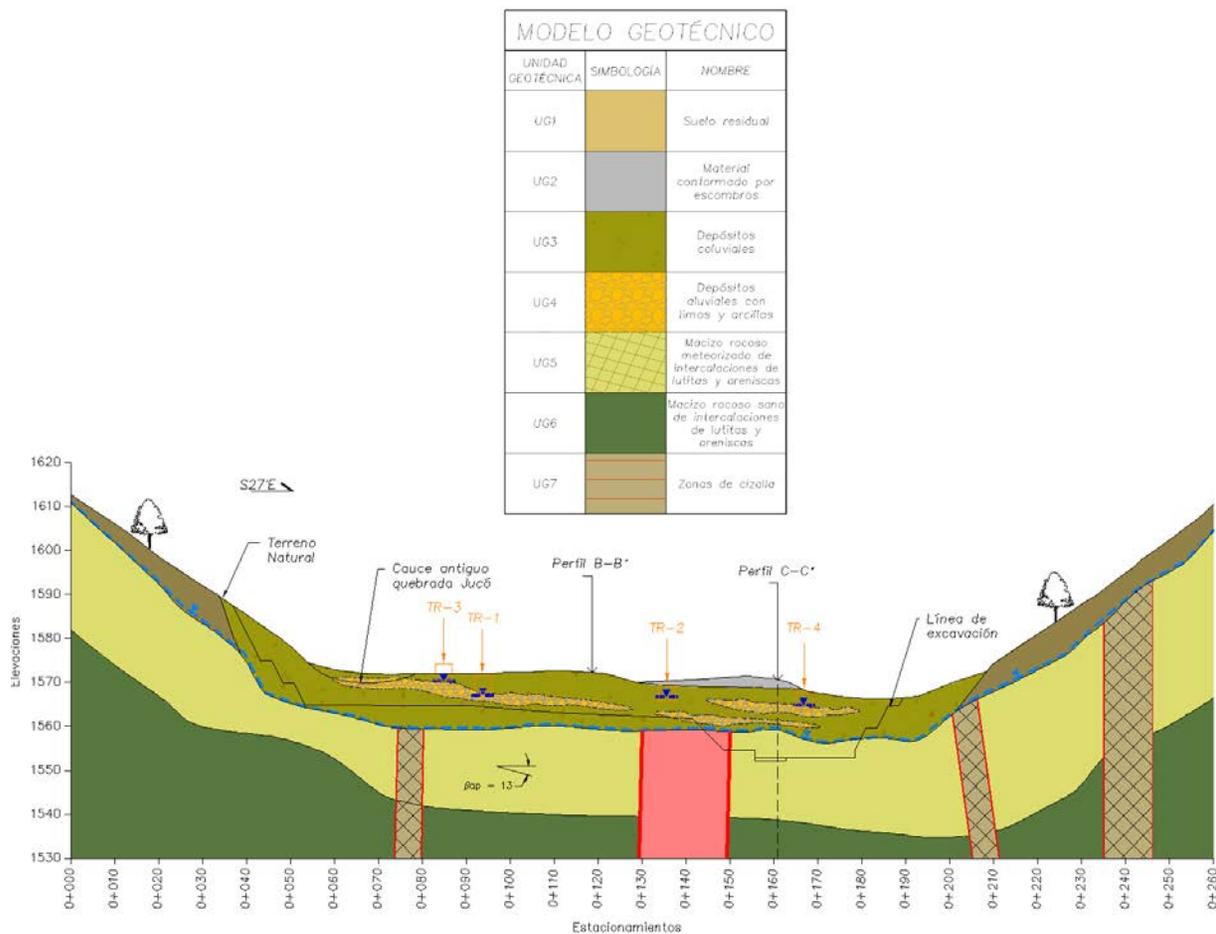


Figura 7.1.19. Modelo geotécnico representado en el perfil longitudinal de la estructura del desarenador.

Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016)

A continuación, se describe cada unidad geotécnica.

- **UG1 (Suelo residual):** suelo formado por la meteorización de la roca madre la cual lo subyace. Material considerado como un limo arenoso con algunos bloques inmersos en la matriz.
- **UG2 (Depósitos aluviales con limos y arcillas):** depósitos provenientes de la quebrada Jucó. Se compone de una matriz areno limosa de compacidad muy floja y baja plasticidad, color café, con bloques subangulosos y subredondeados. Se considera un aluvión sucio por su gran porcentaje de finos.
- **UG3 (Depósitos coluviales):** depósitos originados por deslizamientos provenientes de las laderas cercanas a la zona donde se ubicará el Desarenador. Por su origen son materiales muy heterogéneos, con matriz limo arenosa de consistencia media y baja plasticidad, con bloques de tamaños desde centimétricos a métricos y en algunas zonas se observa presencia de troncos de árboles.
- **UG4 (Materiales conformados por escombros):** suelo conformado por escombros antiguos. Por su formación son materiales muy heterogéneos, con poca consolidación y propiedades geomecánicas pobres. Matriz que clasifica como arcilla orgánica de consistencia muy blanda y plasticidad media, presenta algunos bloques de tamaño centimétrico y se encuentran troncos inmersos en la matriz.
- **UG5 (Macizo rocoso meteorizado):** macizo rocoso moderadamente meteorizado de mala calidad (según RQD) compuesto por intercalaciones de lutitas y areniscas, cuya resistencia de la matriz es catalogada como media (roca dura). Presenta un sistema de dos familias de discontinuidades y algunas aleatorias.
- **UG6 (Macizo rocoso sano):** macizo rocoso sano, compuesto por intercalaciones de lutitas y areniscas y cuya resistencia de la matriz es catalogada como media (roca dura). Este material no interfiere con la estructura del Desarenador por lo que sus propiedades geomecánicas no fueron determinadas.
- **UG7 (Zonas de fracturación o cizalla):** esta unidad está asociada a las zonas de cizalla indicadas en el modelo geológico. Corresponde con un macizo rocoso de muy mala calidad debido a su alto grado de fracturación. Puede presentar juntas con abertura ancha y con rellenos ocasionalmente de arenas, limos y arcillas, en los casos donde no presenta relleno puede ser muy permeable.
- **UG8 (Zona de falla Jucó):** esta unidad está asociada con la falla Jucó descrita en el modelo geológico. Corresponde con un macizo rocoso de muy mala calidad. Hacia los costados presenta un alto grado de fracturación con juntas con abertura muy ancha y rellenos arcillosos, arena o roca triturada. En el núcleo presenta un material que conforma zonas o bandas de arcilla, la cual lo vuelve impermeable.

Las propiedades geotécnicas (propiedades físicas, resistencia al corte y deformabilidad) que definen y caracterizan a cada una de las unidades geotécnicas anteriormente mencionadas se muestran en el Cuadro.7.1.3, el Cuadro.7.1.4, el Cuadro.7.1.5, el Cuadro.7.1.6 y el Cuadro.7.1.7.

Cuadro.7.1.3. Propiedades físicas de las unidades geotécnicas correspondientes con los suelos presentes en el sitio del desarenador.

Unidad	Granulometría			SUCS	%W _n	LL	LP	IP	γ_h (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	Consistencia / Compacidad
	% Grava	% Arena	% Finos								
UG1	-	-	-	-	-	-	-	-	18	-	-
UG2	0	57	43	SM	33	41	35	6	19,9	15	Muy floja
UG3	0	39	61	ML	40	39	32	7	18,9	13,5	Media
UG4	17	53	30	OH	57	61	47	14	15,7	10	Muy blanda

Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

Cuadro.7.1.4. Propiedades de resistencia de las unidades geotécnicas correspondientes con los suelos presentes en el sitio del desarenador.

Unidad	E (MPa)	Φ (°)	Cu (kPa)
UG1	-	-	55
UG2	12,4	29	-
UG3	11,1	-	14,9
UG4	14,9	-	19,9

Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

Cuadro.7.1.5. Propiedades físicas y de resistencia de la roca intacta de las unidades geotécnicas correspondientes con el macizo rocoso presente en el sitio del desarenador.

Unidad	Propiedades físicas				Propiedades de resistencia			
	G _{sb}	% Abs	n (%)	γ_s (kN/m ³)	σ_c (MPa)	E(MPa)	σ_t (MPa)	Vp (km/s)
UG5	2,68	0,52	1.4	26,2	80	21070	10.5	5,07
UG6	-	-	-	24	80	21070	-	-
UG7	-	-	-	22	80	21070	-	-

Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

Cuadro.7.1.6. Clasificación geomecánica del macizo rocoso presente en el sitio del desarenador.

Unidad	Clasificaciones geomecánicas			
	Velocidad relativa	RMR _{básico}	GSI	Q
UG5	0,21 (Mala)	27 (IV Mala)	47	0,08 (F, Extremadamente mala)
UG6	-	21 (IV Mala)	31	0,03 (G, Excepcionalmente mala)
UG7	-	17 (V Muy Mala)	27	0,02 (G, Excepcionalmente mala)

Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

Cuadro.7.1.7. Propiedades de resistencia del macizo rocoso presente en el sitio del desarenador.

Unidad	Propiedades de resistencia				
	Em (MPa)	Φ (°)	C (MPa)	Vp (Km/s)	Razón de Poisson estática, ν
UG5	1527	27	0.6	2,3	0,36
UG6	557	25	0.1	-	-
UG7	385	22	0.1	-	-

Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

La UG6 no tiene injerencia en las obras, por lo que no se profundiza en sus respectivas propiedades geotécnicas.

3. Análisis de capacidad soportante y asentamientos

En este apartado se presentan los resultados de la capacidad soportante y asentamientos elásticos a los que estará sometida la estructura del Desarenador.

Dado que las dimensiones de la estructura y profundidades de desplante son variables, se divide la estructura en 2 tramos en los cuales varía el ancho del cimiento (B), la profundidad de desplante (Df) o el material de cimentación. Los 2 tramos se indican en la Figura 7.1.20.

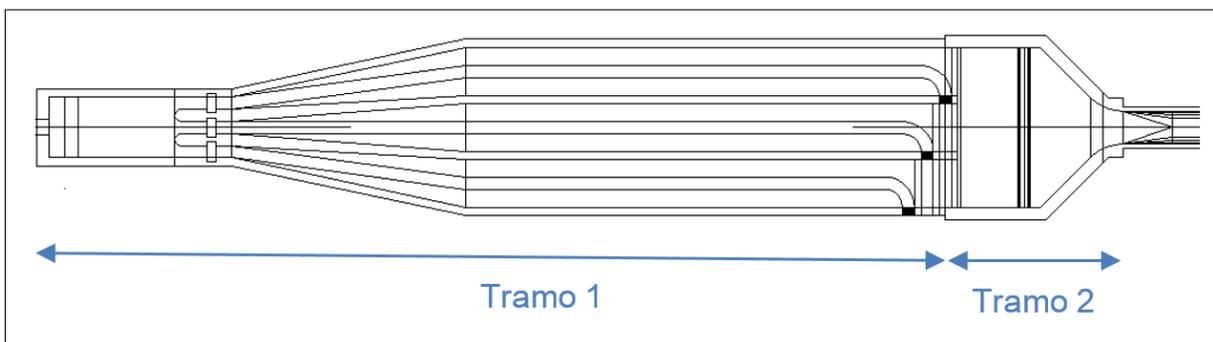


Figura 7.1.20. Sectores del Desarenador para el cálculo de capacidad soportante y asentamientos.

Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

El tramo 1 estará cimentado en la UG3 (depósitos coluviales) y presenta variaciones tanto en el ancho de la estructura, desde 6,5 m hasta 14,5 m, así como variaciones en el espesor del coluvio. Por su parte, el tramo 2, está cimentado en la UG5 (macizo rocoso meteorizado) y el ancho del cimiento varía desde 5 m hasta 15 m. Para todos los casos se consideró un factor de seguridad de 3.

- **Capacidad soportante**

Para el cálculo de capacidad soportante se considera que la cimentación es superficial, corrida, rugosa y continua.

En el caso del tramo 1, el material de cimentación será la UG3 que está compuesta por depósitos coluviales, sin embargo, este material tiene un espesor pequeño debajo de la profundidad de cimentación, la cual lo subyace la roca de la UG5. Bajo esta condición, se considera que el análisis para estas zonas es de una cimentación soportada por una base rígida a poca profundidad y en donde el desarrollo completo de la superficie de falla en el suelo estará restringido por el material rígido que lo subyace.

A partir de lo explicado anteriormente, se determinó la capacidad soportante del tramo 1 con la metodología de Mandel y Salencon (Das, 2006). Se contemplaron 3 anchos de base según los requerimientos de la estructura y un espesor de coluvio bajo la cimentación de 4,5 m y 5,5 m. Lo resultados de la capacidad soportante admisible ($FS = 3$) se muestran en la Figura 7.1.21.

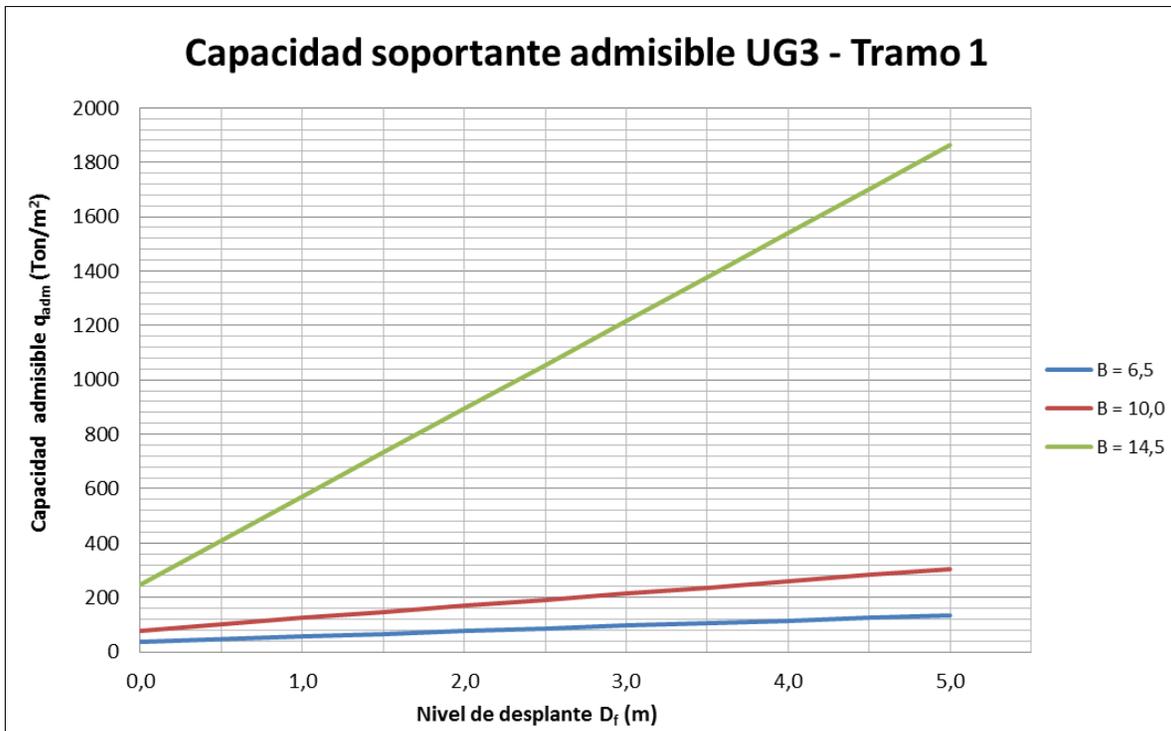


Figura 7.1.21. Gráfico de variación en la capacidad soportante admisible para la UG3, tramo 1 del Desarenador.

Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

Es importante mencionar que por el tipo de estructura y los requerimientos de la excavación, el nivel de desplante (D_f) se refiere en este caso al relleno que se colocaría contiguo a los muros de la estructura. La condición inicial de construcción es con un nivel de desplante de 0 m y donde la capacidad soportante sería más crítica, conforme se coloque el relleno la capacidad soportante mejora sustancialmente.

Se puede observar a su vez un incremento considerable en la capacidad soportante conforme aumenta el ancho del cimiento.

Para el tramo 2, se trata de una cimentación en roca, para la cual se considera que la capacidad soportante corresponde con una roca con un tipo de falla dúctil, según se indica en el Código de Cimentaciones de Costa Rica (2009). Los resultados se muestran en la Figura 7.1.22.

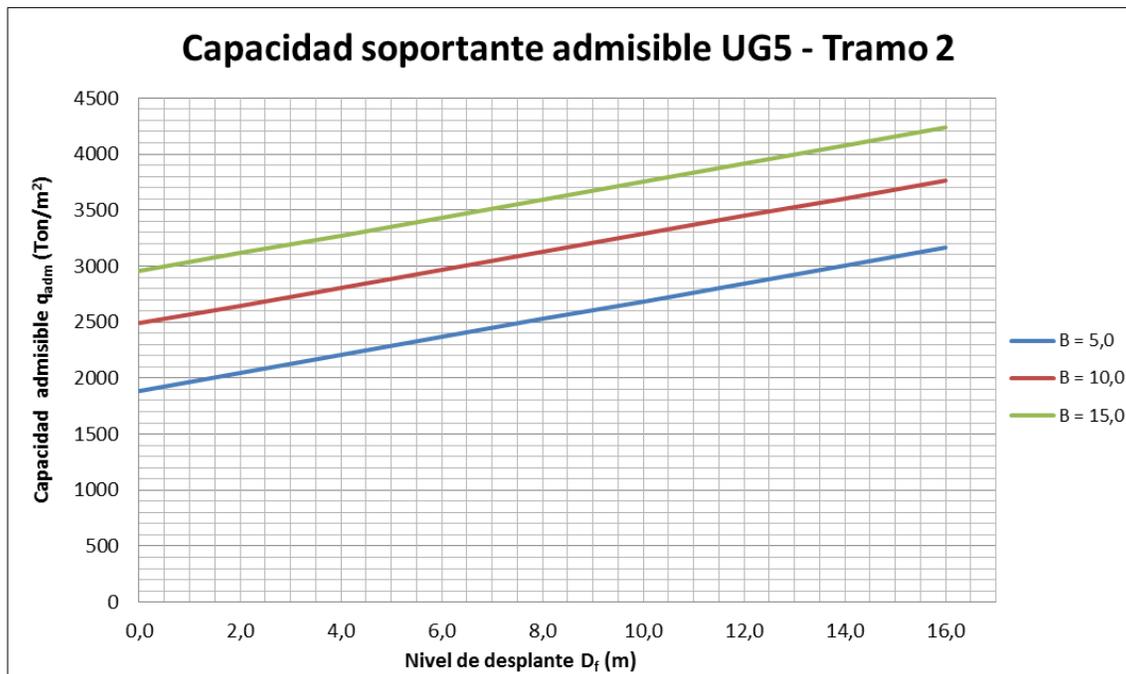


Figura 7.1.22. Gráfico de variación en la capacidad soportante admisible para la UG5, tramo 2 del Desarenador.

Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

- **Asentamientos elásticos**

Para el caso de la estructura del desarenador se calcularon únicamente los asentamientos elásticos, los cuales se estimaron con base en la teoría de elasticidad (Das, 2006). Se consideró una cimentación superficial y rígida.

Los resultados para la UG3 (depósitos coluviales) en el tramo 1, se muestran en la Figura 7.1.23.

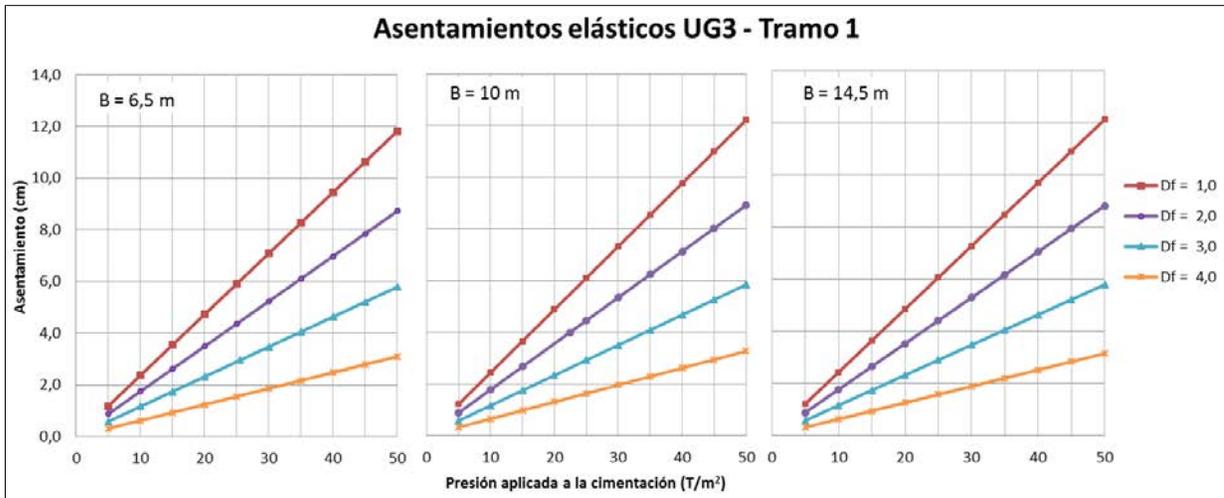


Figura 7.1.23. Gráfico de asentamientos elásticos para la UG3, tramo 1 del Desarenador.
Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

Para la UG5 no se estimaron los asentamientos, ya que al ser un macizo rocoso se prevé que su efecto no sea relevante. Quedará para otra etapa del proyecto verificar tal condición.

7.1.5.2. Obras subterráneas

El presente apartado corresponde con los resultados y el análisis de la investigación geotécnica orientada a las obras subterráneas, como lo son los túneles de conducción El Llano, Tejar y Lajas. Los aspectos considerados durante la ejecución de este estudio fueron enfocados con el objetivo de elaborar los modelos Geológicos – Geotécnicos para cada uno de los túneles y con ello evaluar desde el punto de vista geotécnico el comportamiento del macizo rocoso ante la excavación, la cual se consideró de tipo convencional (barrenado y voladura) y definir el sistema de soporte temporal.

La estructura de este capítulo está conformada por una descripción de la metodología utilizada para elaborar los modelos Geológicos – Geotécnicos en general para este tipo de obras, posteriormente para cada túnel, se presentan las propiedades físicas y mecánicas de la roca intacta (ensayos de laboratorio), la caracterización de los sistemas de discontinuidades del macizo rocoso, los resultados derivados de los ensayos de campo (Goodman Jack) y la definición de las unidades geotécnicas.

1. Metodología

▪ Elaboración de modelos geotécnicos

Para elaborar el modelo Geotécnico de cada uno de los túneles de conducción se llevó a cabo el siguiente proceso que se muestra en la Figura 7.1.24.

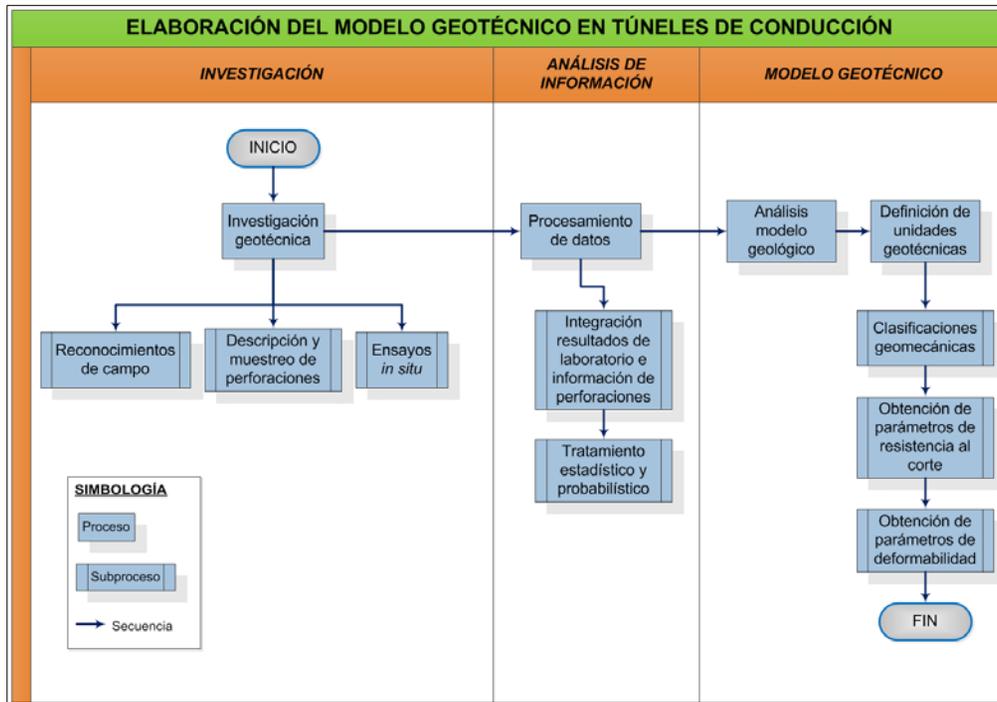


Figura 7.1.24. Diagrama de flujo para la elaboración de los modelos Geotécnicos de los túneles de conducción.

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016)

El proceso inició con la investigación geotécnica, la cual tomó como referencia la investigación realizada desde el punto de vista geológico, a través de perforaciones a rotación (de donde se derivó la mayor cantidad de información geotécnica), perfiles de prospección geofísica y geología de superficie.

A partir de los núcleos recuperados de las perforaciones, se obtuvieron los parámetros necesarios para definir la calidad geotécnica del macizo rocoso, tales como propiedades físicas y mecánicas de la roca intacta (mediante la obtención de muestras y ejecución de ensayos de laboratorio), grado de fracturación del macizo rocoso (a partir del índice RQD, Rock Quality Designation) y condición de fracturas o discontinuidades, en donde se destacan las siguientes características: orientación, espaciamiento, continuidad o persistencia, rugosidad, abertura, relleno, condición del agua subterránea, resistencia de la pared, por medio del esclerómetro o martillo Schmidt y ángulo de fricción básico (pruebas de volteo). Lo anterior abarcó lo correspondiente con la descripción geotécnica de las perforaciones.

Los ensayos geotécnicos *in situ*, se realizaron con el fin de evaluar la deformabilidad del macizo rocoso, mediante la ejecución de ensayos con el dilatómetro rígido, conocido como Goodman Jack.

Posteriormente se procedió con el procesamiento y análisis de datos, mediante la integración de los resultados obtenidos de ensayos de laboratorio (propiedades geotécnicas de la roca intacta) y la caracterización de fracturas. Esta información fue analizada de manera estadística y probabilística, mediante la aplicación de funciones de densidad de probabilidad de mejor ajuste.

Finalmente, tomando como insumo la información originada en las etapas anteriores, así como la definición de unidades litológicas y la información derivada de los perfiles de prospección geofísica, se desarrolló el modelo Geotécnico de cada obra, en donde se definieron las unidades geotécnicas correspondientes. Como parte de esta definición se desarrolló lo siguiente:

- Clasificación geotécnica del macizo rocoso, según los sistemas RMR (Bieniawski, 1989), el índice geológico de resistencia (GSI, por sus siglas en inglés) (Hoek, Carter, & Diederichs, 2013) y el sistema Q (Barton, 2007).
 - Propiedades de resistencia al corte del macizo rocoso, obtenidas a partir de criterios de resistencia, tales como Hoek & Brown y Mohr – Coulomb (Hoek et al, 2002) y correlaciones con los sistemas de clasificación (Kanji). Así mismo, propiedades de resistencia al corte de los suelos.
 - Obtención de la deformabilidad del macizo rocoso y suelos, mediante correlaciones empíricas con sistemas de clasificación y comparación o correlación con los ensayos de campo y de laboratorio.
- **Diseño geotécnico**

Para obras subterráneas como los son los túneles de conducción, el diseño geotécnico tiene como objetivo definir el tipo de soporte temporal que permita garantizar la estabilidad y seguridad durante la excavación de los túneles. Esto considerando un tipo de excavación convencional, con base en la ejecución de perforaciones y uso de explosivos.

Para definir los tipos de soporte temporal se tomaron en cuenta los siguientes aspectos:

- Litología, estructura y propiedades geotécnicas del terreno. Información derivada de los modelos Geológicos – Geotécnicos.
- Predicción de los posibles comportamientos o problemas geotécnicos durante el avance de la excavación.

La evaluación del posible comportamiento del macizo rocoso durante la excavación de los túneles de conducción consideró el análisis y la combinación de los siguientes parámetros para cada unidad geotécnica definida.

- ✓ Resistencia a la compresión de la roca intacta (σ_c).
- ✓ Resistencia a la compresión del macizo rocoso (σ_{cm}).
- ✓ Clasificaciones geomecánicas (GSI, Q y RMR).
- ✓ Índice de competencia (IC): relación entre el estado de sollicitación de esfuerzos preexistentes en el medio a excavar y la resistencia del macizo rocoso (Perri, 2005).
- ✓ Geometría de la sección de excavación.
- ✓ Cobertura vertical.
- ✓ Radio o zona de plastificación (R_p).
- ✓ Deformación radial de la cavidad (ϵ) y el frente (ϵ_o) de excavación (convergencias).

2. Modelo geotécnico túnel El Llano

El túnel atravesará mayoritariamente formaciones sedimentarias de areniscas, así como algunos cuerpos intrusivos. En menor proporción podrían aparecer rocas tipo brechas y lutitas. Al final del tramo de conducción se presenta un intrusivo arenitizado en condición alterada, el cual se clasifica como un suelo fino de consistencia media a firme.

Con base en esta clasificación se presentan los resultados relacionados con las propiedades geotécnicas de la roca intacta y suelos, caracterización de sistemas de discontinuidades y

ensayos geotécnicos *in situ*. El análisis de resultados comprendió la definición de unidades geotécnicas y por ende la conceptualización del modelo Geotécnico.

- **Propiedades geotécnicas de la roca intacta y suelos**

En el Cuadro.7.1.8 se presentan, por tipo de roca, las propiedades físicas, tales como: porosidad (n), gravedad específica (G_s), absorción (Abs) y peso específico seco (γ_s), como parte de la caracterización de la roca intacta para macizos rocosos en condición sana.

Cuadro.7.1.8. Propiedades físicas de la roca intacta para cada tipo de roca sana presente en el túnel El Llano.

Tipo de roca	n^* (%)			G_s			Abs (%)			γ_s (kN/m ³)		
	Min.	Max.	Prom.	Min.	Max.	Prom.	Min.	Max.	Prom.	Min.	Max.	Prom.
Arenisca	1,2	3,5	2,1	2,44	2,69	2,63	0,45	1,45	0,83	23,9	26,3	25,7
Brecha	0,8	6,0	3,1	2,56	2,72	2,66	0,31	2,37	1,20	25,0	26,5	26,0
Intrusivo	1,5	1,9	1,7	2,67	2,73	2,70	0,55	0,72	0,64	26,4	26,6	26,5

*Obtenida considerando solo poros comunicados.

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

Para el caso del intrusivo arenitizado en el Cuadro.7.1.9 se resumen las propiedades físicas obtenidas para este material, el cual se define como un limo de baja plasticidad (ML), según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Cuadro.7.1.9. Propiedades físicas del intrusivo arenitizado, al final de la conducción del túnel El Llano.

Propiedad	Mínimo	Máximo	Promedio
%W	27	44	36
LL	-	-	40
LP	-	-	33
IP	-	-	7
G_s	2,70	2,76	2,73
γ_h (kN/m ³)	17,2	18,8	18,0
γ_s (kN/m ³)	11,9	14,7	13,3

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

En el Cuadro.7.1.10 se muestra, por tipo de roca, las propiedades de resistencia o propiedades mecánicas, tales como: resistencia a la compresión simple (σ_c), obtenida a partir de ensayos de compresión confinada y carga puntual, módulo de deformación (E), resistencia a la tracción (σ_t) y velocidad de onda P (V_p), como parte de la caracterización de la roca intacta para macizos rocosos en condición sana.

Cuadro.7.1.10. Propiedades de resistencia de la roca intacta para cada tipo de roca presente en el túnel El Llano.

Tipo de roca	σ_c (MPa)			E (MPa)			σ_t (MPa)	Vp (km/s)		
	Min.	Max.	Prob. o Prom.	Min.	Max.	Prom.		Min.	Max.	Prom.
Arenisca	41	146	94	12575	24971	17632	9,6	4,62	5,07	4,84
Lutita	57	148	102	-	-	-	-	-	-	-
Brecha	58	162	110	7097	24926	15066	5,4	3,8	4,98	4.60
Intrusivo	68	219	144	24837	25194	25016	-	-	-	-

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

Con respecto al intrusivo arenitizado, la resistencia a la compresión confinada varía desde un valor mínimo de 0.1 MPa hasta un valor máximo de 0.22 MPa y presenta un valor promedio de 0.17 MPa.

A partir de ensayos de compresión triaxial en roca, se obtuvieron los pares ordenados de σ_1 (esfuerzo principal mayor) y σ_3 (esfuerzo principal menor), con los cuales se derivó la constante de resistencia m_i , según el criterio de ruptura de Hoek & Brown. Los resultados obtenidos se muestran en el Cuadro.7.1.11.

Cuadro.7.1.11. Constante de resistencia m_i para cada tipo de roca presente en el túnel el Llano.

Tipo de roca	Esfuerzos (MPa)		Constante m_i
	σ_1	σ_3	
Arenisca	219	42	9.68
	226	21	
	165	10,5	
Brecha	212	45	11.40
	190	22,5	
	124	11,3	

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

De lo anterior se observa que los valores de m_i se encuentran en la frontera inferior para este tipo de rocas sedimentarias.

Así mismo, se realizaron ensayos triaxiales en suelo para evaluar la resistencia al corte del intrusivo arenizado en condición consolidada no drenada. Los resultados obtenidos, en relación con los pares ordenados de esfuerzos efectivos principales (σ'_1, σ'_3) en kPa, fueron los siguientes:

Ensayo N°1 (perforación PAyA – LTLI – 03):

- Primer punto: 216, 57
- Segundo punto: 505, 153
- Tercer punto: 778, 261

Ensayo N°2 (talud camino Barona):

- Primer punto: 301, 60
- Segundo punto: 712, 150
- Tercer punto: 1348, 357

▪ **Caracterización de los sistemas de discontinuidades**

Con base en la descripción geotécnica de las perforaciones, a continuación, se muestra en el Cuadro.7.1.12, las principales características geotécnicas de los sistemas de discontinuidades del macizo rocoso a lo largo de la conducción del túnel El Llano.

Cuadro.7.1.12. Características más frecuentes de los principales sistemas de discontinuidades presentes en el túnel El Llano.

Tipo de roca	Caracterización de las discontinuidades					
	Espaciamiento (m)	Persistencia (m)	Abertura (mm)	Rugosidad	Relleno	Alteración
Arenisca	0,6 – 2,0	3 - 10	1 - 5	Ondulada rugosa - ondulada lisa	Duros de calcita	Inalterada a ligera
Lutita		1 - 3				
Brecha	0,2 - 2,0	1 - 3	0,1 - 5	Ondulada rugosa		Ligera
Intrusivo	0,6 - 2,0					

Nota: para la estratificación se considera una persistencia mayor a 20 m.

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

El Cuadro.7.1.13 muestra otras características de los sistemas de fracturas que están relacionadas con parámetros necesarios para determinar la resistencia al corte de los planos de las discontinuidades.

Cuadro.7.1.13. Resultados del rebote del martillo Schmidt y pruebas de volteo como insumos para determinar la resistencia al corte de los planos de discontinuidad en el túnel El Llano.

Tipo de roca	Rebote martillo Schmidt						Ángulo de fricción básico (ϕ_b)		
	Matriz (R)			Pared (r)					
	Min	Max	Prob	Min	Max	Prob	Min	Max	Prom
Arenisca	45	54	49	32	45	39	36	41	38
Lutita	46	51	48	37	45	41	38	39	38
Brecha	41	52	47	25	38	31	39	43	41
Intrusivo	45	54	49	31	46	39	37	41	38

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

- **Ensayos de campo**

A continuación, en el Cuadro.7.1.14 se muestran los resultados obtenidos de los ensayos Goodman Jack, para evaluar el módulo de deformación del macizo rocoso. Dichos ensayos se realizaron en las perforaciones PAA – LTLI – 01 y PAA – LTLI – 02, en las zonas cercanas a la intersección con el eje del túnel de conducción.

Cuadro.7.1.14. Resultados obtenidos de los ensayos Goodman Jack en las perforaciones del túnel El Llano.

Tipo de roca	Módulo de deformación (MPa)			
	Paralelo al eje		Perpendicular al eje	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
Arenisca	8306	20641	5890	12536
Brecha	22481		14352	

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

Los valores más elevados fueron obtenidos en zonas donde el macizo rocoso presentaba un menor grado de fracturación, por ende, durante la ejecución del ensayo, es posible que la deformabilidad fuera evaluada sobre la roca intacta con poca influencia de la condición de las discontinuidades.

- **Unidades geotécnicas**

De acuerdo con lo anterior y tomando como referencia la información geológica se definieron seis unidades geotécnicas a lo largo del túnel de conducción El Llano. El detalle del modelo correspondiente se muestra en la Figura 7.1.25, la Figura 7.1.26, la Figura 7.1.27, la Figura 7.1.28 y la Figura 7.1.29.

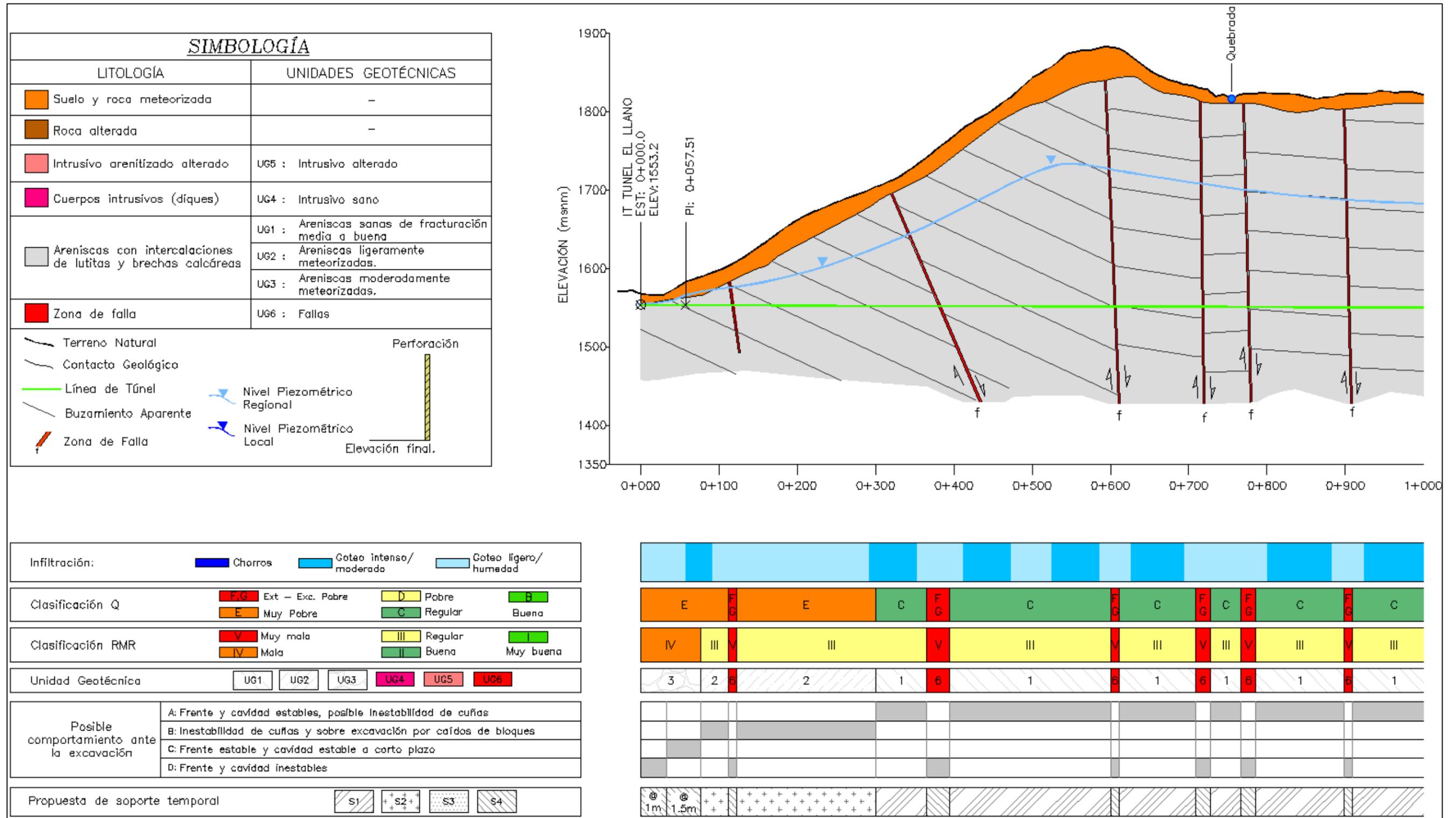


Figura 7.1.25. Modelo geológico geotécnico del túnel de conducción El Llano entre las estaciones 0+000 a 1+000.
Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

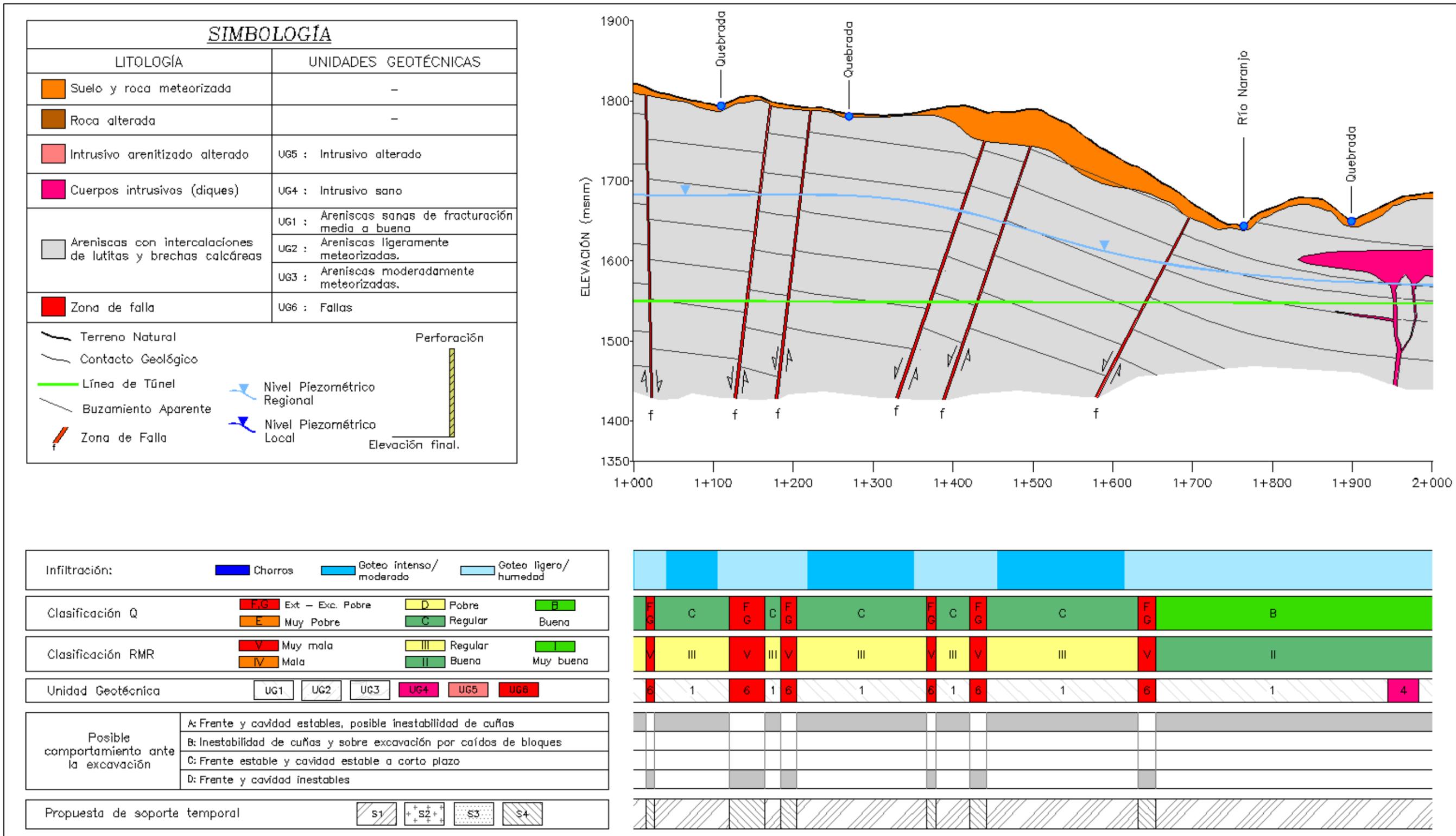


Figura 7.1.26. Modelo geológico geotécnico del túnel de conducción El Llano entre las estaciones 1+000 a 2+000.

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

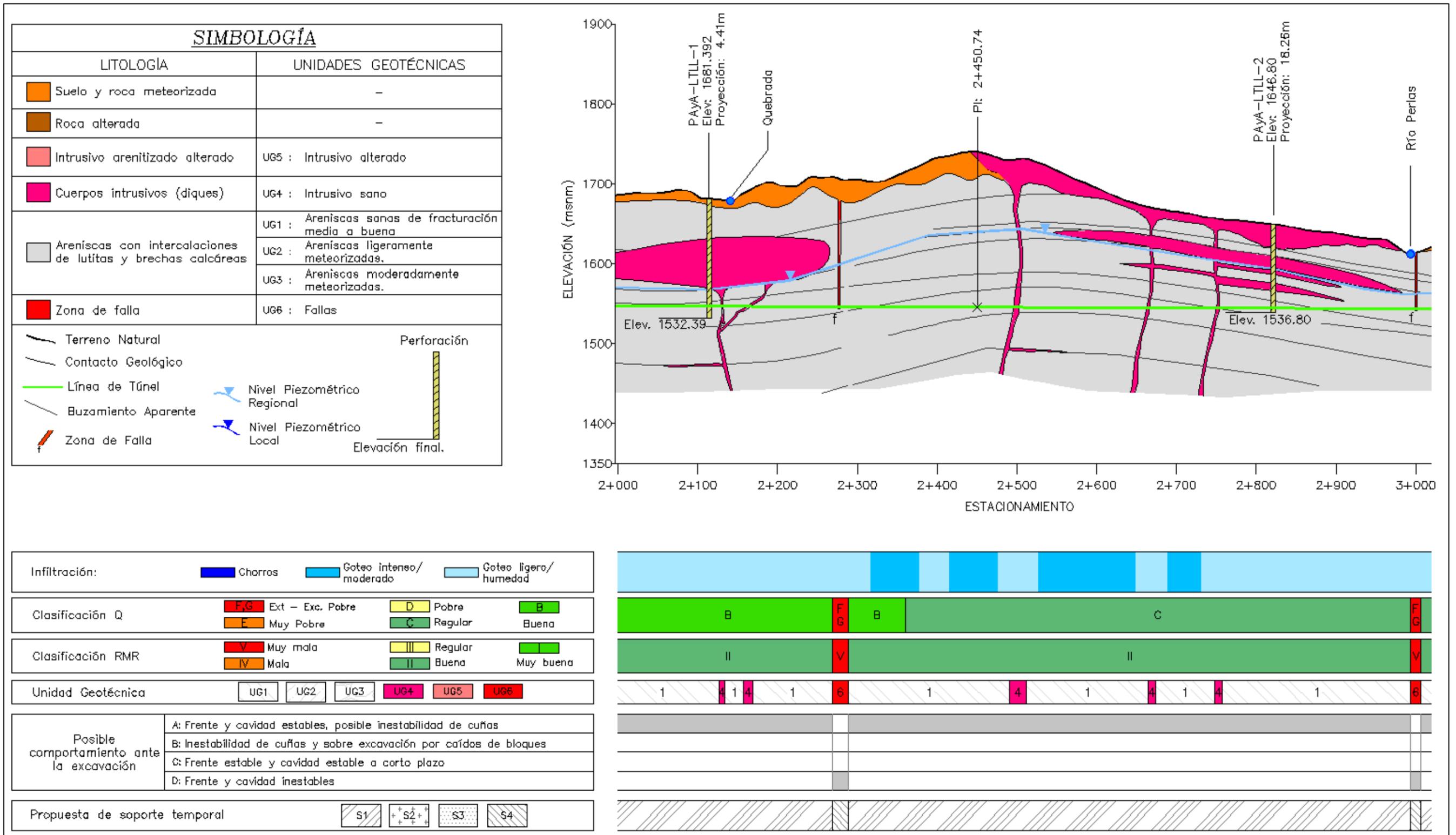


Figura 7.1.27. Modelo geológico geotécnico del túnel de conducción El Llano entre las estaciones 2+000 a 3+000.
Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

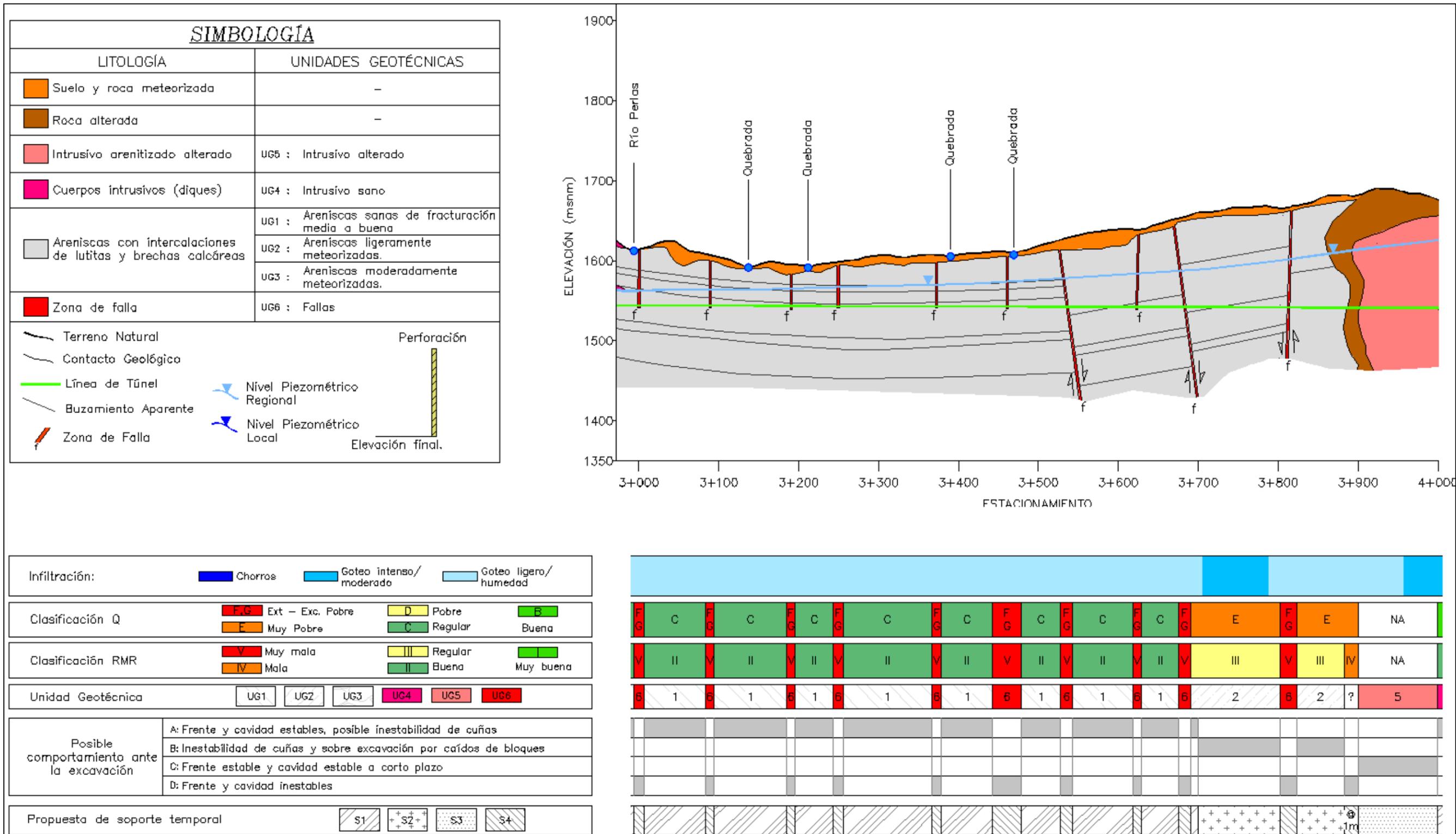


Figura 7.1.28. Modelo geológico geotécnico del túnel de conducción El Llano entre las estaciones 3+000 a 4+000.

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

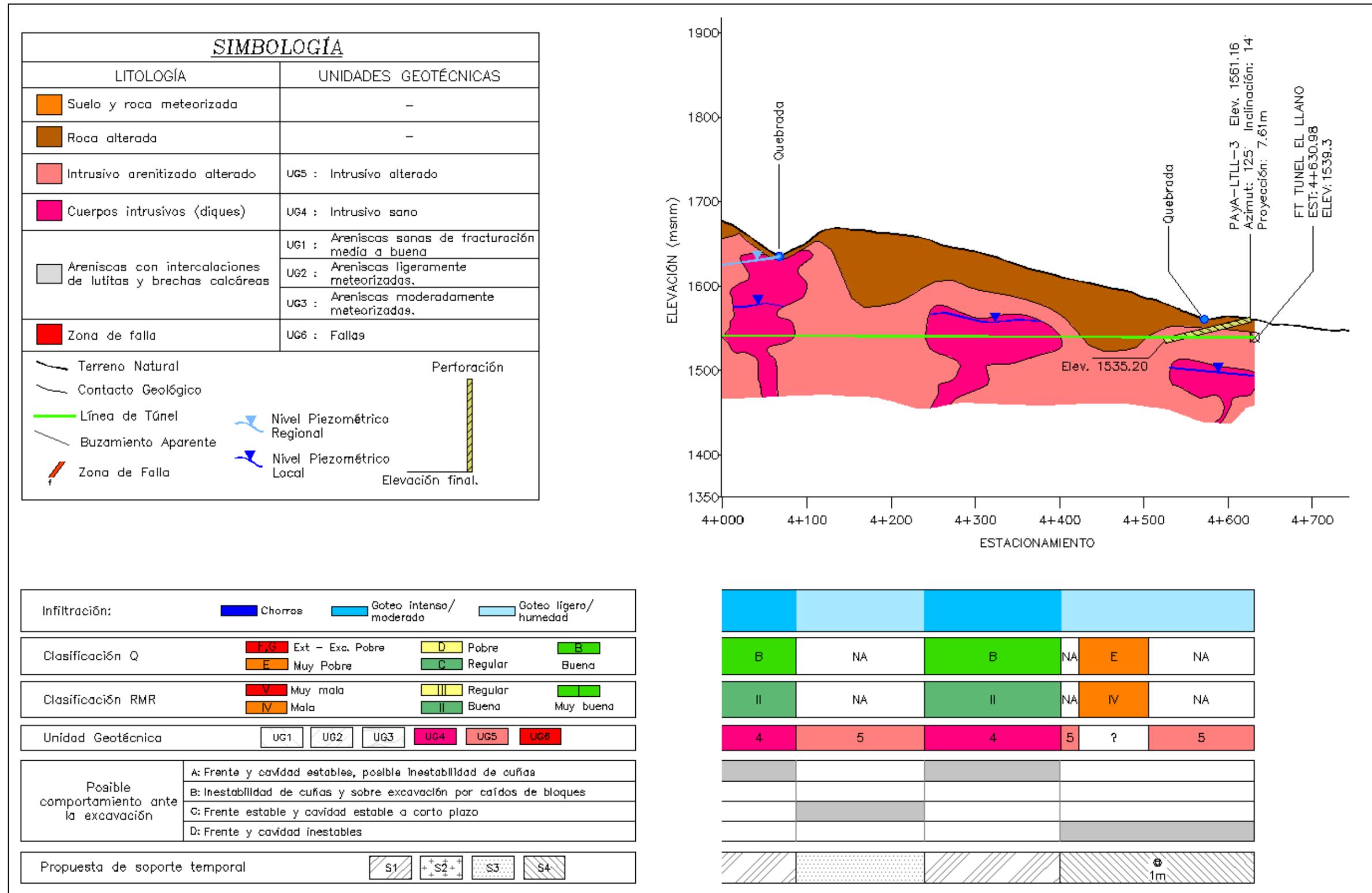


Figura 7.1.29. Modelo geológico geotécnico del túnel de conducción El Llano entre la estación 4+000 hasta el final de túnel.
Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

La descripción de cada unidad geotécnica se presenta a continuación:

- **UG1 (Areniscas sanas de fracturación media a buena):** macizo rocoso sano de calidad media a buena (según RQD) compuesto por areniscas e intercalaciones con lutitas y brechas y cuya resistencia de la matriz es catalogada como media (roca dura). Presenta un sistema de tres familias de discontinuidades y algunas aleatorias, con las siguientes características: espaciamiento moderado a amplio, persistencia media, fracturas parcialmente abiertas, rugosidad ondulada rugosa y lisa, rellenos duros de minerales de calcita y con una alteración nula a ligera. Esta unidad se caracteriza además por atravesar zonas de cobertura alta.
- **UG2 (Areniscas ligeramente meteorizadas):** macizo rocoso ligeramente meteorizado de calidad media (según RQD) compuesto por areniscas e intercalaciones con lutitas y brechas y cuya resistencia de la matriz es catalogada como media (roca dura). Presenta un sistema de tres familias de discontinuidades y algunas aleatorias, con las siguientes características: espaciamiento moderado, persistencia media, fracturas abiertas, rugosidad ondulada lisa y planar rugosa, rellenos areno limosos y roca desintegrada y con una alteración ligera a moderada. Esta unidad atraviesa zonas de cobertura alta.
- **UG3 (Areniscas moderadamente meteorizadas):** macizo rocoso moderadamente meteorizado de mala calidad (según RQD) compuesto por areniscas e intercalaciones con lutitas y brechas y cuya resistencia de la matriz es catalogada como media (roca dura). Presenta un sistema de tres familias de discontinuidades y algunas aleatorias, con las siguientes características: espaciamiento moderado a cercano, persistencia media, fracturas abiertas a moderadamente anchas, rugosidad planar rugosa y lisa, rellenos arcillosos y/o areno limosos con roca desintegrada y con una alteración moderada. Esta unidad atraviesa zonas de cobertura baja a moderada.
- **UG4 (Intrusivo sano):** macizo rocoso sano de calidad buena a muy buena (según RQD) compuesto por cuerpos intrusivos, cuya resistencia de la matriz es catalogada como alta (roca muy dura). Presenta un sistema de tres familias de discontinuidades y algunas aleatorias, con las siguientes características: espaciamiento amplio, persistencia baja, fracturas parcialmente abiertas, rugosidad ondulada rugosa, rellenos duros de minerales de calcita y con una alteración nula a ligera. Esta unidad se caracteriza además por atravesar zonas de cobertura alta.
- **UG5 (Intrusivo alterado):** macizo rocoso compuesto por cuerpos intrusivos con una condición alterada o descompuesta, prácticamente transformados en suelos, se conservan algunas estructuras (planos de discontinuidades). Con base en la resistencia a la compresión inconfiada y la clasificación SUCS, esta unidad clasifica como un suelo limoso de baja plasticidad con arena de consistencia media a firme.
- **UG6 (Fallas):** esta unidad está asociada con las zonas de fallas descritas en el modelo geológico. Corresponden con un macizo rocoso de muy mala calidad, debido a su alto grado de fracturación. Presentan juntas con una abertura muy ancha y con rellenos que conforman zonas o bandas de arcilla, arena, grava o roca triturada.

Las principales características (clasificaciones geomecánicas, propiedades de resistencia y deformabilidad) que definen y complementan lo anteriormente descrito para cada unidad geotécnica se muestran con mayor detalle en el Cuadro.7.1.15.

Cuadro.7.1.15. Clasificaciones geomecánicas y propiedades de resistencia de las unidades geotécnicas definidas a lo largo del túnel El Llano.

Unidad	Clasf. Q	RMR _{básico}	GSI	Emr (MPa)	Cohesión (MPa)	Φ (°)
UG1	3,1 – 22	47 – 85	43 – 92	8105	1,83	41
UG2	0,38 – 0,96	35 – 50	27 – 60	2471	0,7	39
UG3	0,07 – 0,39	20 – 44	17 – 42	842	0,16	30
UG4	2,6 – 16,7	51 – 72	59 – 87	16724	7,53	51
UG5	NA			19 – 101	0,028	31
UG6	0,003 – 0,03	13 - 27	11 – 25	295 - 419	0 – 0,08	15 - 30

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

3. Modelo geotécnico túnel Tejar

La excavación de esta obra atravesará mayoritariamente formaciones sedimentarias de areniscas y brechas y en menor proporción algunos cuerpos intrusivos. Con lo anterior, se identificaron cuatro unidades geotécnicas. Asimismo, el túnel interceptará varias zonas de falla que se agrupan dentro de una quinta unidad geotécnica.

Similar al túnel El Llano, con base en el tipo de roca, se presentan los resultados relacionados con las propiedades geotécnicas de la roca intacta, caracterización de sistemas de discontinuidades y ensayos geotécnicos *in situ*. El análisis de resultados comprendió la definición de unidades geotécnicas y por ende la conceptualización del modelo Geotécnico.

▪ Propiedades geotécnicas de la roca intacta y suelos

En adelante se presentan las propiedades geotécnicas que definen la calidad y condición de la roca intacta, desde el punto de vista físico (propiedades índices) y mecánico (propiedades de resistencia). Dichas propiedades se presentan por tipo de roca, de acuerdo con las características litológicas descritas en el modelo geológico local.

El Cuadro.7.1.16 muestra, por tipo de roca, las propiedades físicas, tales como: porosidad (n), gravedad específica (G_s), absorción (Abs) y peso específico seco (γ_s), como parte de la caracterización de la roca intacta.

Cuadro.7.1.16. Propiedades físicas de la roca intacta para cada tipo de roca presente en el túnel Tejar.

Tipo de roca	n* (%)			G _s			Abs (%)			γ _s (kN/m ³)		
	Min.	Max.	Pro m.	Min.	Max.	Pro m.	Min.	Max.	Pro m.	Min.	Max.	Pro m.
Arenisca	5,4	16,8	10,3	2,22	2,45	2,34	2,18	7,52	4,46	21,9	24,0	22,9
Brecha	8,8	11,0	10,0	2,35	2,44	2,40	3,63	4,54	4,16	22,8	23,8	23,4
Intrusivo (UG1)	1,6	6,5	4,4	2,48	2,63	2,55	0,62	2,62	1,74	24,1	25,6	24,8
Intrusivo (UG2)	2,0	6,9	3,9	2,63	2,86	2,34	0,74	2,65	2,02	25,5	27,9	25,4

*Obtenida considerando solo poros comunicados.

Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

Las propiedades de resistencia o propiedades mecánicas, tales como: resistencia a la compresión simple (σ_c), obtenida a partir de ensayos de compresión confinada y carga puntual, módulo de deformación (E), resistencia a la tracción (σ_t) y velocidad de onda P (V_p), las cuales forman parte de la caracterización de la roca intacta para macizos rocosos presentes en el túnel Tejar, se detallan en el Cuadro.7.1.17.

Cuadro.7.1.17. Propiedades de resistencia de la roca intacta para cada tipo de roca presente en el túnel Tejar.

Tipo de roca	σ_c (MPa)			E (MPa)			σ_t (MPa)	V_p (km/s)		
	Min.	Max.	Prob. o Prom.	Min.	Max.	Prom.		Min.	Max.	Prom.
Arenisca	22	49	31	2784	8330	5269	1,5	2,0	4,2	3,1
Brecha	15	23	18	2397	4836	3108	1,4	2,5	2,7	2,6
Intrusivo (UG1)	40	113	82	4560	15193	9373	5,7	3,3	4,9	4,0
Intrusivo (UG2)	31	120	64	15925	17764	16411	5,0	4,9	5,2	5,0

Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

A partir de ensayos de compresión triaxial en roca, se obtuvieron los pares ordenados de σ_1 (esfuerzo principal mayor) y σ_3 (esfuerzo principal menor), con los cuales se derivó la constante de resistencia m_i , según el criterio de ruptura de Hoek & Brown. Los resultados obtenidos para el túnel Tejar se muestran en el Cuadro.7.1.18. En este caso, los valores de m_i para este tipo de materiales sedimentarios se acercan más a los valores propuestos por Hoek y Brown originalmente.

Cuadro.7.1.18. Constante de resistencia m_i para cada tipo de roca presente en el túnel el Tejar.

Tipo de roca	Esfuerzos (MPa)		Constante m_i
	σ_1	σ_3	
Arenisca	134	15	20,3
	59	4	
	-	-	
Brecha	77	7,5	18,2
	52	4,0	
	36	2,0	
Intrusivo	291	27,0	23,2
	133	14,0	
	119	7,0	

Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

- **Caracterización de discontinuidades**

Las principales características geotécnicas de los sistemas de discontinuidades del macizo rocoso a lo largo de la conducción del túnel Tejar, se describen en el Cuadro.7.1.19.

Cuadro.7.1.19. Características más frecuentes de los principales sistemas de discontinuidades presentes en el túnel Tejar.

Tipo de roca	Caracterización de las discontinuidades					
	Espaciamiento (m)	Persistencia (m)	Abertura (mm)	Rugosidad	Relleno	Alteración
Arenisca	0,2 – 0.6	> 20	0,1 – 1	Ondulada rugosa – planar rugosa	Duros de calcita	Ligera
Brecha	0,6 - 2.0	10 – 20		Ondulada rugosa		Inalterada
Intrusivo (UG1)			0,1 - 5	Ondulada rugosa – ondulada lisa		Ligera
Intrusivo (UG2)		1 - 3		Ondulada rugosa – planar rugosa		

Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

El Cuadro.7.1.20 muestra otras características de los sistemas de fracturas que están relacionadas con parámetros necesarios para determinar la resistencia al corte, de los planos de las discontinuidades.

Cuadro.7.1.20. Resultados del rebote del martillo Schmidt y pruebas de volteo como insumos para determinar la resistencia al corte de los planos de discontinuidad en el túnel Tejar.

Tipo de roca	Rebote martillo Schmidt						Ángulo de fricción básico (ϕ_b)		
	Matriz (R)			Pared (r)			Min	Max	Prom
	Min	Max	Prob	Min	Max	Prob			
Arenisca	28	42	35	27	35	31	44	46	45
Brecha	32	42	37	26	34	30	43	46	45
Intrusivo (UG1)	44	53	49	34	43	39	40	45	42
Intrusivo (UG2)	41	56	49	28	40	34	40	46	43

Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

- **Ensayos de campo**

Para esta obra se realizaron dos pruebas con el dilatómetro rígido Goodman Jack, una en la perforación PAYA – LTT – 01 y la otra en la perforación PAYA – LTT – 03. Los módulos de deformación obtenidos en la perforación 01 se muestran en el Cuadro.7.1.21.

Cuadro.7.1.21. Resultados obtenidos de los ensayos Goodman Jack en la perforación P AyA – LTT - 01 del túnel Tejar.

Tipo de roca	Módulo de deformación (MPa)	
	Paralelo al eje (46.3 m)	Perpendicular al eje (46.8 m)
Intrusivo	12835	15689

Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

Con respecto a la perforación 03 se realizaron ensayos a una profundidad de 59,3 m y 61,7 m. En ambos casos, conforme avanzaba la prueba el material fue cediendo más de un lado que el otro, esto significa que se presentaron diferencias considerables entre los dos lectores. Lo anterior se justifica, debido a las condiciones de alto fracturamiento del macizo, por lo tanto, por seguridad del equipo y acorde con las respectivas especificaciones técnicas, se decidió finalizar con la ejecución de cada ensayo y por ende no fue posible obtener un valor de módulo de deformación.

- **Unidades geotécnicas**

Una vez determinadas las propiedades geotécnicas de la roca intacta, la caracterización de discontinuidades y a partir de la información geológica, se definieron las unidades geotécnicas presentes en el túnel de conducción Tejar.

Se determinaron en total cinco unidades geotécnicas. El detalle del modelo correspondiente se muestra en la Figura 7.1.30, la Figura 7.1.31 y la figura Figura 7.1.32.

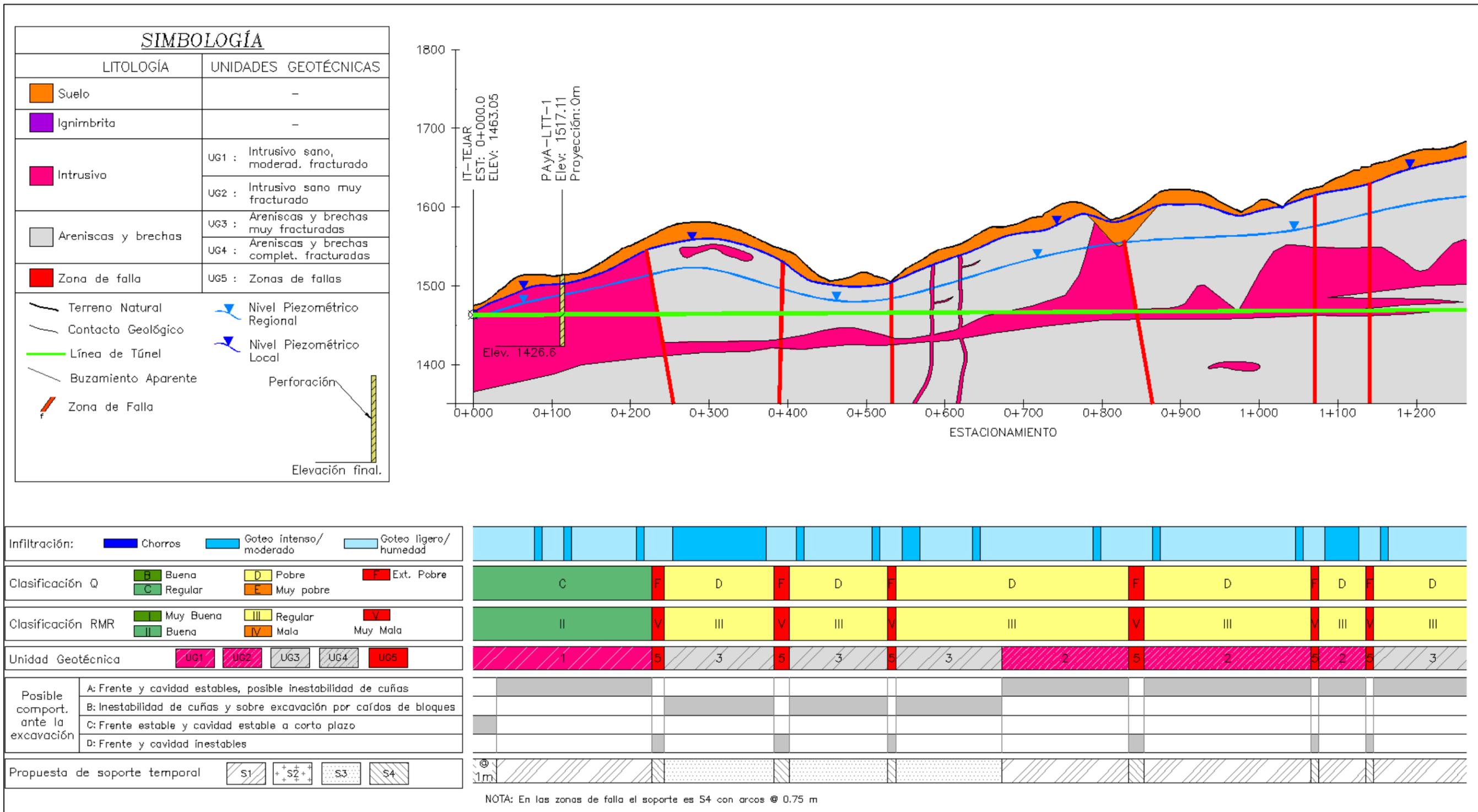


Figura 7.1.30. Modelo geológico geotécnico del túnel de conducción Tejar entre las estaciones 0+000 a 1+300.
Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

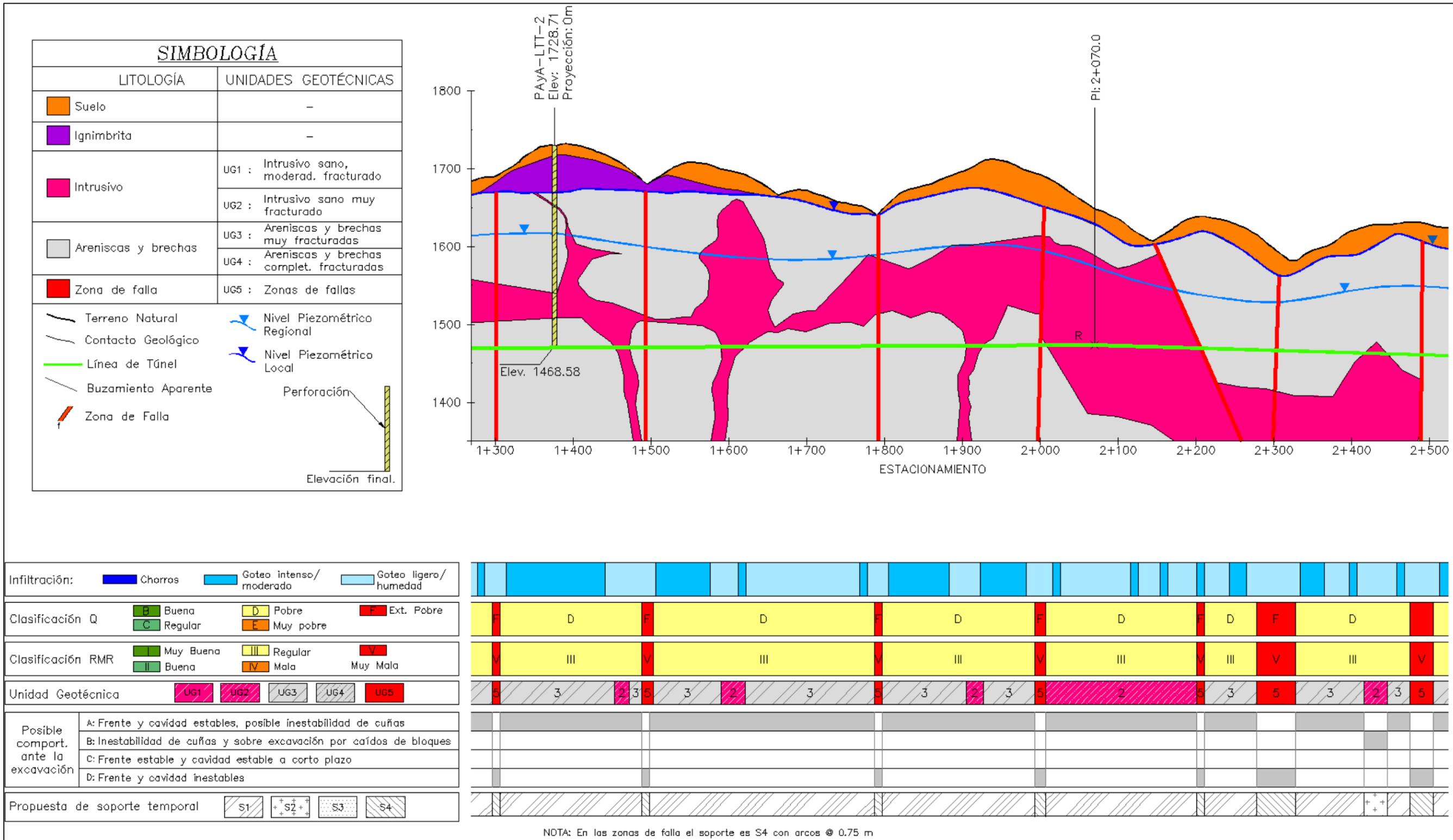


Figura 7.1.31. Modelo geológico geotécnico del túnel de conducción Tejar entre las estaciones 1+300 a 2+500.
Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

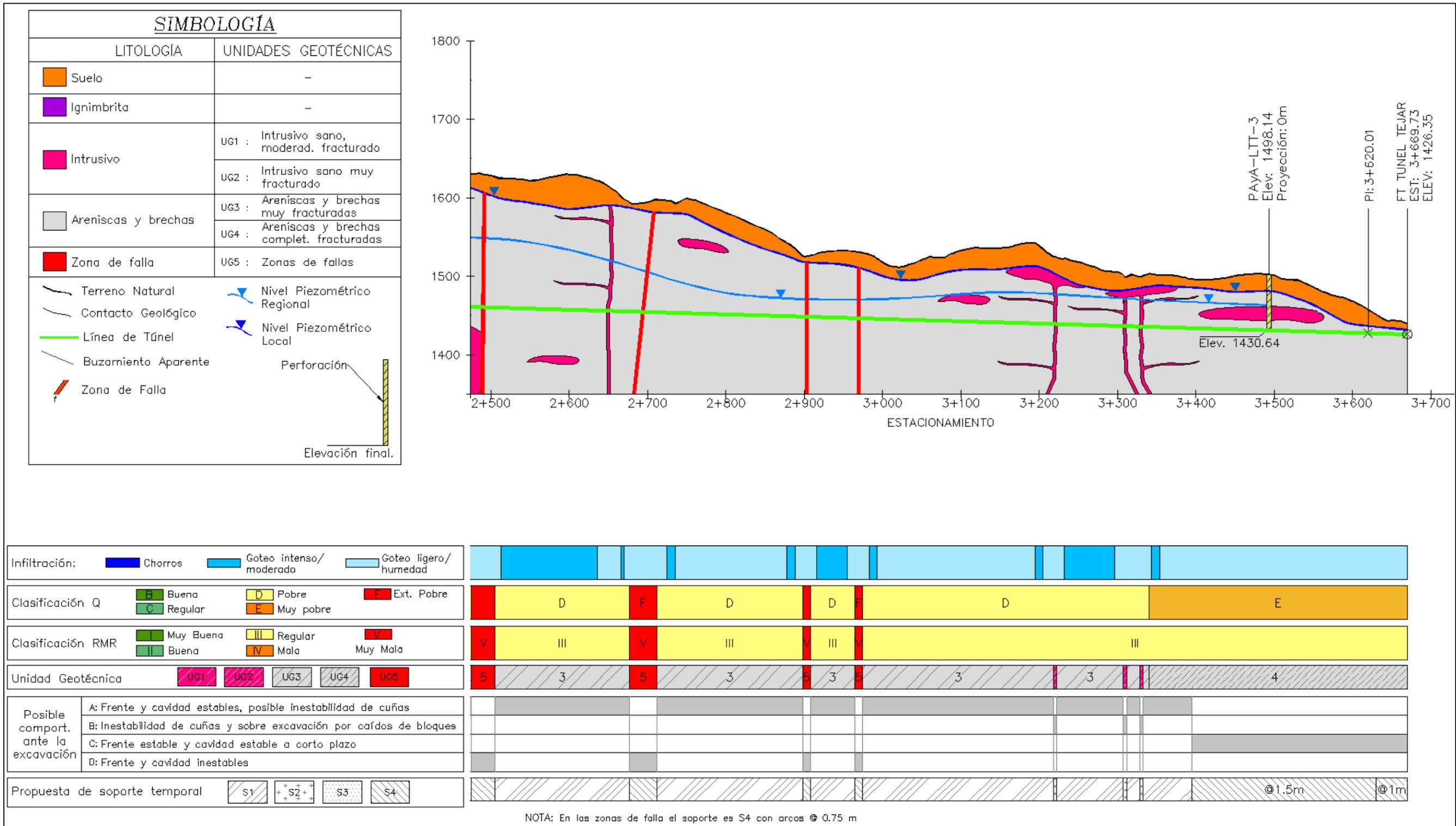


Figura 7.1.32. Modelo geológico geotécnico del túnel de conducción Tejar entre la estación 2+500 hasta el final del túnel.
Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

La descripción de cada unidad geotécnica se presenta a continuación:

- **UG1 (Intrusivo sano moderadamente fracturado):** macizo rocoso sano de buena calidad (según RQD) compuesto por un cuerpo intrusivo moderadamente fracturado. La resistencia de la matriz es catalogada como media (roca dura). Presenta un sistema de tres familias de discontinuidades y algunas aleatorias, con las siguientes características: espaciamiento cercano a muy cercano, persistencia baja, fracturas cerradas a parcialmente abiertas, rugosidad ondulada rugosa y lisa, rellenos duros de minerales de calcita y con una alteración ligera. Esta unidad se caracteriza además por atravesar zonas de cobertura media a alta.
- **UG2 (Intrusivo sano muy fracturado):** macizo rocoso sano de calidad mala a regular (según RQD) compuesto por cuerpos intrusivos muy fracturados y cuya resistencia de la matriz es catalogada como media (roca dura). Presenta un sistema de tres familias de discontinuidades y algunas aleatorias, con las siguientes características: espaciamiento moderado a amplio, persistencia baja, fracturas cerradas a parcialmente abiertas, rugosidad ondulada rugosa y planar rugosa, rellenos duros de minerales de calcita y con una alteración ligera a moderada. Esta unidad atraviesa zonas de cobertura alta.
- **UG3 (Areniscas y brechas fracturadas):** macizo rocoso ligeramente meteorizado de calidad regular (según RQD) compuesto por areniscas y brechas fracturadas. La resistencia de la matriz es catalogada como baja (moderadamente dura). Presenta un sistema de tres familias de discontinuidades y algunas aleatorias, con las siguientes características: espaciamiento moderado a amplio, persistencia alta, fracturas cerradas a parcialmente abiertas, rugosidad ondulada rugosa, rellenos arena limosos, roca desintegrada y algunos duros de calcita con una alteración ligera a moderada. Esta unidad atraviesa zonas de cobertura media a alta.
- **UG4 (Areniscas y brechas muy fracturadas):** Macizo rocoso moderadamente meteorizado de mala calidad (según RQD) compuesto por areniscas y brechas muy fracturadas, cuya resistencia de la matriz es catalogada como baja (roca moderadamente dura). Presenta un sistema de tres familias de discontinuidades y algunas aleatorias, con las siguientes características: espaciamiento amplio, persistencia alta a muy alta, fracturas cerradas a parcialmente abiertas, rugosidad ondulada rugosa, rellenos limo arenosos y roca desintegrada y con una alteración ligera a moderada. Esta unidad se caracteriza además por atravesar zonas de cobertura media a alta.
- **UG5 (Fallas):** esta unidad está asociada con las zonas de falla descritas en el modelo geológico. Corresponden con un macizo rocoso de muy mala calidad, debido a su alto grado de fracturación. Presenta juntas con una abertura muy ancha en algunos casos sin rellenos y otras con rellenos arcillosos de distinto espesor. Conforman zonas o bandas de arcilla, arena, grava o roca triturada.

Las principales características (clasificaciones geomecánicas, propiedades de resistencia y deformabilidad) que definen y complementan lo anteriormente descrito para cada unidad geotécnica se muestran con mayor detalle en el Cuadro.7.1.22.

Cuadro.7.1.22. Clasificaciones geomecánicas y propiedades de resistencia de las unidades geotécnicas definidas a lo largo del túnel Tejar.

Unidad	Clasf. Q	RMR _{básico}	GSI	Emr (MPa)	Cohesión (MPa)	Φ (°)
UG1	0,9 – 5,2	44 – 64	38 – 86	749 – 6605	3,5	50
UG2	051 – 6,3	38 – 64	41 – 76	1521 – 9713	1,5	46
UG3	0,58 – 5,5	38 – 62	43 – 82	424 – 2682	1,1	42
UG4	0,5 – 2,2	37 – 54	35 – 55	871 – 3200	0,6	44
UG5	0,04	23	23	91 – 133	0,02 – 0,09	15 – 32

Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

4. Modelo geotécnico túnel Lajas

El túnel de conducción Lajas atravesará en su totalidad un macizo rocoso de areniscas, cuya roca intacta presenta una condición alterada.

A continuación, se detallan los resultados relacionados con las propiedades geotécnicas de la roca intacta y la caracterización de los sistemas de discontinuidades. La interpretación y el análisis de estos datos determinó el modelo Geotécnico correspondiente.

- **Propiedades geotécnicas de la roca intacta y suelos**

En el Cuadro.7.1.23 se muestran las propiedades físicas, tales como: contenido de humedad (%w) y peso específico húmedo y seco (γ_h , γ_s), asimismo, como parámetro de resistencia se detallan los valores obtenidos de los ensayos de compresión inconfiada (σ_c) para la roca intacta (arenisca alterada).

Cuadro.7.1.23. Propiedades geotécnicas de la roca intacta para la arenisca alterada presente en el túnel Lajas.

Tipo de roca	Propiedades índice						σ_c (MPa)	
	%W		γ_h (kN/m ³)		γ_s (kN/m ³)			
	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max
Arenisca alterada	6,1	7,6	21,5	22,1	20,0	20,8	0,7	1,6

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

- **Caracterización de los sistemas de discontinuidades**

Las principales características geotécnicas de los sistemas de discontinuidades del macizo rocoso, para el caso de las areniscas alteradas presentes a lo largo de la conducción del túnel Lajas, se describen en el Cuadro.7.1.24.

Cuadro.7.1.24. Características geotécnicas de los principales sistemas de discontinuidades presentes en el túnel Lajas.

Familia	Descripción geotécnica de discontinuidades					
	Espaciamiento (m)	Persistencia (m)	Abertura (mm)	Rugosidad	Relleno	Alteración
J1	0,6 - 2,0	3 - 10	> 5	Ondulada lisa	Partículas arenosas y roca desintegrada	Alterada
J2	0,2 - 0,6		1 - 5	Planar rugosa		
J3						

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

- **Unidades geotécnicas**

Con base en lo anteriormente presentado y tomando como referencia la información geológica, se definieron dos unidades geotécnicas a lo largo del túnel de conducción Lajas, según se detalla en Figura 7.1.33. La numeración establecida se presenta acorde con las unidades geotécnicas definidas en su totalidad para el tramo de conducción conocido como sector 7.

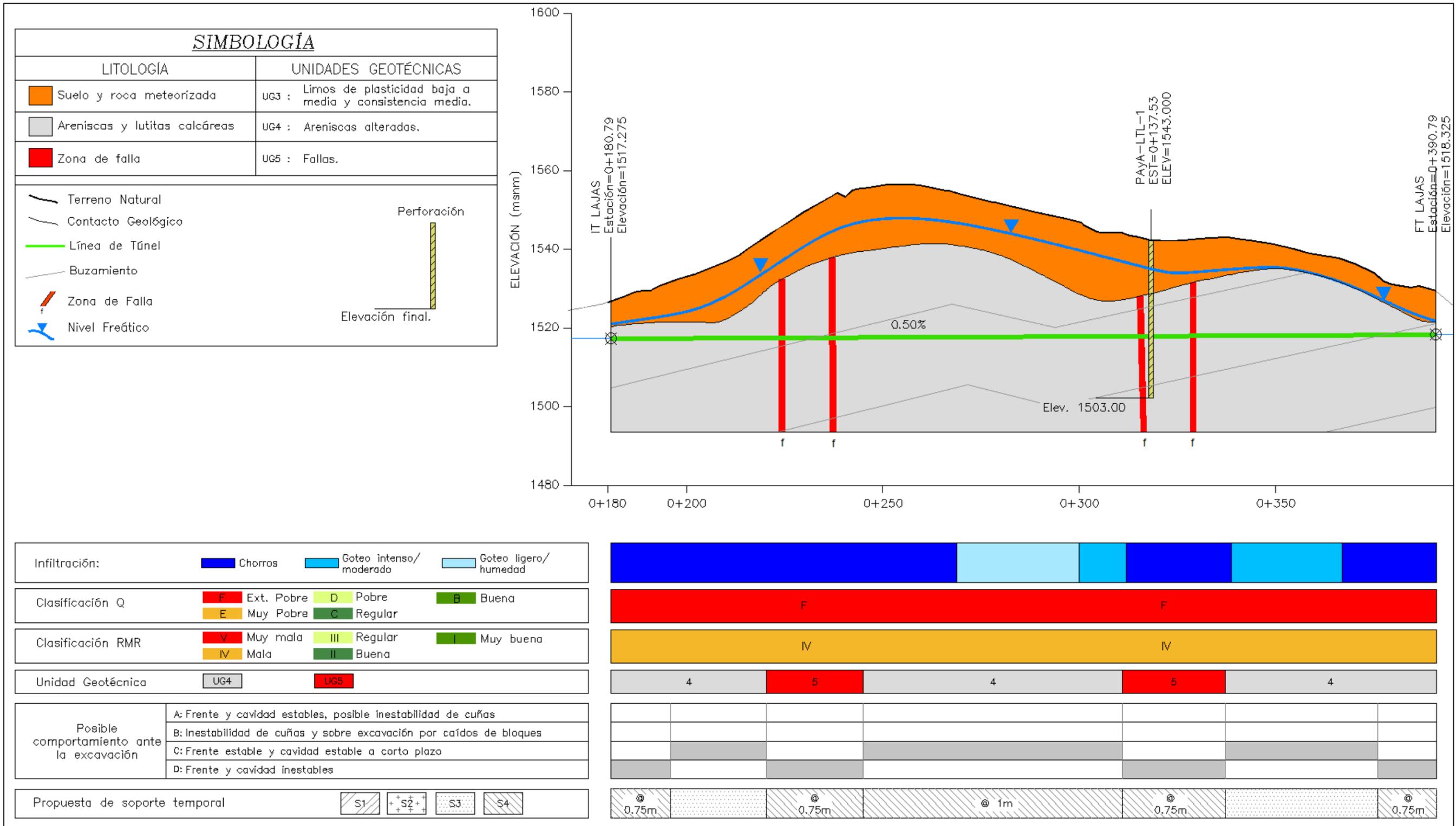


Figura 7.1.33. Modelo geológico geotécnico del túnel Lajas para el paso de la tubería de conducción.
Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

La descripción de cada unidad geotécnica se presenta a continuación:

- **UG4 (Areniscas alteradas):** macizo rocoso de calidad mala a media (según RQD) compuesto por areniscas con una condición alterada o descompuesta, la cual clasifica como una roca de resistencia muy baja (roca muy blanda). Se presentan tres sistemas de discontinuidades y algunos aleatorios con las siguientes características: espaciamiento moderado a amplio, persistencia media, fracturas abiertas, rugosidad ondulada lisa y planar rugosa, rellenos de partículas arenosas y roca desintegrada y con planos alterados. Esta unidad se caracteriza además por atravesar zonas de coberturas moderadas y en su mayoría altas.
- **UG5 (Fallas):** esta unidad está asociada con las zonas de falla descritas en el modelo geológico. Corresponden con un macizo rocoso de areniscas alteradas de muy mala calidad, debido a su alto grado de fracturación. Presentan juntas con una abertura muy ancha y con rellenos que conforman zonas o bandas de arcilla, arena y grava o roca triturada.

Las principales características (clasificaciones geomecánicas, propiedades de resistencia y deformabilidad) que definen y complementan lo anteriormente descrito para cada unidad geotécnica se muestran con mayor detalle en el Cuadro.7.1.25.

Cuadro.7.1.25. Clasificaciones geomecánicas y propiedades de resistencia de las unidades geotécnicas definidas a lo largo del túnel Lajas.

Unidad	Clasf. Q	RMR _{básico}	GSI	Emr (MPa)	Cohesión (MPa)	Φ (°)
UG4	0,055 – 0,325	31 – 43	30 – 60	340 – 437	0,01 – 0,04	21 – 29
UG5	0,055	31	30	340	0,01	21

5. Comportamiento geotécnico del macizo rocoso durante la excavación y tipos de soporte temporal

Con base en el proceso metodológico descrito anteriormente se definieron los siguientes tipos de comportamiento, en general, para todas las obras subterráneas (túneles) del proyecto.

Comportamiento tipo A: frente y cavidad estables. En este caso el estado de esfuerzos en el contorno de la excavación, es tal que no supera las características de resistencia del macizo rocoso ($IC > 1$), las deformaciones evolucionan manteniéndose en el campo elástico ($\epsilon < 1\%$), prácticamente no existe plastificación y se asocia con zonas de cobertura alta donde el macizo rocoso presenta una calidad geotécnica de buena a muy buena. Eventualmente se pueden producir inestabilidad de cuñas localizadas o puntuales, debido a condiciones desfavorables de las estructuras (discontinuidades) del macizo rocoso.

Comportamiento tipo B: inestabilidad de cuñas y sobre excavación por caídos de bloques. Este tipo de comportamiento presenta características un poco más críticas, con respecto al estado de esfuerzos, deformaciones y plastificación, en comparación con el comportamiento tipo A, sin embargo, estos aspectos no son tan determinantes en la inestabilidad que pueda presentar el medio. Los problemas se asocian con macizos rocosos de calidad media a mala en zonas de cobertura alta o moderada, en donde debido a la condición desfavorable de las discontinuidades, se presentan, de manera más frecuente, inestabilidad de cuñas y sobre excavaciones (colapso gravitacional de bloques de roca) principalmente en la corona o paredes de la sección de excavación. El frente permanece estable.

Comportamiento tipo C: frente estable y cavidad estable a corto plazo. En este caso, bajo coberturas elevadas, el estado de esfuerzos en el contorno de la excavación, es tal que supera las características de resistencia del macizo rocoso ($IC < 1$), la deformación radial de la cavidad oscila entre $1\% < \varepsilon < 5\%$ (problemas de convergencias menores a severos) y se desarrolla una proporción considerable de plastificación circundante a la sección de excavación. Así mismo, este comportamiento se presenta en zonas de cobertura moderada cuando el macizo rocoso presenta una calidad geotécnica mala a ligeramente regular.

Comportamiento tipo D: frente y cavidad inestables. En este caso, bajo coberturas elevadas o moderadas, principalmente en zonas de fallas, el estado de esfuerzos en el contorno de la excavación, es tal que supera, por mucho, las características de resistencia del macizo rocoso ($IC \ll 1$), las deformaciones evolucionan en el campo de ruptura ($\varepsilon > 5\%$), lo que conlleva a problemas de convergencias muy severos y genera una gran zona de plastificación. Además, este comportamiento se presenta en zonas de cobertura moderada o baja cuando el macizo rocoso presenta una calidad geotécnica mala a muy mala.

A su vez, se propusieron 4 tipos de soporte temporal, los cuales se describen brevemente a continuación:

Soporte tipo 1 (S1): este tipo de soporte busca solventar los problemas geotécnicos relacionados con el comportamiento tipo A. El soporte está compuesto por una combinación de pernos de anclaje y concreto lanzado reforzado colocados de manera puntual o localizada.

Soporte tipo 2 (S2): este soporte se propone con el fin de solventar los inconvenientes asociados al comportamiento geotécnico tipo B. El soporte está compuesto por pernos de anclaje colocados sistemáticamente en la corona de la sección de excavación, la cual en conjunto con las paredes, se cubre con una capa de concreto lanzado reforzado.

Soporte tipo 3 (S3): este soporte se propone con el fin de solventar los inconvenientes asociados al comportamiento geotécnico tipo C. El soporte está compuesto por pernos de anclaje colocados sistemáticamente en la corona y en las paredes de la sección de excavación, la cual se cubre con una capa de concreto lanzado reforzado.

Soporte tipo 4 (S4): este soporte tiene como fin contrarrestar, principalmente, los problemas geotécnicos asociados al comportamiento geotécnico tipo D y en algunos casos al comportamiento tipo C. Este soporte implica una combinación de arcos de acero con una capa de concreto lanzado reforzado. En algunos casos, se podrá considerar la colocación de contra bóveda.

La Figura 7.1.34 muestra la distribución porcentual de los tipos de comportamiento del macizo rocoso, que se estima podrían presentarse durante la excavación del túnel El Llano. Así mismo, se muestra la distribución del soporte temporal, asociado al tipo de comportamiento, que se propone como parte del diseño geotécnico de esta obra.

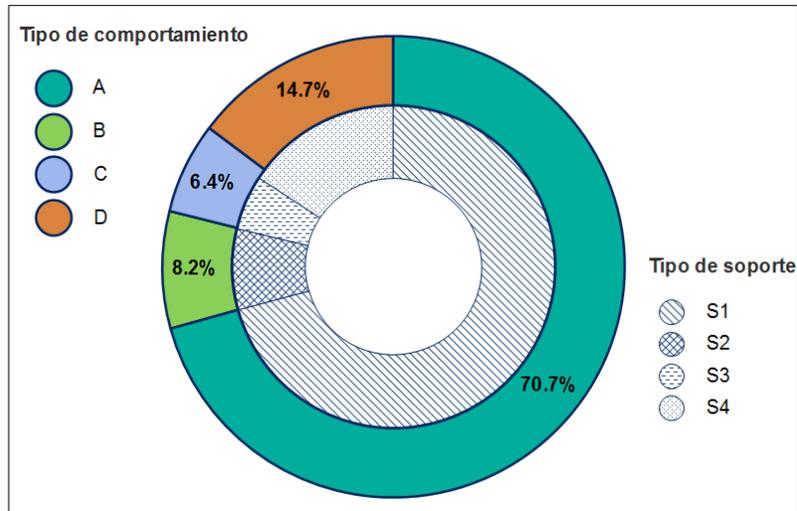


Figura 7.1.34. Distribución porcentual de los tipos de comportamiento ante la excavación y soporte temporal en el túnel El Llano.

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

La Figura 7.1.35 muestra la distribución porcentual de los tipos de comportamiento del macizo rocoso, que se estima podrían presentarse durante la excavación del túnel Tejar. De igual manera, se muestra la distribución del soporte temporal, asociado a cada tipo de comportamiento.

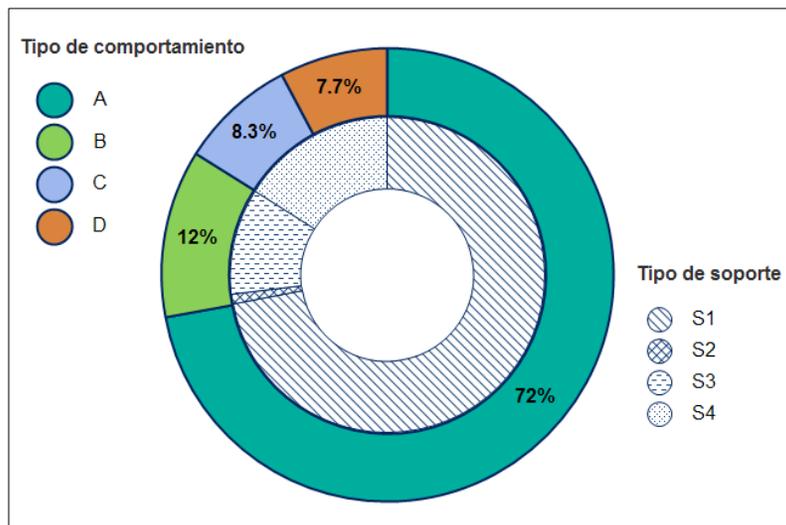


Figura 7.1.35. Distribución porcentual de los tipos de comportamiento ante la excavación y soporte temporal en el túnel Tejar.

Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

La Figura 7.1.36 muestra la distribución porcentual de los tipos de comportamiento del macizo rocoso, que se estima podrían presentarse durante la excavación del túnel Lajas. Igualmente, se muestra la distribución del soporte temporal asociado al tipo de comportamiento, que se propone como parte del diseño geotécnico de esta obra.

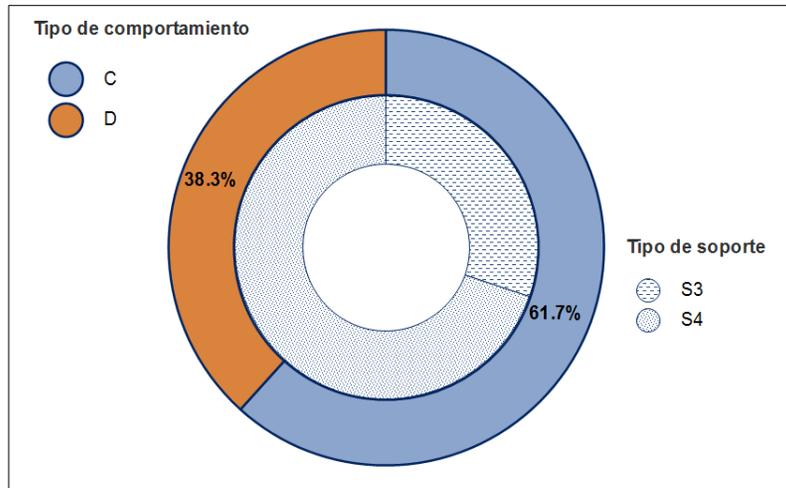


Figura 7.1.36. Distribución porcentual de los tipos de comportamiento ante la excavación y soporte temporal en el túnel Lajas.

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

7.1.5.3. Conducción Superficial

A continuación, se presenta lo correspondiente con los resultados y el análisis de la investigación geotécnica orientada a la conducción superficial (sectores 3, 5, 6 y 7), en relación con: tubería enterrada, tubería soportada por bloques de anclajes y monturas y pasos por ríos y quebradas. Los aspectos considerados durante la ejecución de este estudio fueron enfocados con el objetivo de determinar las propiedades geotécnicas de los suelos presentes a lo largo de la conducción y con ello evaluar la capacidad soportante de las estructuras presentes (bloques de anclaje, monturas y bastiones) y las opciones de excavación para enterrar la tubería.

1. Metodología

El modelo Geotécnico para cada uno de los sectores de la conducción superficial se desarrolló con base en el proceso metodológico que se muestra en la Figura 7.1.37.

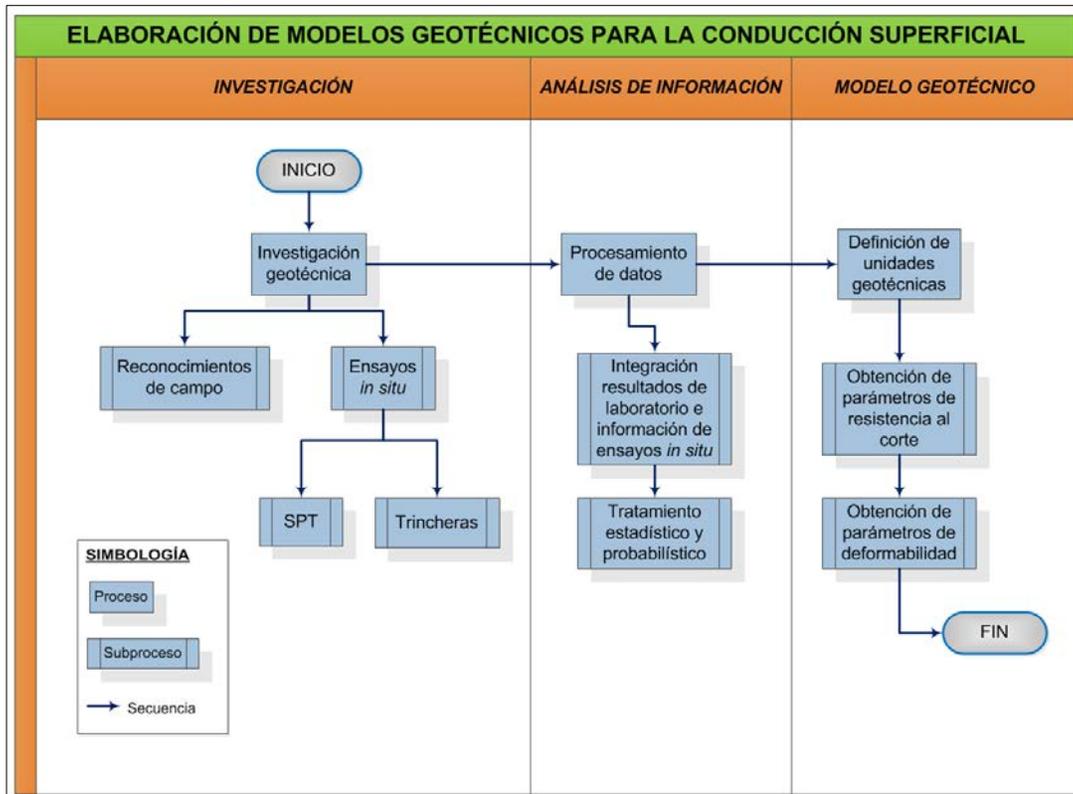


Figura 7.1.37. Diagrama de flujo para la elaboración de los modelos geotécnicos en la conducción superficial.

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

Inicialmente se llevó a cabo lo relacionado con la investigación geotécnica, la cual se enfocó en la realización de reconocimientos de campo y la ejecución de ensayos o exploraciones *in situ*, tales como ensayos SPT y trincheras de investigación.

Durante la ejecución de dicha investigación se desarrollaron las siguientes actividades:

- Descripción cualitativa de la composición del suelo. Para suelos cohesivos se determinó: el tipo de suelo, color, consistencia, plasticidad y contenido de humedad, y para suelos granulares: tipo de suelo, composición, estructura, compacidad relativa, forma y tamaño de bloques.
- Obtención de muestras alteradas para ensayos de laboratorio (clasificación SUCS).
- Registro del número de penetración estándar o número de golpes (N) para el caso de los ensayos SPT.
- Ejecución de ensayos de resistencia al corte con veleta.

Adicionalmente se tomaron en cuenta algunos datos derivados de la perforación PAyA – LTLI – 03, en donde se realizaron ensayos de compresión confinada en suelos.

Con lo anterior se procedió a la integración y correlación de la información como parte de la etapa del procesamiento y análisis de datos. Se determinó el valor del número de golpes corregido (N_{60}) y su variación con la profundidad. Estos datos, en conjunto con los resultados

de las clasificaciones SUCS fueron analizados de manera estadística y probabilística, mediante la aplicación de funciones de densidad de probabilidad de mejor ajuste. El proceso finalizó con la determinación de posibles unidades geotécnicas que definieron los modelos correspondientes. Las propiedades geotécnicas que caracterizan a cada unidad se determinaron a partir de:

Suelos cohesivos:

- Correlaciones entre el N_{60} , la consistencia del material y la resistencia a la compresión inconfiada (Das, 2006).
- Correlaciones entre el contenido de humedad, peso específico y consistencia (González de Vallejo et al., 2002).
- Correlaciones entre la tasa de sobre consolidación (OCR) y el número de golpes (N_{60}) (Mayne y Kemper, citados por Das, 2006).
- Correlaciones entre la tasa de sobre consolidación (OCR), el contenido de humedad y límites de consistencia (Bowles, 1997).
- Correlaciones entre la resistencia no drenada (S_u) y el N_{60} (Stroud y Hara, citas por Das, 2006).
- Resultados directos de las pruebas de veleta y ensayos de compresión inconfiada.
- Correlaciones entre el tipo de suelo, N_{60} , resistencia no drenada (S_u) y el módulo de elasticidad (E_s) (Bowles, 1997).

Suelos granulares:

- Correlaciones entre la velocidad de onda P (V_p), densidad, razón de poisson y módulos de deformación dinámicos (Kujundzic y Grujic e ISRM, citados por Barton, 2007).
- Correlaciones entre módulos de deformación estáticos y dinámicos (Merrit, 1984 citado por Bonilla M. via correo electrónico).
- Correlaciones entre el ángulo de fricción, peso específico, densidad relativa, porosidad, tipo de suelo, tamaño y forma de bloques (Kulhawy & Mayne, 1990), (Michell y Leps, citados por Alvarez, 2007) y (Bowles, 1997).
- Correlaciones entre el N_{60} y el ángulo de fricción (Peck et al., Schmertmann y Hatanaka y Uchida, citados por Das, 2006 y Bowles, 1997).

2. Modelo geotécnico sector 3

▪ Resultados de ensayos geotécnicos

Para el inicio de este sector se consideraron algunos resultados derivados de la perforación PAyA – LTLI – 03, los cuales están relacionados con ensayos de compresión inconfiada en suelos. El detalle de esta información se presenta en el Cuadro.7.1.26.

Cuadro.7.1.26. Registro de los resultados obtenidos de ensayos de compresión inconfiada de la perforación PAyA – LTLI- 03 considerados para el inicio del Sector 3.

Prof. (m)	Gs	γ_s (kN/m ³)	q_u (kg/cm ²)
15,2	2,75	11,18	1,28
30,2	2,72	10,90	1,26
33,2	2,72	10,53	1,42

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

En el Cuadro.7.1.27 se presenta el registro del número de golpes corregido (N_{60}) para cada uno de los ensayos SPT realizados a lo largo de la conducción superficial en el Sector 3.

Cuadro.7.1.27. Registro de los datos de N_{60} para cada SPT en el Sector 3 de la conducción superficial.

Tramo	Profundidad (m)		N_{60}						
			SPT 1	SPT 2	SPT 3	SPT 4	SPT 10	SPT 11	SPT 12
1	0	0,45	5	7	5	4	4	6	5
2	0,45	0,9	6	5	8	5	5	6	10
3	0,9	1,35	3	8	5	8	5	13	8
4	1,35	1,8	4	6	5	11	7	4	8
5	1,8	2,25	5	7	8	9	15	17	7
6	2,25	2,7	4	8	10	12	20	12	5
7	2,7	3,15	6	9	12	12	20	9	7
8	3,15	3,6	9	8	15	14	7	8	6
9	3,6	4,05	8	8	12	20	1	11	7
10	4,05	4,5	8	9	11	29	1	11	5
11	4,5	4,95	8	9	8	49	4	9	8
12	4,95	5,4	7	11	8	-	14	10	9
13	5,4	5,85	7	8	8	-	-	-	-
14	5,85	6,3	9	8	11	-	-	-	-
15	6,3	6,75	13	8	11	-	-	-	-
16	6,75	7,2	11	12	14	-	-	-	-
17	7,2	7,65	8	-	-	-	-	-	-
18	7,65	8,1	8	-	-	-	-	-	-
19	8,1	8,55	5	-	-	-	-	-	-
20	8,55	9	5	-	-	-	-	-	-
21	9	9,45	5	-	-	-	-	-	-
22	9,45	9,9	8	-	-	-	-	-	-
23	9,9	10,35	9	-	-	-	-	-	-

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

Los resultados de los ensayos de laboratorio, en relación con el contenido de humedad y la clasificación SUCS se detallan en el Cuadro.7.1.28, que se muestra a continuación.

Cuadro.7.1.28. Registro de los resultados de laboratorio (contenido de humedad y la clasificación SUCS) para los suelos presentes a lo largo de la conducción en el Sector 3.

Sondeo	Prof. (m)	Distribución granulométrica			LL	LP	IP	%W	SUCS
		% Grava	% Arena	% Finos					
SPT 1	1,35 - 2,7	0	13	87	65	56	9	59	MH
	9,0 - 10,55	0	29	71	47	44	3	46	ML
SPT 2	0,45 - 1,35	0	2	98	50	40	10	-	MH
	5,85 - 6,75	0	4	96	51	43	8	45	MH
SPT 3	2,7 - 3,6	0	21	79	49	42	7	37	ML
	4,05 - 5,4	0	27	73	46	43	3	45	ML
SPT 4	1,35 - 2,25	0	7	93	53	37	16	30	MH
	2,25 - 3,6	0	21	79	44	34	10	26	ML
SPT 5	0,9 - 1,8	0	28	72	41	38	3	36	ML
	2,25 - 3,6	4	26	70	46	34	12	34	ML
T 5	1,4	0	58	41	43	42	1	43	SM
	2,4	0	24	76	46	35	11	43	ML
T 6	1	4	11	85	42	29	13	25	ML
T 7	1,3	0	14	86	42	33	9	31	ML
	3,3	37	19	43	42	27	15	-	GM
T 8	0,7	0	20	80	45	33	12	39	ML
T 9	1	0	37	63	37	34	3	36	ML
	3,3	0	61	39	-	-	-	36	SM
SPT 10	1,35 - 1,8	0	6	94	60	37	23	35	MH
	4,5 - 5,4	16	25	60	53	36	17	36	MH
SPT 11	0,1 - 0,9	5	49	47	-	-	-	21	SM
	1,8 - 3,6	0	27	73	-	-	-	26	ML
	3,6 - 5,4	0	13	87	-	-	-	31	ML
SPT 12	1,8 - 3,6	0	8	92	61	52	9	46	MH

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

Finalmente, el Cuadro.7.1.29 muestra los resultados directos de resistencia al corte, obtenidos mediante ensayos de veleta ejecutados en las trincheras exploratorias.

Cuadro.7.1.29. Registro de los resultados de veleta en las trincheras exploratorias del sector 3.

N° de ensayo	Su (kPa)		
	T 5 (1.4 m)	T 8 (1 m)	T 9 (1 m)
1	178	80	135
2	61	101	136
3	107	60	116
4	123	123	86

N° de ensayo	Su (kPa)		
	T 5 (1.4 m)	T 8 (1 m)	T 9 (1 m)
5	135	98	106
6	132	77	46
7	159	110	77
8	89	46	77
9	46	78	86
10	147	52	129

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

▪ Unidades geotécnicas

Con base en el análisis de los resultados anteriormente mostrados se definieron las siguientes unidades geotécnicas a lo largo de la conducción superficial en el sector 3:

- **UG1:** Limo de alta plasticidad de consistencia media ($5 < N_{60} < 9$).
- **UG2:** Limo de baja plasticidad con arena de consistencia media a firme ($7 < N_{60} < 14$).
- **UG3:** Limo de baja plasticidad con arena y grava de consistencia blanda ($2 < N_{60} < 16$).
- **UG4:** Aluvión proveniente del río Sombrero, con una compacidad relativa suelta.
- **UG5:** Aluvión sucio (matriz areno limosa) con una compacidad relativa media.
- **UG6:** Aluvión proveniente del río Navarro, con una compacidad relativa suelta.
- **UG7:** Limo de baja plasticidad con grava de consistencia firme.
- **UG8:** Grava limosa con una compacidad relativa densa.
- **UG9:** Limo de baja plasticidad de consistencia media.
- **UG10:** Limo de alta plasticidad de consistencia blanda a media ($4 < N_{60} < 7$).
- **UG11:** Grava limosa de compacidad relativa suelta a media ($15 < N_{60} < 20$).
- **UG12:** Limo de alta plasticidad con grava de consistencia blanda ($1 < N_{60} < 7$).
- **UG13:** Arena limosa de compacidad relativa suelta ($4 < N_{60} < 13$).
- **UG14:** Limo arenoso sin plasticidad de consistencia media a firme ($8 < N_{60} < 17$).
- **UG15:** Limo de alta plasticidad de consistencia media ($5 < N_{60} < 10$).

Las propiedades geotécnicas (propiedades físicas, resistencia al corte y deformabilidad) que definen y caracterizan a cada una de las unidades geotécnicas, anteriormente mencionadas se muestran con mayor detalle en la Figura 7.1.38, la Figura 7.1.39 y la Figura 7.1.40.

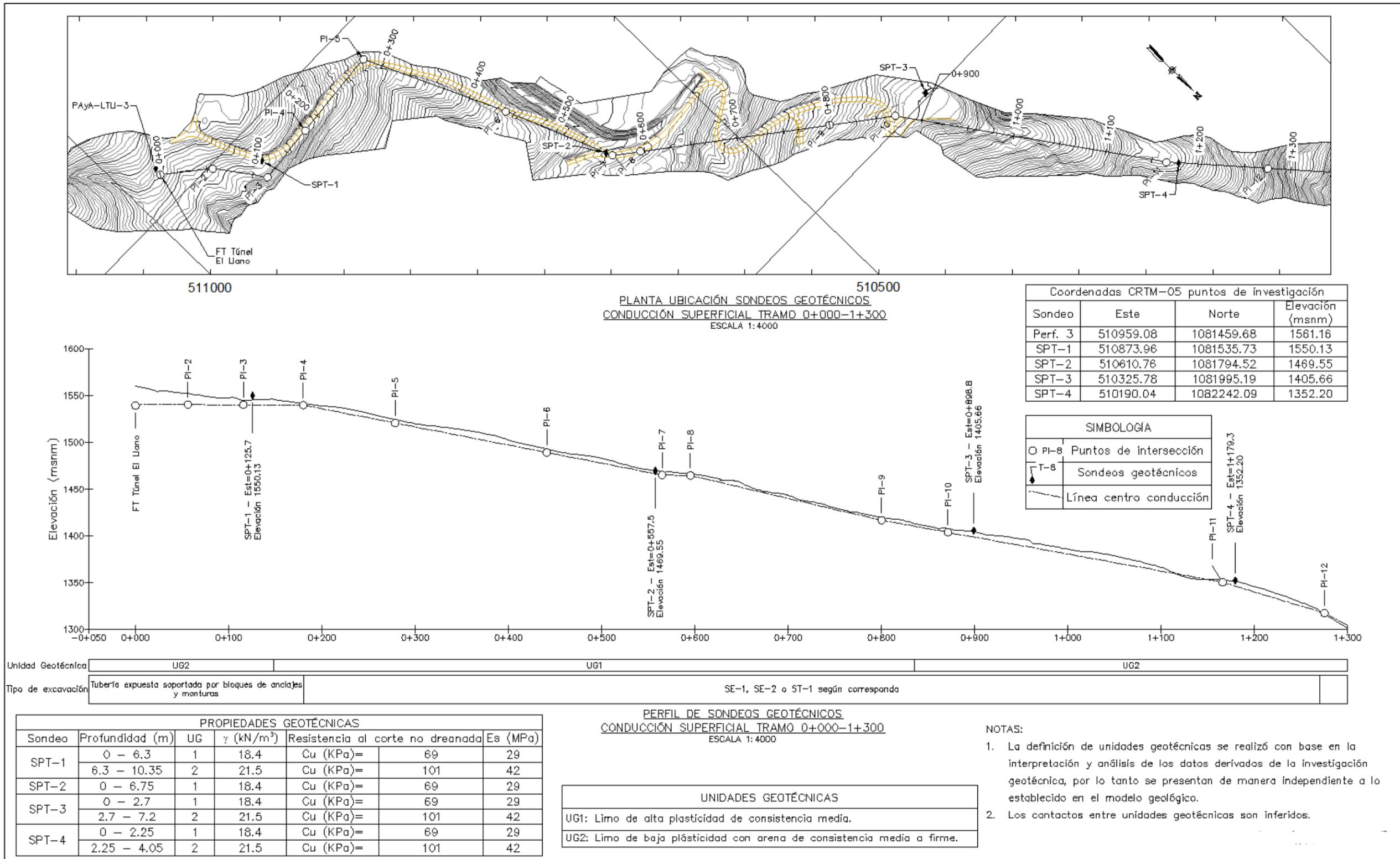


Figura 7.1.38. Modelo geotécnico del sector 3 de la conducción superficial entre las estaciones 0+000 a 1+300.
Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

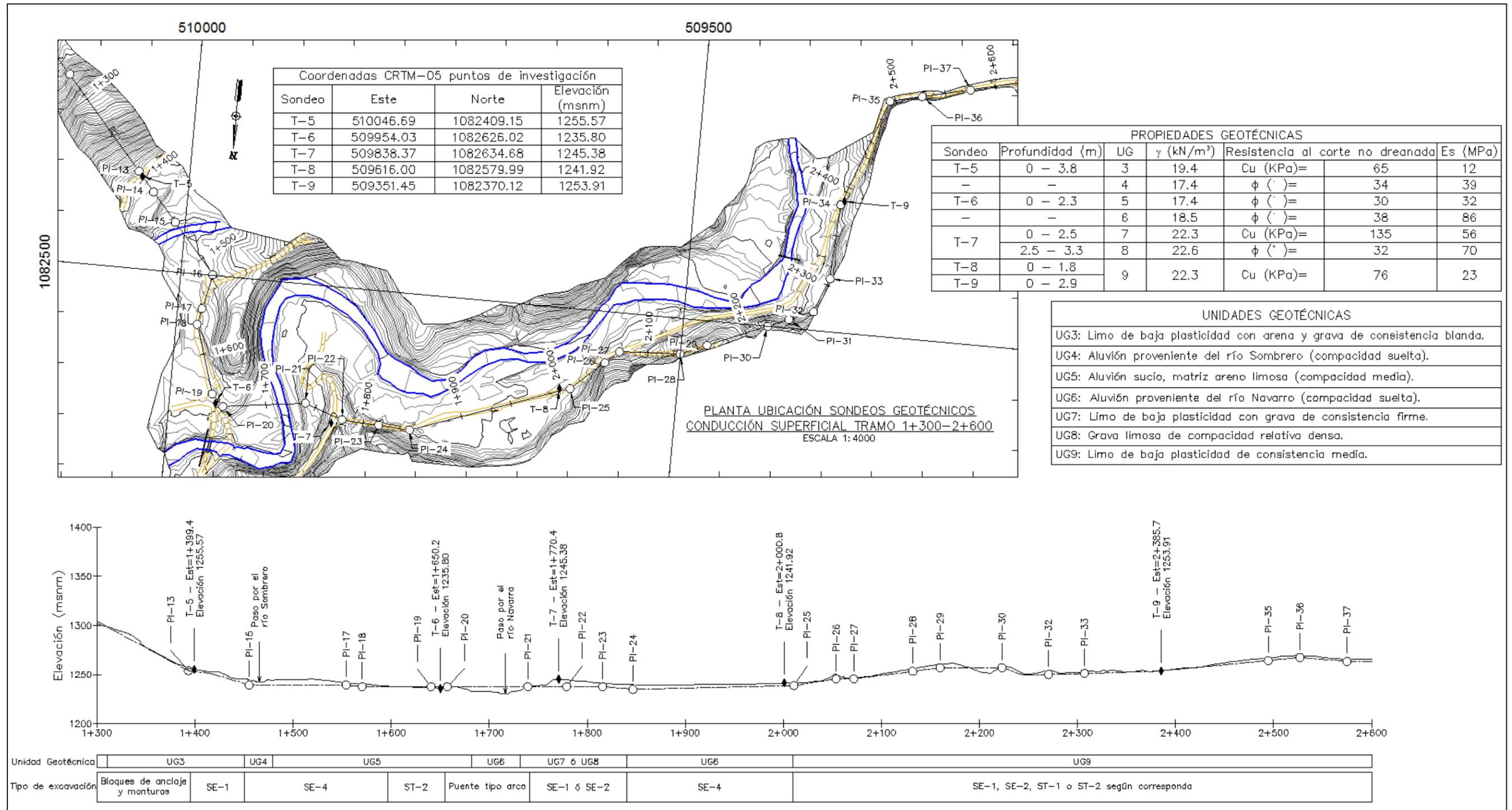


Figura 7.1.39. Modelo geotécnico del sector 3 de la conducción superficial entre las estaciones 1+300 a 2+600.
Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

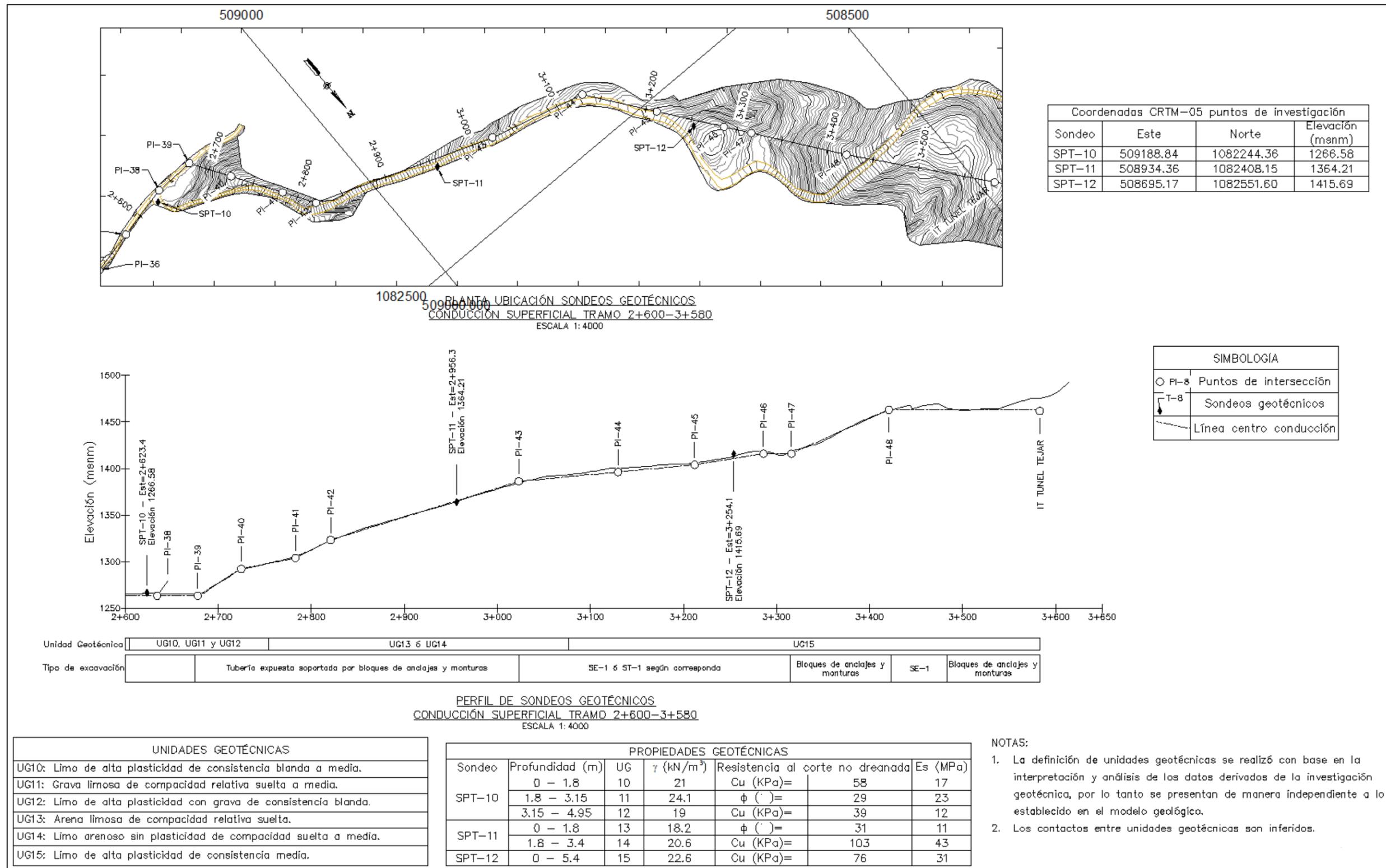


Figura 7.1.40. Modelo geotécnico del sector 3 de la conducción superficial desde la estación 2+600 hasta el final de la conducción (inicio del túnel Tejar).

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

3. Modelo geotécnico sector 5

▪ Resultados de ensayos geotécnicos

El registro del número de golpes corregido (N_{60}) obtenido de los ensayos SPT a lo largo de la conducción en el Sector 5 se muestra en el Cuadro.7.1.30 y en el Cuadro.7.1.31.

Cuadro.7.1.30. Registro de los datos de N_{60} para los ensayos SPT del N°13 al N°20 en el Sector 5 de la conducción superficial.

Tramo	Profundidad (m)		N_{60}							
			SPT 13	SPT 14	SPT 15	SPT 16	SPT 17	SPT 18	SPT 19	SPT 20
1	0	0,45	3	5	3	2	2	5	7	9
2	0,45	0,9	5	5	5	5	1	5	10	6
3	0,9	1,35	5	2	2	2	0	5	9	4
4	1,35	1,8	4	2	3	2	2	4	8	11
5	1,8	2,25	4	19	2	3	5	5	5	8
6	2,25	2,7	2	15	2	3	5	5	5	11
7	2,7	3,15	4	25	1	2	4	8	8	8
8	3,15	3,6	8	16	2	1	4	7	8	5
9	3,6	4,05	7	27	7	1	4	8	11	5
10	4,05	4,5	4	22	15	0	4	11	17	5
11	4,5	4,95	13	-	18	1	5	7	21	6
12	4,95	5,4	3	-	22	1	8	8	20	11
13	5,4	5,85	-	-	-	10	-	-	-	-

Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

Cuadro.7.1.31. Registro de los datos de N_{60} para los ensayos SPT del N°21 al N°29 en el Sector 5 de la conducción superficial.

Tramo	Profundidad (m)		N_{60}								
			SPT 21	SPT 22	SPT 23	SPT 24	SPT 25	SPT 26	SPT 27	SPT 28	SPT 29
1	0	0,45	8	9	11	8	11	12	4	6	6
2	0,45	0,9	6	12	17	6	11	7	5	5	6
3	0,9	1,35	5	14	14	5	6	8	5	6	8
4	1,35	1,8	8	26	8	6	9	5	7	7	9
5	1,8	2,25	5	22	6	10	6	11	10	5	20
6	2,25	2,7	12	16	11	0	8	8	7	5	12
7	2,7	3,15	4	10	5	4	8	10	8	7	11
8	3,15	3,6	1	10	11	5	9	11	10	8	8
9	3,6	4,05	2	25	6	5	10	11	11	15	10
10	4,05	4,5	3	-	7	8	20	9	12	13	11
11	4,5	4,95	5	-	9	-	15	14	11	-	17
12	4,95	5,4	3	-	14	-	17	18	11	-	15

Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

Los resultados de los ensayos de laboratorio, en relación con el contenido de humedad y la clasificación SUCS, para este sector se detallan en el Cuadro.7.1.32.

Cuadro.7.1.32. Registro de los resultados de laboratorio (contenido de humedad y clasificación SUCS) para los suelos presentes a lo largo de la conducción en el Sector 5.

Sondeo	Prof.	Distribución granulométrica			LL	LP	IP	%W	SUCS
	(m)	% Grava	% Arena	% Finos					
SPT 13	0,9 - 2,0	0	12	88	76	33	43	47	CH
	4,5 - 5,4	0	35	65	48	29	19	34	ML
SPT 14	0,9 - 1,8	2	33	65	54	31	23	39	MH
	1,8 -2,7	0	58	42	36	20	16	19	SC
SPT 15	1,45 -2,5	0	16	84	56	37	19	50	MH
	2,5 -3,6	0	14	86	61	28	33	40	CH
SPT 16	0,2 -1,5	0	12	88	56	37	19	36	MH
	2,7 - 5,4	0	14	86	53	32	21	51	MH
SPT 17	0,6 - 1,35	0	37	63	44	32	12	50	ML
	1,35 - 2,5	0	7	93	60	38	22	47	MH
SPT 18	2,70 - 4,05	0	16	84	59	31	28	34	MH
	5,0 - 5,40	0	6	94	74	27	47	36	CH
SPT 19	1,80 - 2,70	0	9	91	71	32	39	35	CH
	2,70 - 4,05	0	9	91	76	34	42	37	CH
SPT 20	2,70 - 3,60	0	11	89	54	37	17	38	MH
	4,95 - 5,40	0	17	83	53	32	21	30	MH
SPT 21	3,15 - 4,05	3	37	59	45	27	18	30	ML
	4,05 - 5,40	1	24	75	47	31	16	38	ML
SPT 22	0,1 - 2,25	8	32	60	57	41	16	30	MH
	3,0 - 3,6	4	43	53	58	38	20	41	MH
SPT 23	4,5 - 4,8	7	42	51	72	44	28	56	MH
	4,8 - 5,4	4	45	51	79	47	32	55	MH
SPT 24	0,5 - 1,5	4	39	56	70	45	24	53	MH
	1,5 - 2,25	3	45	52	67	50	17	57	MH
SPT 25	1,1 - 2,25	8	31	61	69	42	27	49	MH
	4,05 - 4,8	28	49	23	47	40	7	25	SM
SPT 26	2,25 -3,6	2	33	65	67	45	22	46	MH
SPT 27	1,35 -2,7	5	40	55	72	41	31	45	MH
	3,6 - 4,45	2	39	59	75	35	40	45	MH
SPT 28	1,3 - 2,25	4	51	46	46	28	18	32	SM
	2,25 - 2,7	2	8	90	75	17	58	50	CH
SPT 29	1,8 - 3,05	3	39	59	56	40	16	49	MH
	4,5 - 5,4	6	50	43	60	38	22	50	SM

Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

▪ Unidades geotécnicas

Con base en el análisis de los resultados anteriormente mostrados se definieron las siguientes unidades geotécnicas a lo largo de la conducción superficial en el sector 5:

- **UG1:** Arcilla densa de alta plasticidad de consistencia blanda ($2 < N_{60} < 5$).
- **UG2:** Limo con arena y grava de plasticidad media y consistencia blanda ($3 < N_{60} < 13$).
- **UG3:** Limo elástico arenoso de plasticidad media y consistencia blanda ($2 < N_{60} < 5$).
- **UG4:** Arena arcillosa con grava de compacidad media ($10 < N_{60} < 27$).
- **UG5:** Limo elástico arenoso de plasticidad y consistencia media ($3 < N_{60} < 9$).
- **UG6:** Arcilla densa de alta plasticidad de consistencia blanda ($1 < N_{60} < 7$).
- **UG7:** Limo elástico de plasticidad media y consistencia muy blanda ($0 < N_{60} < 2$).
- **UG8:** Limo arenoso de baja plasticidad y consistencia blanda ($0 < N_{60} < 2$).
- **UG9:** Arcilla densa de alta plasticidad de consistencia media firme ($5 < N_{60} < 11$).
- **UG10:** Limo elástico arenoso de plasticidad media y consistencia firme ($10 < N_{60} < 22$).
- **UG11:** Limo elástico arenoso de plasticidad media y consistencia de blanda a media ($6 < N_{60} < 13$).
- **UG12:** Arena limosa con grava de compacidad media ($15 < N_{60} < 20$).
- **UG13:** Arena limosa de compacidad suelta a media ($5 < N_{60} < 17$).

Las propiedades geotécnicas (propiedades físicas, resistencia al corte y deformabilidad) que definen y caracterizan a cada una de las unidades geotécnicas, anteriormente mencionadas se muestran con mayor detalle en la Figura 7.1.41, la Figura 7.1.42, la Figura 7.1.43 y la Figura 7.1.44.

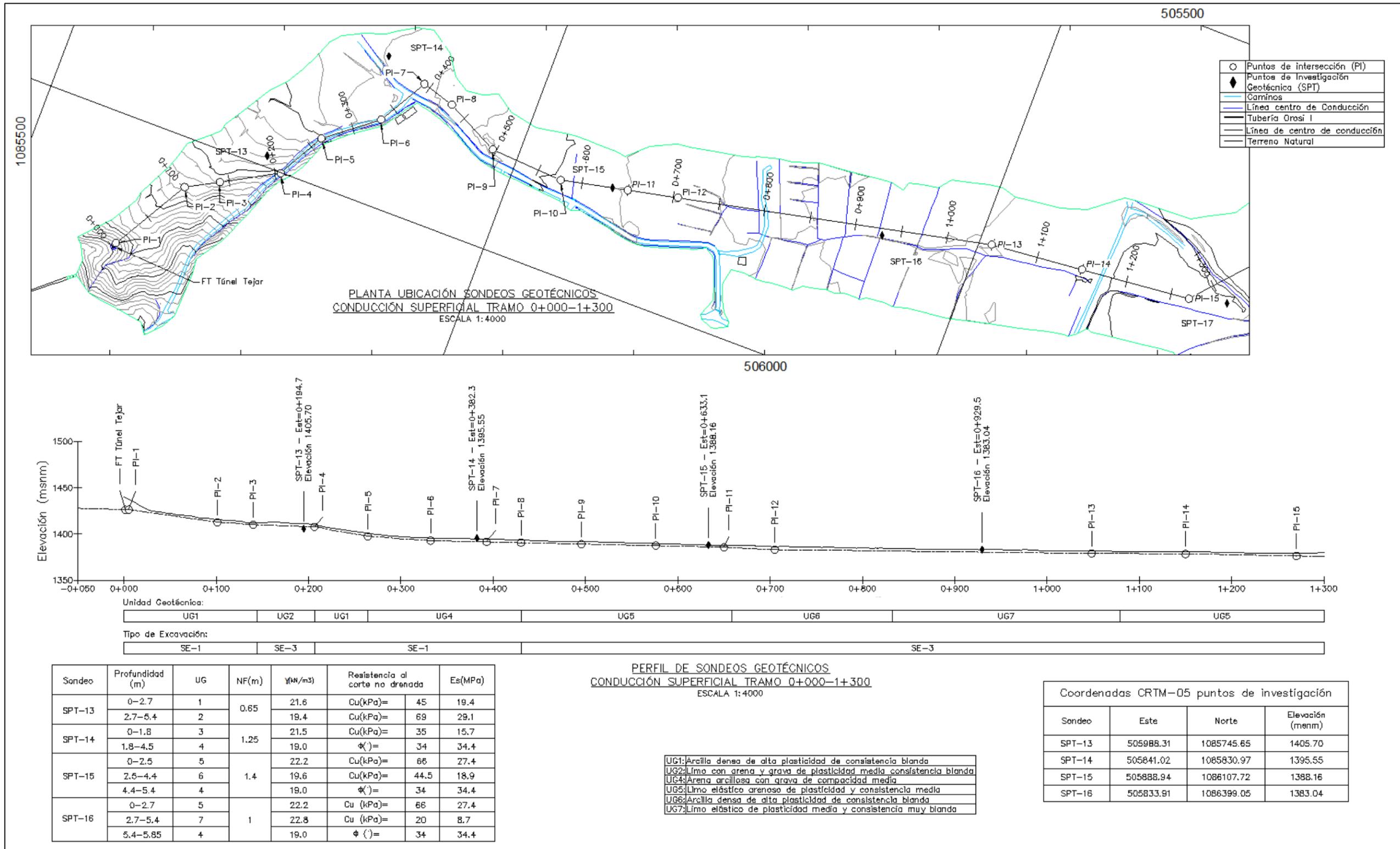


Figura 7.1.41. Modelo geotécnico del sector 5 de la conducción superficial entre las estaciones 0+000 a 1+300.
Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

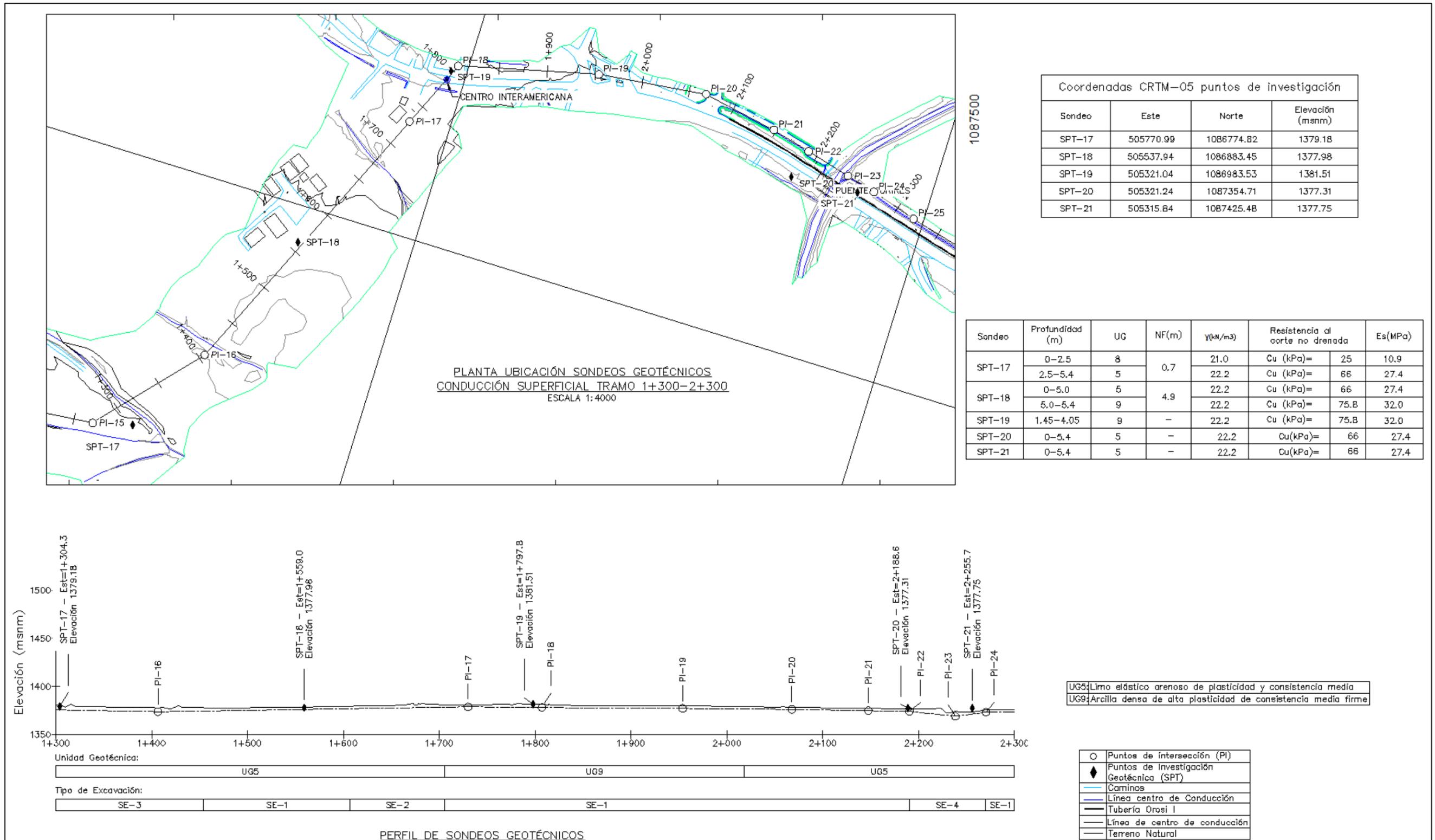


Figura 7.1.42. Modelo geotécnico del sector 5 de la conducción superficial entre las estaciones 1+300 a 2+300.

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

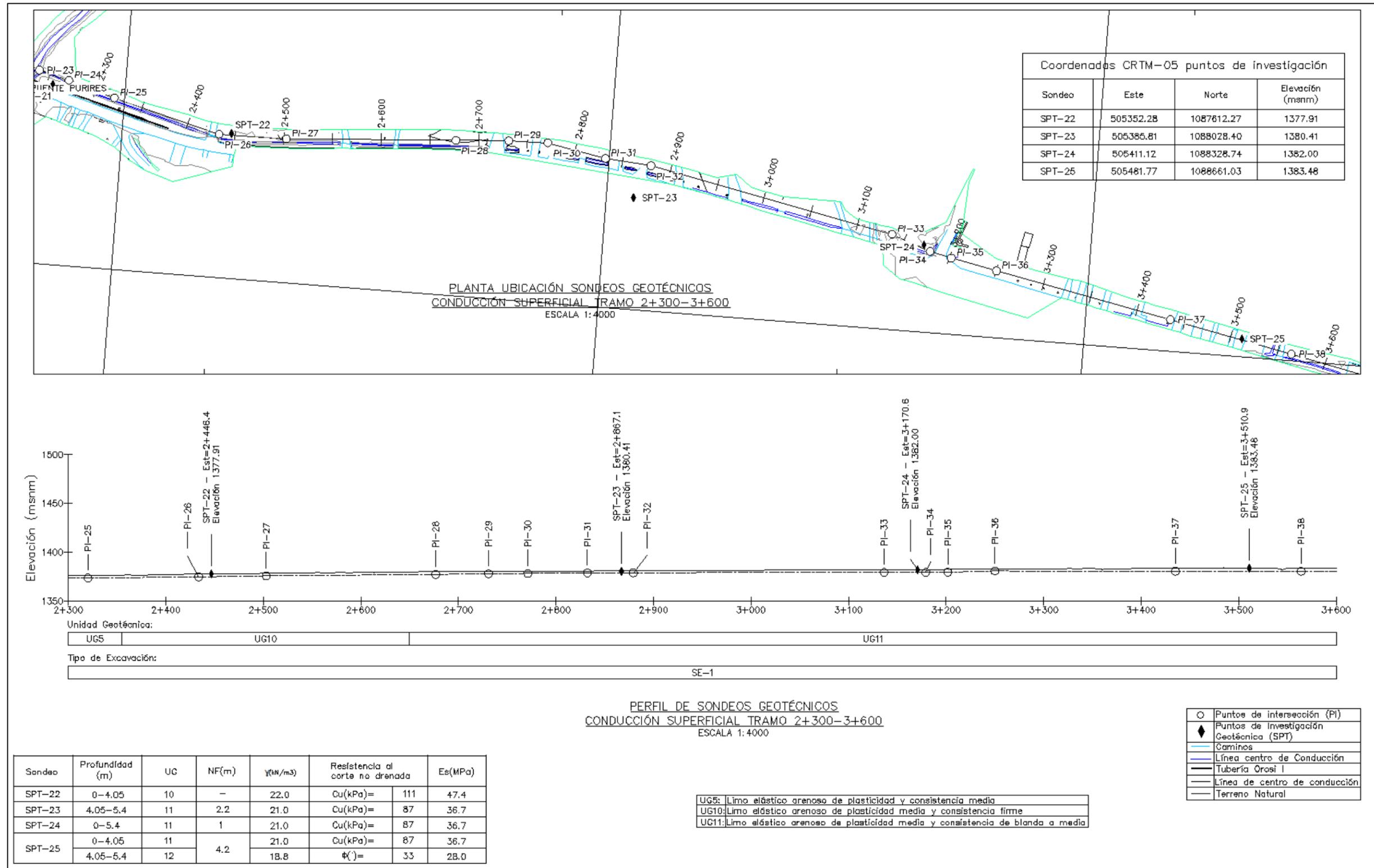


Figura 7.1.43. Modelo geotécnico del sector 5 de la conducción superficial entre las estaciones 2+300 a 3+600.
Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

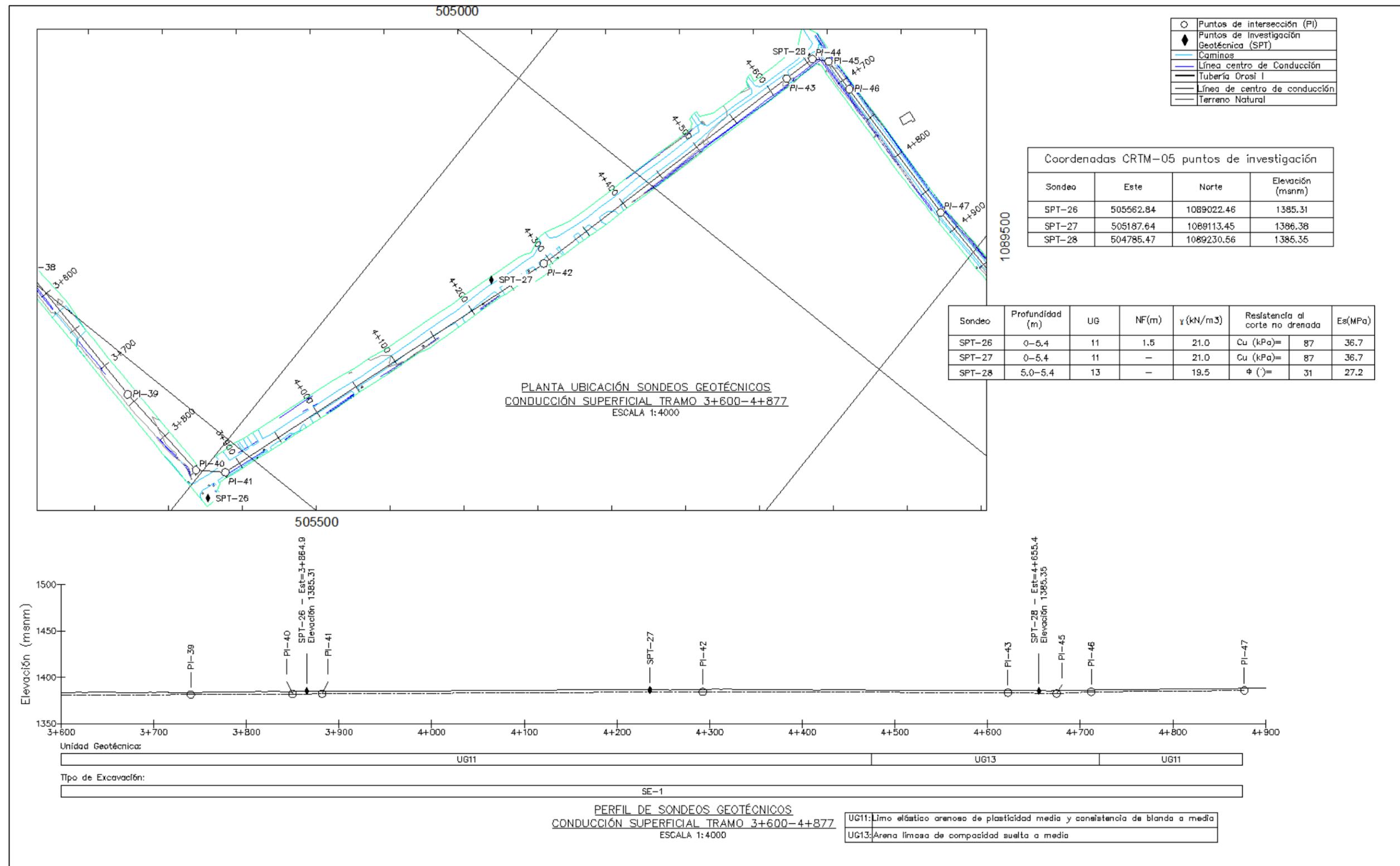


Figura 7.1.44. Modelo geotécnico del sector 5 de la conducción superficial entre las estaciones 3+600 a 4+877 (fin del sector).
Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

4. Modelo geotécnico sector 6

▪ Resultados de ensayos geotécnicos

En el Cuadro.7.1.33 y en el Cuadro.7.1.34 se muestra el registro del número de golpes corregido (N_{60}) obtenido de los ensayos SPT a lo largo de la conducción superficial en el Sector 6.

Cuadro.7.1.33. Registro de los datos de N_{60} para los ensayos SPT del N°30 al N°37 en el Sector 6 de la conducción superficial.

Tramo	Profundidad (m)		N60							
			SPT 30	SPT 31	SPT 32	SPT 33	SPT 34	SPT 35	SPT 36	SPT 37
1	0	0,45	9	5	5	9	3	3	4	4
2	0,45	0,9	9	7	6	11	2	5	11	6
3	0,9	1,35	8	7	5	11	3	5	15	8
4	1,35	1,8	8	8	5	11	3	9	14	9
5	1,8	2,25	8	5	3	25	3	10	17	8
6	2,25	2,7	6	7	6	20	3	8	14	11
7	2,7	3,15	5	8	5	9	5	12	17	14
8	3,15	3,6	3	18	2	8	4	16	14	11
9	3,6	4,05	5	5	3	9	4	15	8	13
10	4,05	4,5	6	5	5	9	5	11	18	9
11	4,5	4,95	7	5	5	11	6	11	41	7
12	4,95	5,4	9	23	5	9	5	11	-	23

Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

Cuadro.7.1.34. Registro de los datos de N_{60} para los ensayos SPT del N°38 al N°44 en el Sector 6 de la conducción superficial.

Tramo	Profundidad (m)		N60						
			SPT 38	SPT 39	SPT 40	SPT 41	SPT 42	SPT 43	SPT 44
1	0	0,45	7	5	11	5	8	11	8
2	0,45	0,9	9	6	8	3	15	8	4
3	0,9	1,35	17	5	8	3	17	5	5
4	1,35	1,8	17	10	8	5	16	8	5
5	1,8	2,25	20	16	8	5	38	11	3
6	2,25	2,7	19	12	8	5	46	29	6
7	2,7	3,15	26	5	16	5	-	29	11
8	3,15	3,6	14	4	8	5	-	26	11
9	3,6	4,05	15	5	8	6	-	22	14
10	4,05	4,5	8	5	11	5	-	21	21
11	4,5	4,95	7	6	11	5	-	26	18
12	4,95	5,4	7	3	12	5	-	20	21

Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

Los resultados de los ensayos de laboratorio, en relación con el contenido de humedad y la clasificación SUCS, para este sector se detallan en el Cuadro.7.1.35.

Cuadro.7.1.35. Registro de los resultados de laboratorio (contenido de humedad y clasificación SUCS) para los suelos presentes a lo largo de la conducción en el Sector 6.

Sondeo	Prof.	Distribución granulométrica			LL	LP	IP	%W	SUCS
	(m)	% Grava	% Arena	% Finos					
SPT 30	0,45 - 1,8	2	38	60	74	43	31	46	MH
	3,0 - 4,7	0	44	56	43	32	11	37	ML
SPT 31	2,9 - 3,6	2	62	35	43	27	16	33	SM
	3,6 - 4,1	0	69	31	No plástica			38	SM
SPT 32	1,1 - 2,35	0	22	78	50	34	16	36	MH
	3,25 - 3,8	0	17	83	61	34	27	49	MH
SPT 33	1,5 - 2,25	0	36	64	52	31	21	24	MH
	4,05- 4,95	0	18	82	66	33	33	42	MH
SPT 34	1,6 - 2,7	0	23	77	58	37	21	45	MH
	2,8 - 5,4	0	7	93	90	36	54	38	CH
SPT 35	0,95 - 2,7	0	15	85	92	40	52	36	MH
	4,15 - 5,4	0	35	65	43	34	9	32	ML
SPT 36	0,2 - 1,8	0	54	37	34	30	4	37	SM
	3,6 - 3,95	0	11	89	47	44	3	95	ML
SPT 37	2,7 - 3,45	0	24	76	58	37	21	47	MH
	3,45 - 3,8	0	23	77	40	37	3	32	ML
SPT 38	1,35 - 3,6	0	31	69	48	33	15	31	ML
	3,6 - 5,4	0	31	69	49	33	16	36	ML
SPT 39	1,8 - 3,05	0	22	78	57	36	21	35	MH
	3,05 - 5,4	0	27	73	52	34	18	43	MH
SPT 40	0,2 - 2,25	1	51	48	43	27	16	22	SM
	3,15 - 4,05	0	22	78	55	28	27	32	CH
SPT 41	1,35 - 2,25	0	27	73	54	32	22	20	MH
	3,05 - 4,5	0	18	82	72	28	44	17	CH
SPT 42	0,3 - 1,8	0	68	32	29	26	3	15	SM
	1,8 - 2,7	0	74	26	26	23	3	17	SM
SPT 43	2,25 - 4,05	0	45	55	30	26	4	23	ML
	4,05 - 5,4	4	52	45	30	21	9	20	SC
SPT 44	0,2 - 2,15	0	12	88	75	31	44	36	CH
	2,15 - 3,8	0	6	94	69	33	36	30	CH

Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

▪ **Unidades geotécnicas**

Tomando como referencia el análisis de los resultados anteriormente expuestos se definieron las siguientes unidades geotécnicas a lo largo de la conducción superficial en el sector 6:

- **UG1:** Limo elástico arenoso de plasticidad media y consistencia de blanda a media ($6 < N_{60} < 13$). Corresponde con la UG11 del Sector 5.
- **UG2:** Limo arenoso ligeramente plástico y consistencia media ($3 < N_{60} < 9$).
- **UG3:** Arena limosa de compacidad suelta ($5 < N_{60} < 8$).
- **UG4:** Limo elástico arenoso de plasticidad y consistencia media ($3 < N_{60} < 12$). Material presente en las cercanías del río Coris.
- **UG5:** Arcilla densa de alta plasticidad de consistencia blanda ($4 < N_{60} < 6$).
- **UG6:** Limo arenoso de baja plasticidad y consistencia firme ($N_{60} = 11$).
- **UG7:** Arena limosa de compacidad suelta ($11 < N_{60} < 18$).
- **UG8:** Limo elástico arenoso de plasticidad y consistencia media ($4 < N_{60} < 11$).
- **UG9:** Limo arenoso de plasticidad media y consistencia firme ($8 < N_{60} < 20$).
- **UG10:** Arena limosa de compacidad suelta ($8 < N_{60} < 16$).
- **UG11:** Arcilla densa con arena de alta plasticidad y consistencia media ($5 < N_{60} < 12$).
- **UG12:** Arena limosa de compacidad media ($10 < N_{60} < 23$).
- **UG13:** Arcilla densa de alta plasticidad de consistencia blanda a media ($3 < N_{60} < 8$).

Las propiedades geotécnicas (propiedades físicas, resistencia al corte y deformabilidad) que definen y caracterizan a cada una de las unidades geotécnicas, anteriormente mencionadas se muestran con mayor detalle en las siguientes figuras.

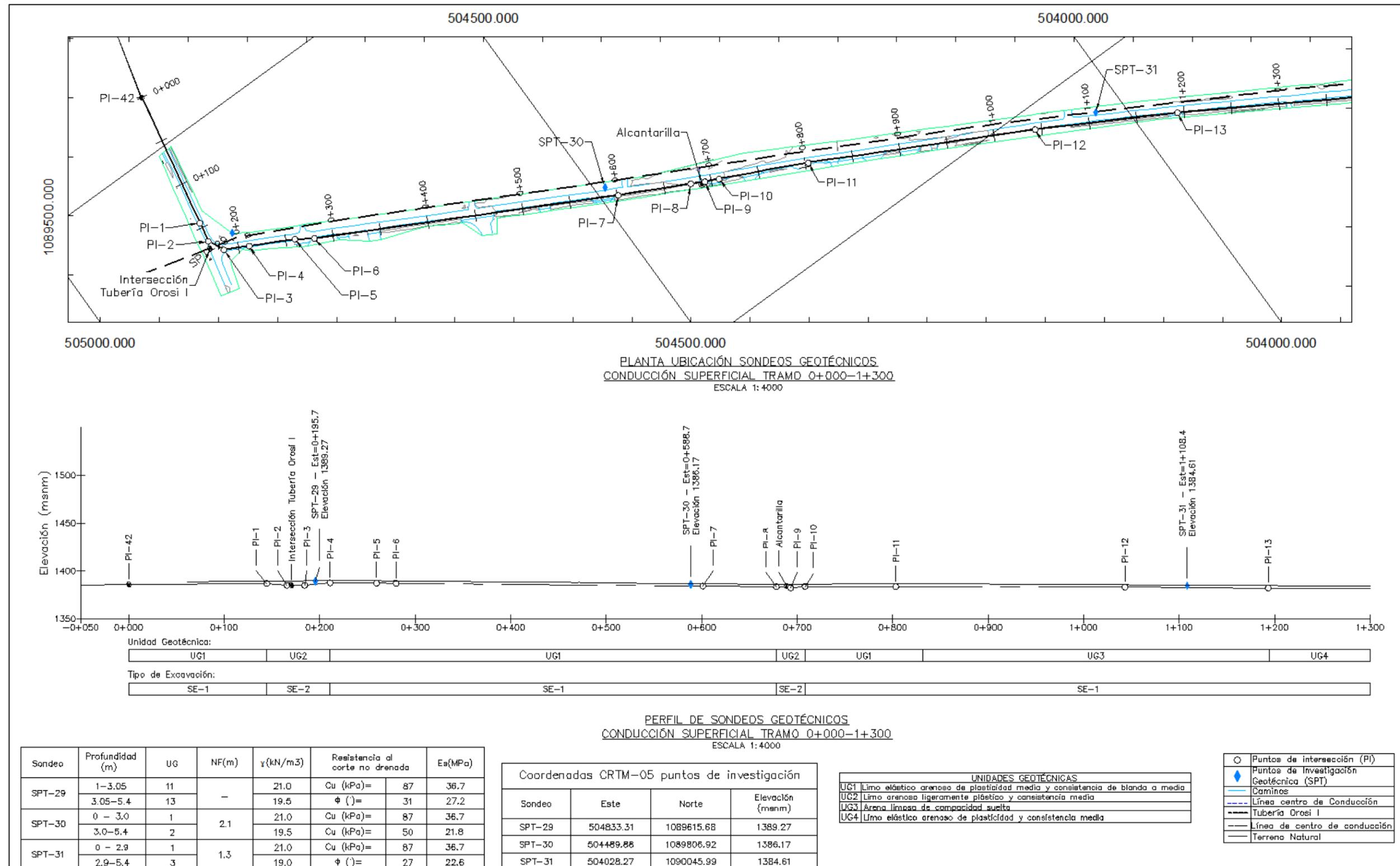


Figura 7.1.45. Modelo geotécnico del sector 6 de la conducción superficial entre las estaciones 0+000 a 1+300.

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

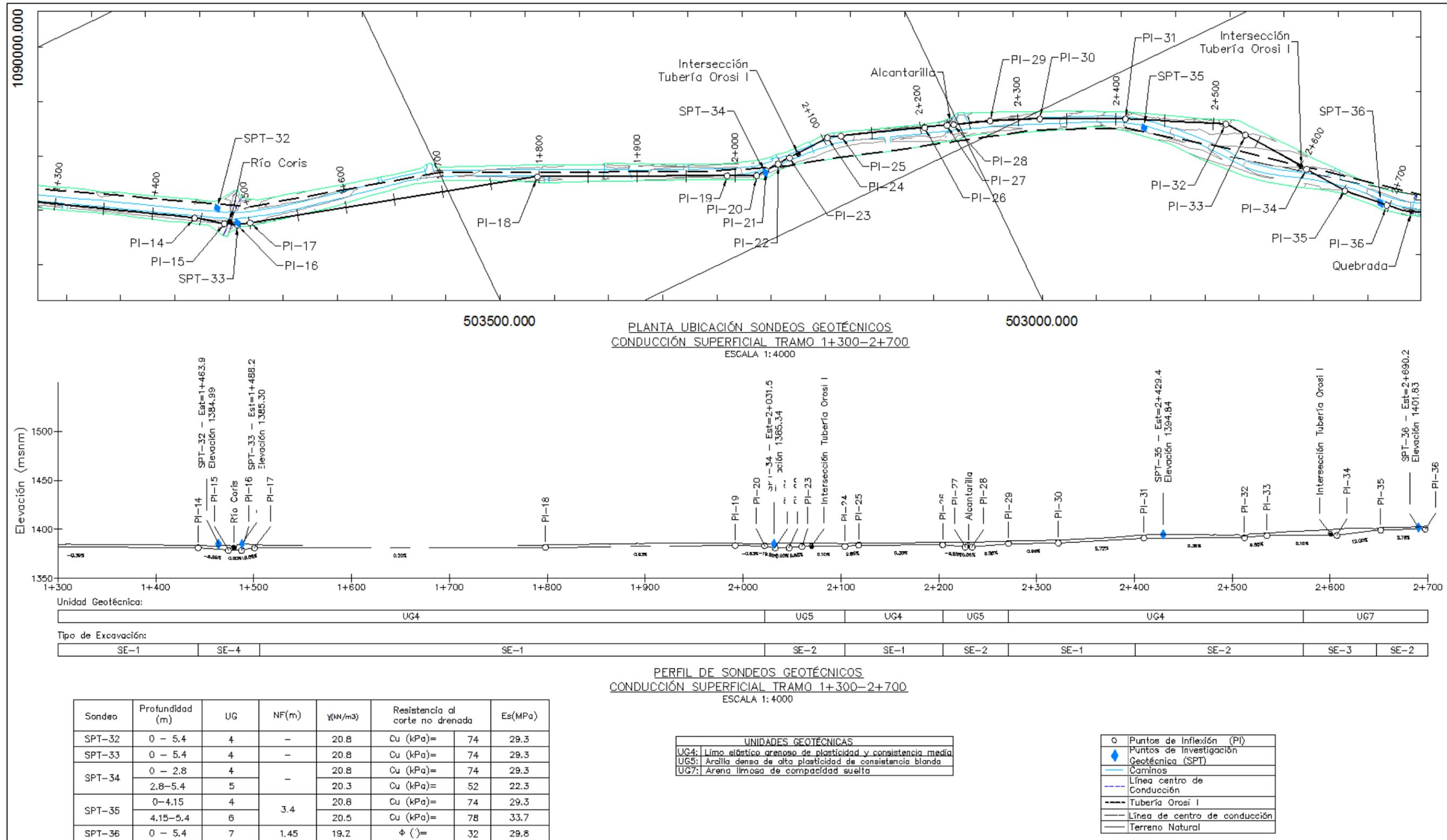
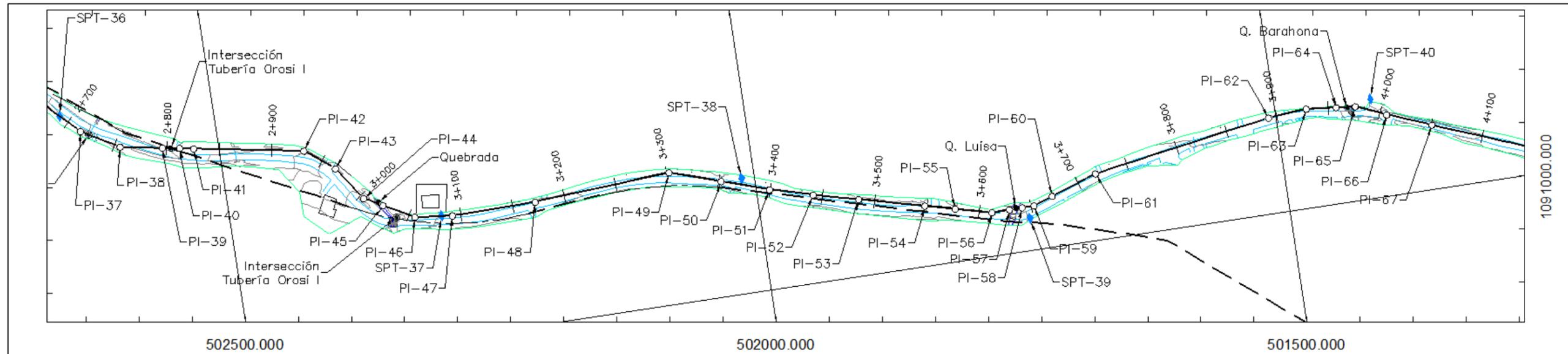
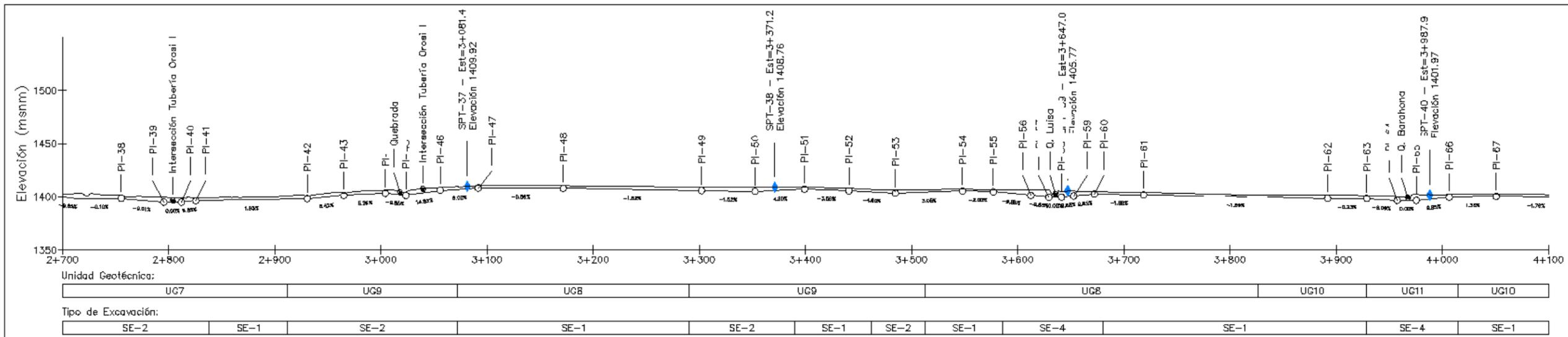


Figura 7.1.46. Modelo geotécnico del sector 6 de la conducción superficial entre las estaciones 1+300 a 2+700.
Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).



PLANTA UBICACIÓN SONDEOS GEOTÉCNICOS
CONDUCCIÓN SUPERFICIAL TRAMO 2+700-4+100
ESCALA 1:4000



PERFIL DE SONDEOS GEOTÉCNICOS
CONDUCCIÓN SUPERFICIAL TRAMO 2+700-4+100
ESCALA 1:4000

Sondeo	Profundidad (m)	UG	NF(m)	$\gamma(M/m^3)$	Resistencia al corte no drenada	Es(MPa)
SPT-37	0 - 3.45	8	-	19.8	$C_u(kPa)= 69$	27.6
	3.45 - 5.3	9	-	20.6	$C_u(kPa)= 100$	39.2
SPT-38	0 - 5.4	9	-	20.6	$C_u(kPa)= 100$	39.2
SPT-39	0 - 5.4	8	-	19.8	$C_u(kPa)= 69$	27.6
SPT-40	0 - 3.15	10	3.4	17.1	$\phi(\%)= 30$	15.5
	3.15 - 5.4	11	-	20.5	$C_u(kPa)= 76$	32.1
SPT-41	0 - 3.05	8	1.45	19.8	$C_u(kPa)= 69$	27.6
	3.05 - 5.4	11	-	20.5	$C_u(kPa)= 76$	32.1

UNIDADES GEOTÉCNICAS	
UG7:	Arena limosa de compactación suelta
UG8:	Limo elástico arenoso de plasticidad y consistencia media
UG9:	Limo arenoso de plasticidad media y consistencia firme
UG10:	Arena limosa de compactación suelta
UG11:	Arcilla densa con arena de alta plasticidad y consistencia media

- Puntos de intersección
- ◆ Puntos de Investigación Geotécnica (SPT)
- Caminos
- Línea centro de Conducción
- Línea de centro de conducción
- Terreno Natural

Figura 7.1.47. Modelo geotécnico del sector 6 de la conducción superficial entre las estaciones 2+700 a 4+100.
Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

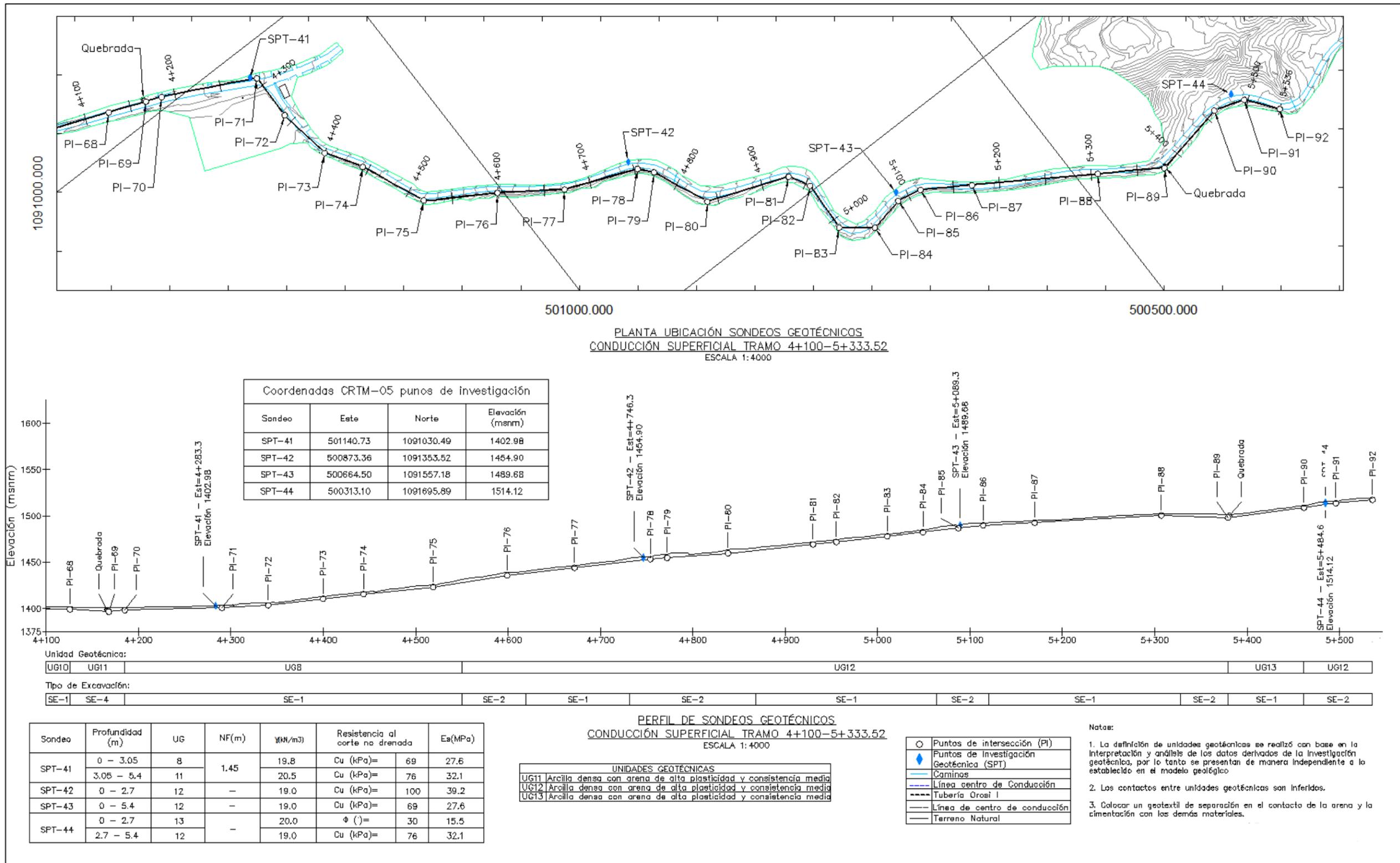


Figura 7.1.48. Modelo geotécnico del sector 6 de la conducción superficial entre las estaciones 4+100 a 5+333 (fin del sector).
Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

5. Modelo geotécnico sector 7

▪ Resultados de ensayos geotécnicos

En el Cuadro.7.1.36 se presenta el registro del número de golpes corregido (N_{60}) para cada uno de los ensayos SPT realizados a lo largo de la conducción superficial en el Sector 7.

Cuadro.7.1.36. Registro de los datos de N_{60} para cada SPT en el Sector 7 de la conducción superficial.

Tramo	Profundidad (m)		N_{60}			
			SPT 44	SPT 45	SPT 46	SPT 47
1	0	0,45	8	5	4	4
2	0,45	0,9	4	7	5	8
3	0,9	1,35	5	5	10	17
4	1,35	1,8	5	5	12	18
5	1,8	2,25	3	5	18	-
6	2,25	2,7	6	4	17	-
7	2,7	3,15	11	3	17	-
8	3,15	3,6	11	4	23	-
9	3,6	4,05	14	5	33	-
10	4,05	4,5	21	6	35	-
11	4,5	4,95	18	8	32	-
12	4,95	5,4	21	8	32	-
13	5,4	5,85	-	-	38	-
14	5,85	6,3	-	-	30	-
15	6,3	6,75	-	-	33	-
16	6,75	7,2	-	-	32	-

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

En el Cuadro.7.1.37 se detallan los resultados de los ensayos de laboratorio, en relación con el contenido de humedad y la clasificación SUCS para los suelos presentes en el sector 7.

Cuadro.7.1.37. Registro de los resultados de laboratorio (contenido de humedad y clasificación SUCS) para los suelos presentes a lo largo de la conducción en el Sector 7.

Sondeo	Prof. (m)	Distribución granulométrica			LL	LP	IP	%W	SUCS
		% Grava	% Arena	% Finos					
SPT 44	0.2 - 2.15	0	12	88	75	31	44	36	CH
	2.15 - 3.80	0	6	94	69	33	36	30	CH
SPT 45	0.8 - 1.8	0	7	93	65	36	29	41	MH
	2.7 - 5.4	0	33	67	49	38	11	37	ML
SPT 46	1.1 - 2.7	0	23	77	51	31	20	26	MH
	6.3 - 7.2	0	26	74	43	31	12	22	ML
SPT 47	0.35 - 1.15	0	6	94	79	37	42	38	MH
	1.15 - 1.80	3	24	72	70	38	32	32	MH

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

▪ **Unidades geotécnicas**

Con base en el análisis de los resultados anteriormente mostrados se definieron las siguientes unidades geotécnicas a lo largo de la conducción superficial en el sector 7:

- **UG1:** Arcilla densa de alta plasticidad de consistencia blanda a media ($3 < N_{60} < 8$). Corresponde con la UG13 del Sector 6.
- **UG2:** Arcilla de consistencia firme ($11 < N_{60} < 21$).
- **UG3:** Limo de plasticidad baja a media y consistencia media ($3 < N_{60} < 8$).
- **UG4:** Macizo rocoso de calidad mala a media (según RQD) compuesto por areniscas con una condición alterada o descompuesta, la cual clasifica como una roca de resistencia muy baja (roca muy blanda).
- **UG6:** Limo de alta plasticidad con arena de consistencia firme ($8 < N_{60} < 23$).
- **UG7:** Limo de baja plasticidad con arena de consistencia muy firme ($30 < N_{60} < 38$).

Las propiedades geotécnicas (propiedades físicas, resistencia al corte y deformabilidad) que definen y caracterizan a cada una de las unidades geotécnicas, anteriormente mencionadas se muestran con mayor detalle en la Figura 7.1.49 y en la Figura 7.1.50.

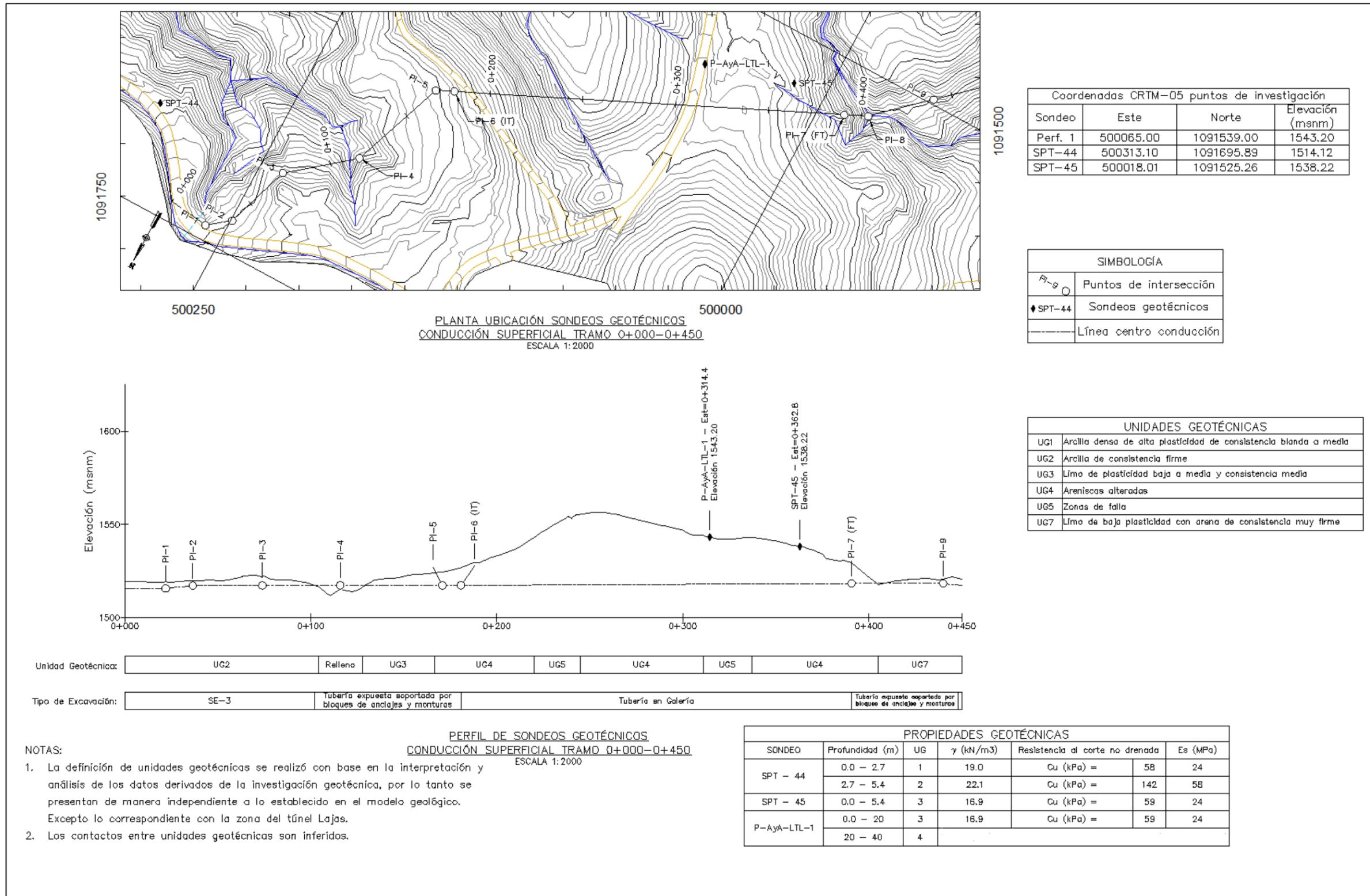


Figura 7.1.49. Modelo geotécnico del sector 7 de la conducción superficial entre las estaciones 0+000 a 0+450.
Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

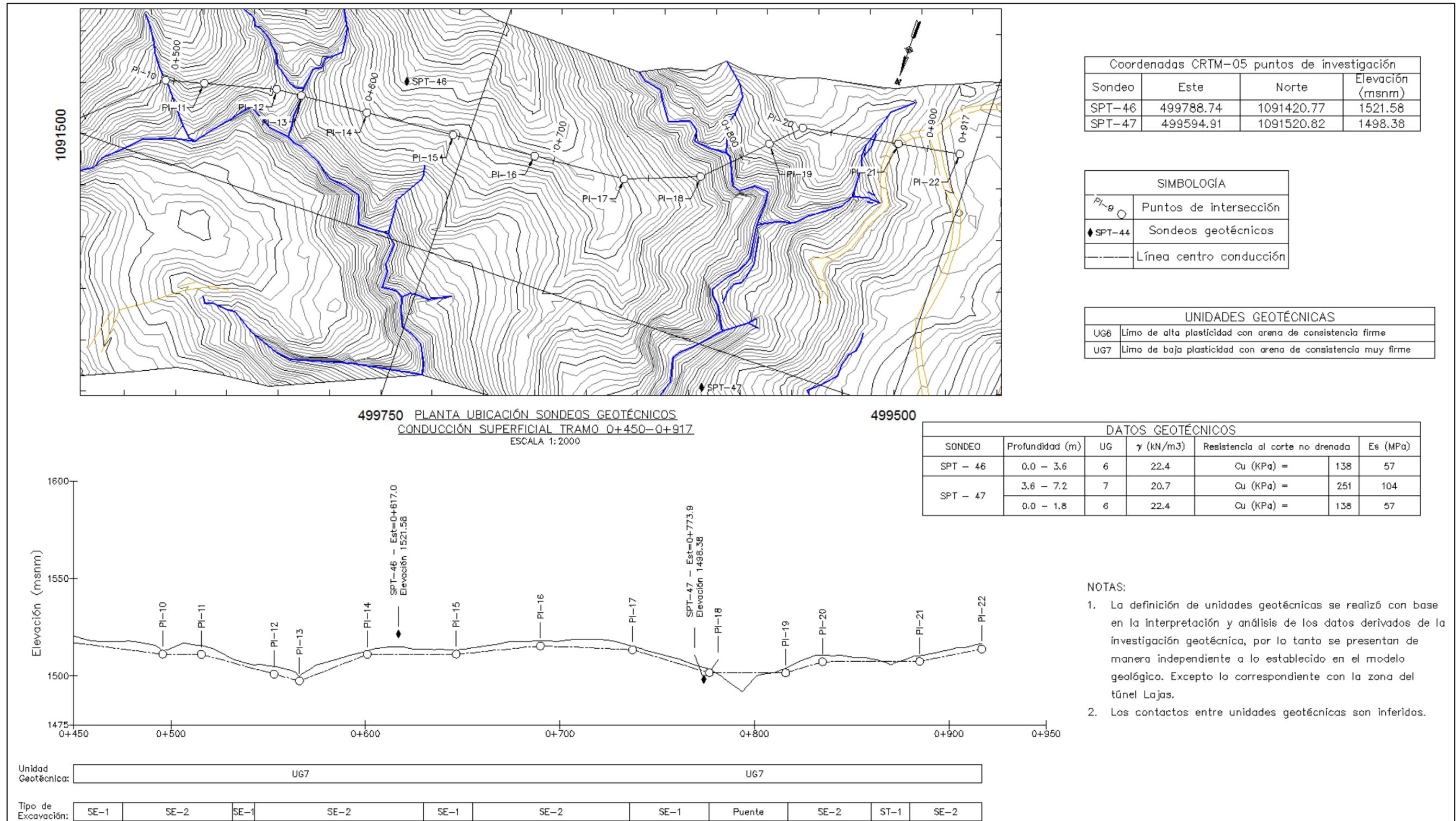


Figura 7.1.50. Modelo geotécnico del sector 7 de la conducción superficial entre las estaciones 0+450 a 0+917 (fin del sector).

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

6. Capacidad soportante y asentamientos

Para el cálculo de capacidad soportante de bloques de anclajes y monturas de la tubería expuesta se consideraron las siguientes premisas, con base en Das, 2006 y CCCR, 2009:

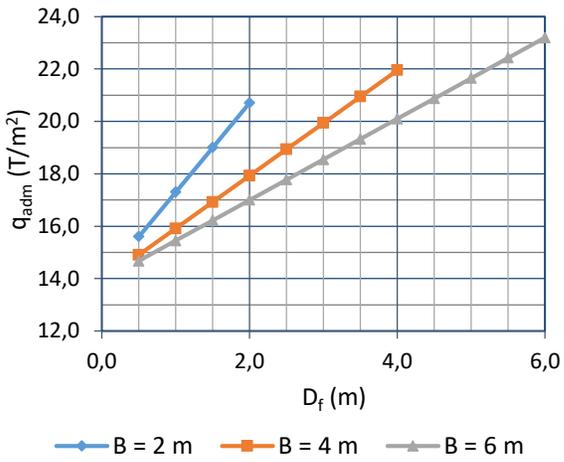
- ✓ Tipo de cimentación: superficial.
- ✓ Método de diseño: esfuerzos de trabajo (factor de seguridad, $FS = 3$).
- ✓ Se consideró un tipo de falla por corte general.
- ✓ Se empleo la ecuación general de capacidad de carga, Meyerhof (1963).
- ✓ Los materiales se evaluaron considerando la resistencia al corte no drenada.
- ✓ No se consideró el efecto de cimentaciones sobre laderas o taludes.
- ✓ No se tomó en cuenta la influencia de niveles freáticos.
- ✓ Se consideraron aspectos relacionados con la forma de las placas de cimentación y efecto en la profundidad de desplante.
- ✓ No se consideró la influencia por factores de inclinación de carga.
- ✓ Capacidad estimada para diferentes anchos de cimentación y a diferentes profundidades de desplante.

En relación con los asentamientos, se consideró únicamente asentamientos elásticos, cuyo cálculo se basó en la teoría de elasticidad para una cimentación rígida (Bowles, 1997). De igual manera, se presentan resultados para diferentes anchos de cimentación y a diferentes niveles de desplante.

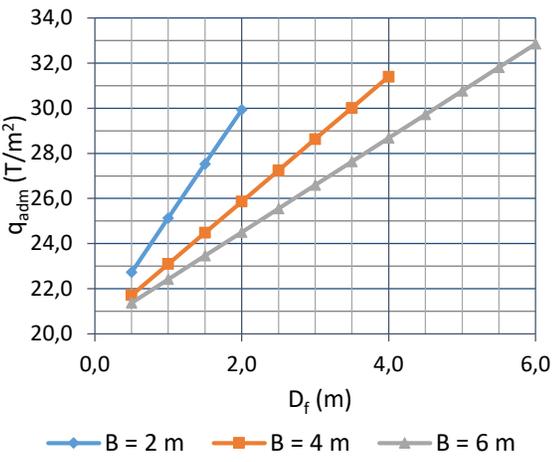
▪ Bloques de anclaje y monturas sector 3

Con base en las propiedades geotécnicas expuestas anteriormente en el modelo correspondiente a este sector, se procedió con el cálculo de la capacidad soportante y asentamientos elásticos para cada uno de los puntos de intersección de la tubería que serán soportados por bloques de anclaje. Los resultados obtenidos de capacidad soportante se muestran en la Figura 7.1.151 y en la Cuadro.7.1.52. Los resultados de asentamientos elásticos se muestran en la Figura 7.1.53, la Figura 7.1.54, la Figura 7.1.55 y la Figura 7.1.56.

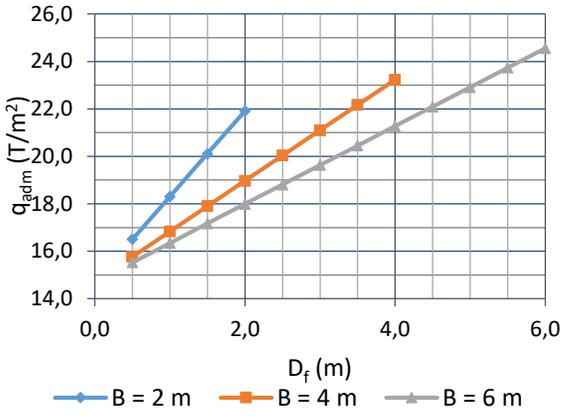
UG1 (Bloque PI – 4 y monturas entre PI – 3 y PI – 4)



UG2 (Bloques PI – 2 y PI – 3 y monturas entre PI – 2 y PI – 4)



UG3 (Bloques y monturas PI – 12 y PI – 13)



UG5 (Bloque PI – 20)

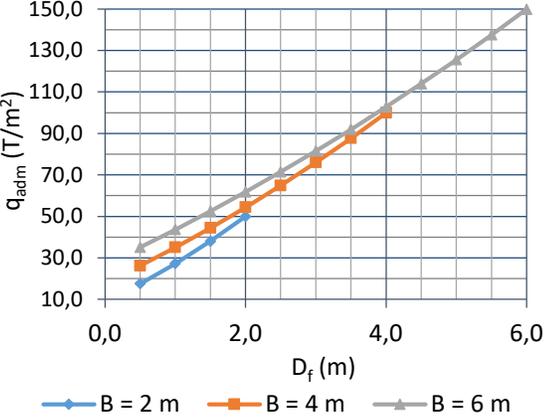


Figura 7.1.51. Capacidad soportante admisible para los bloques de anclaje y monturas del sector 3.
Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016)

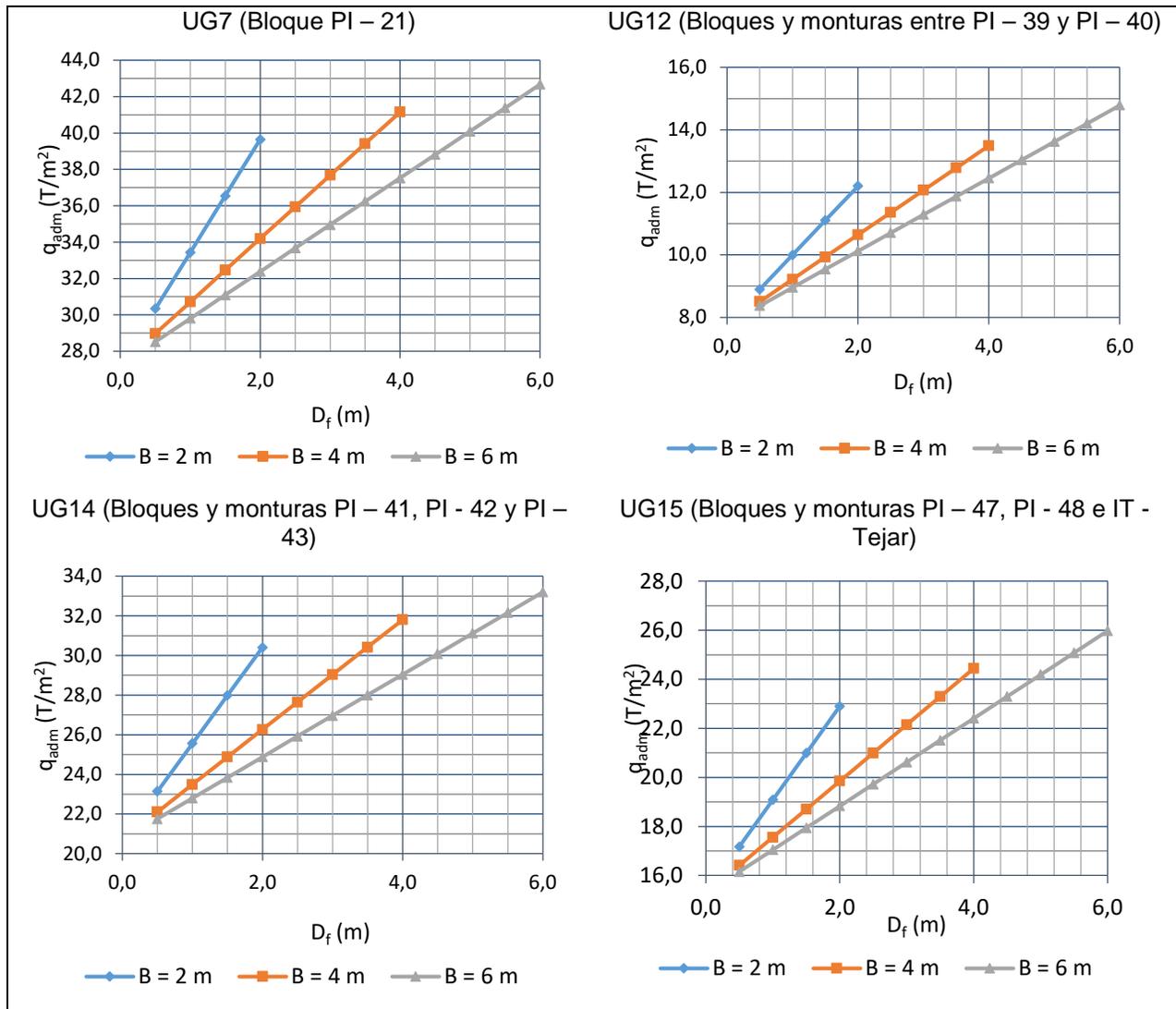


Figura 7.1.52. Capacidad de carga admisible para los bloques de anclaje y monturas del sector 3.

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

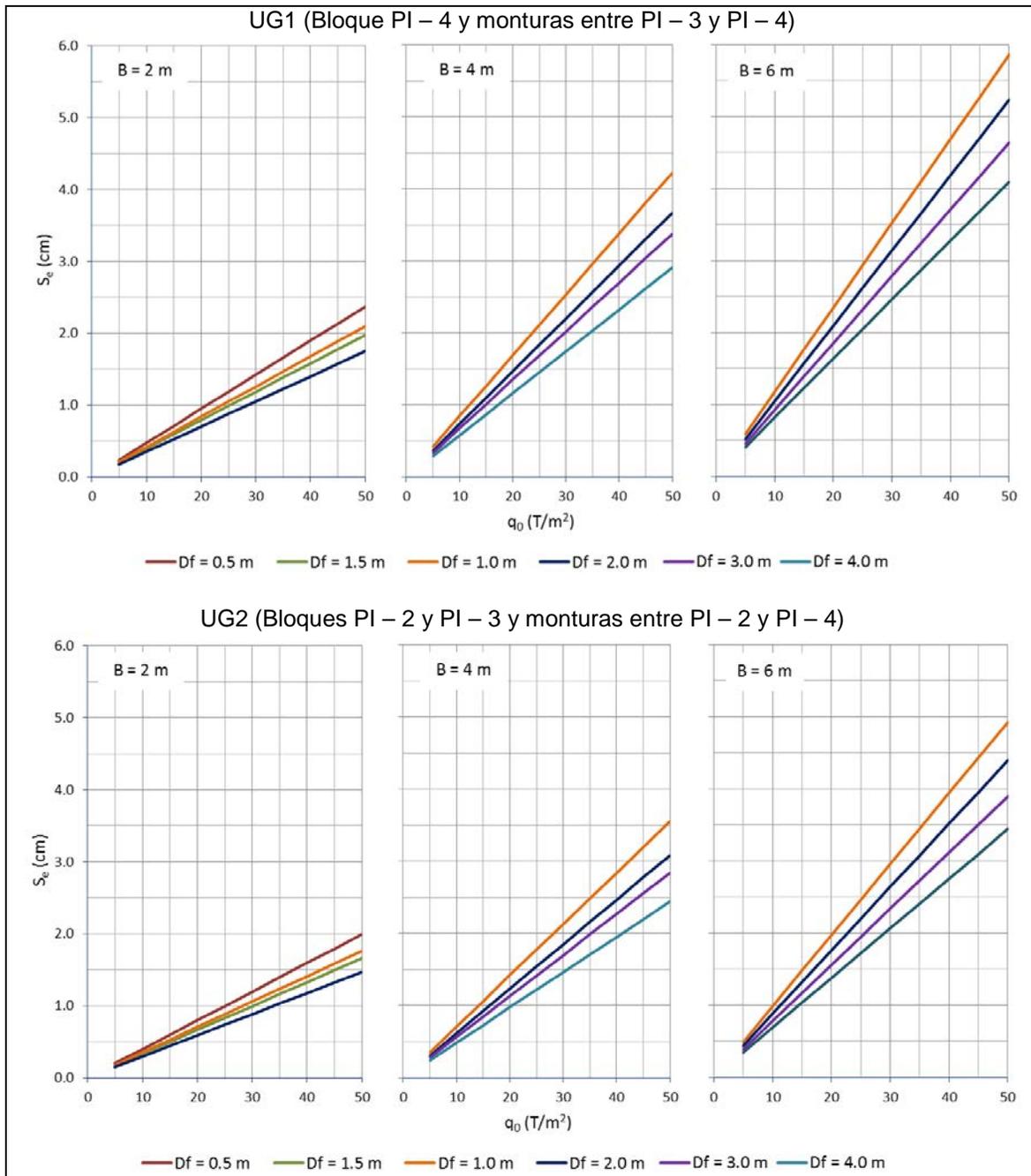


Figura 7.1.53. Asentamientos elásticos para los bloques de anclaje y monturas del sector 3.
Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016)

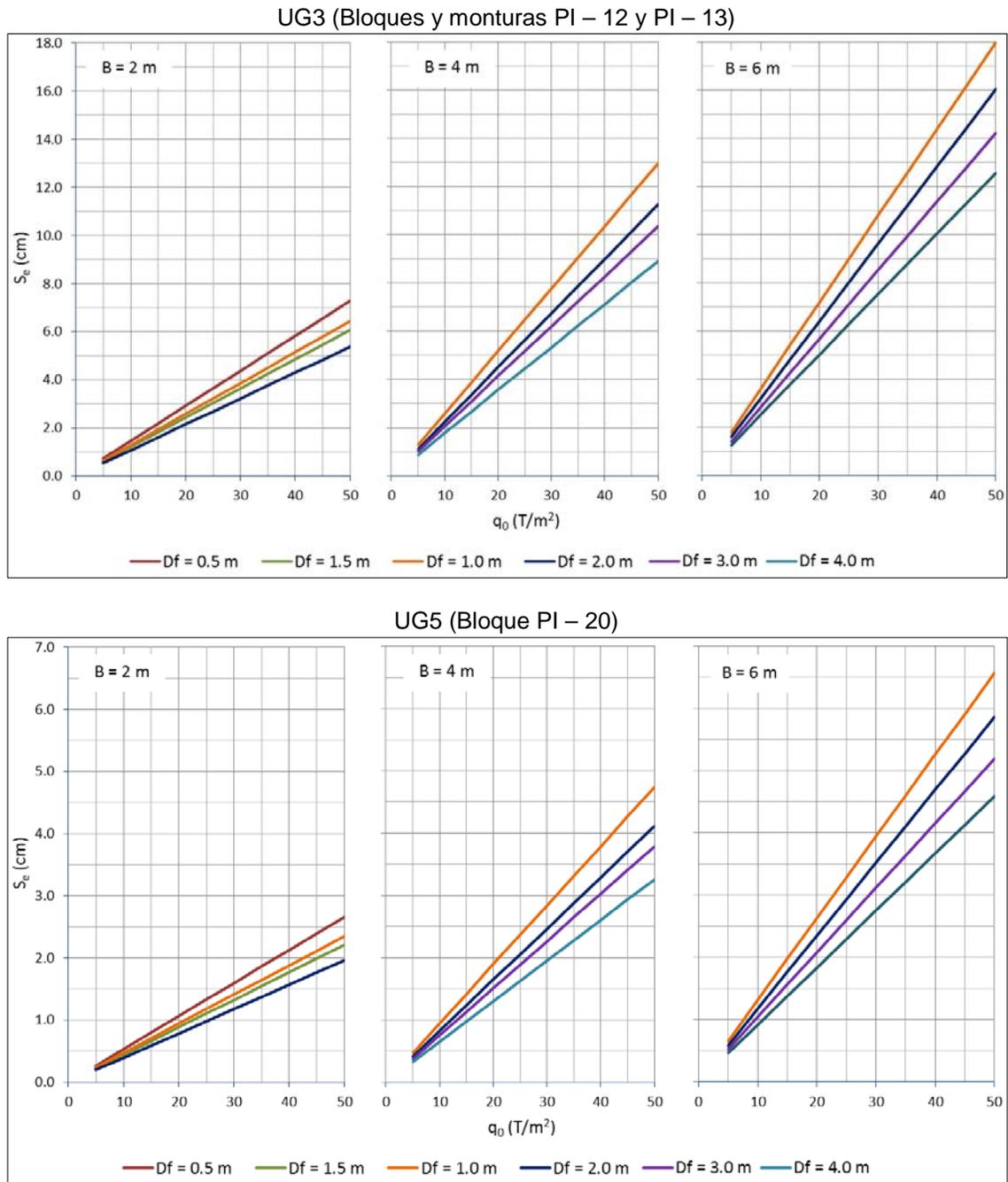


Figura 7.1.54. Asentamientos elásticos para los bloques de anclaje y monturas del sector 3.
Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

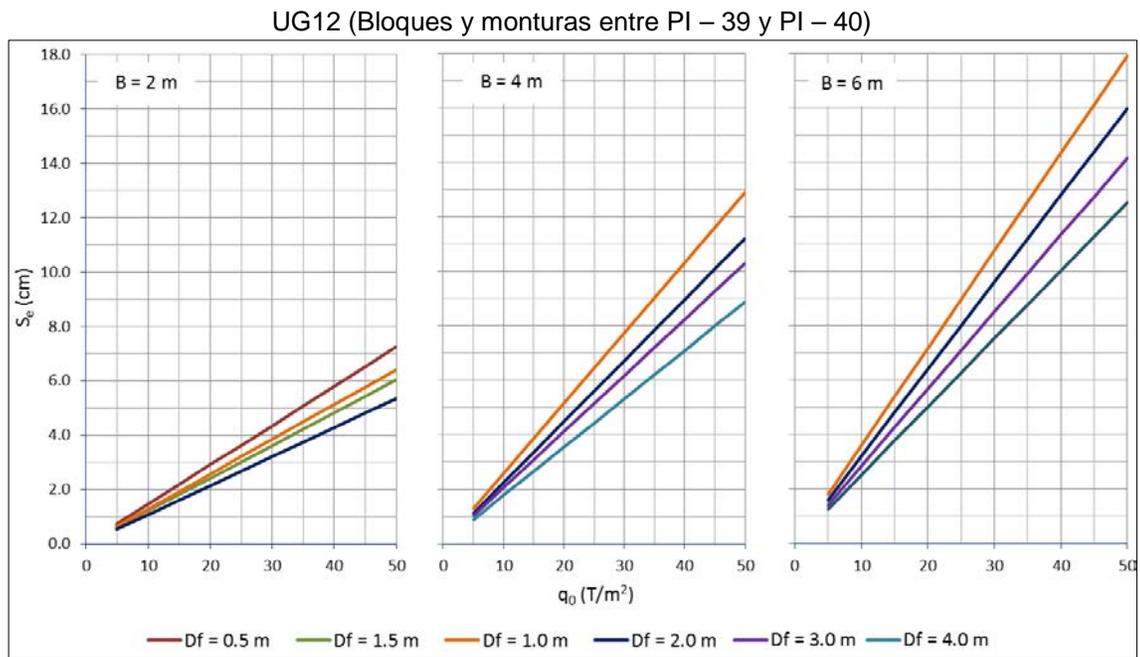
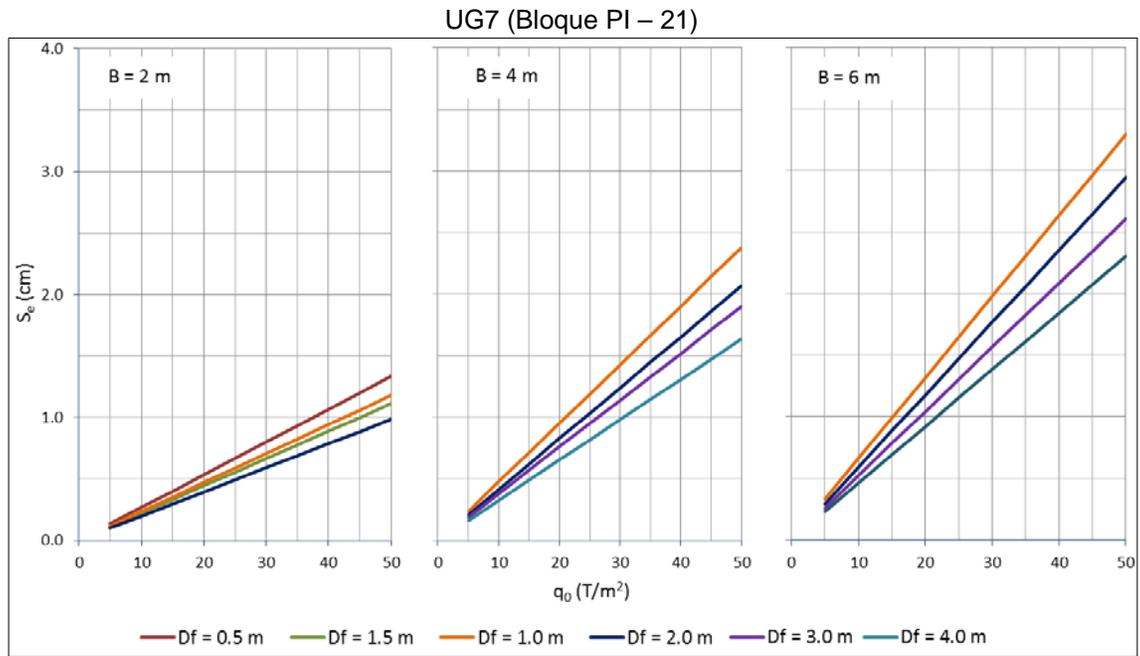


Figura 7.1.55. Asentamientos elásticos para los bloques de anclaje y monturas del sector 3.
Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

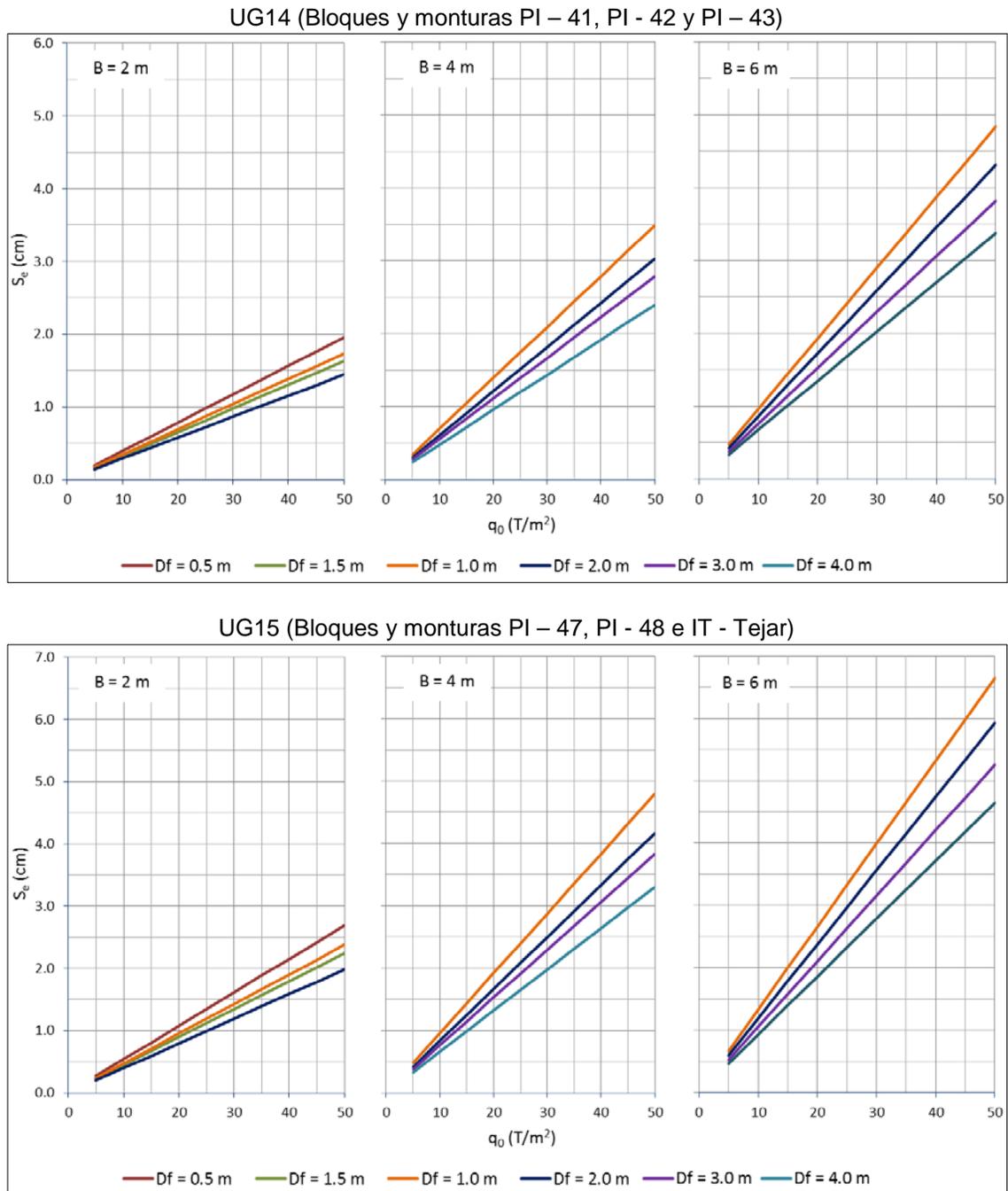


Figura 7.1.56. Asentamientos elásticos para los bloques de anclaje y monturas del sector 3.
Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

▪ **Bastiones del puente sobre el río Navarro**

El cruce de la tubería por el río Navarro será por medio de un puente tipo arco y para ello, con base en el modelo geotécnico del sector 3, se valoró de manera inicial la opción de cimentar dicha estructura en las siguientes unidades:

- Margen derecha: aluvión del cauce del río Navarro (UG6)

- Margen izquierda: grava limosa (UG8)

La capacidad soportante de los suelos y los posibles asentamientos elásticos esperados se resumen en los gráficos mostrados en la Figura 7.1.57 y en la Figura 7.1.58.

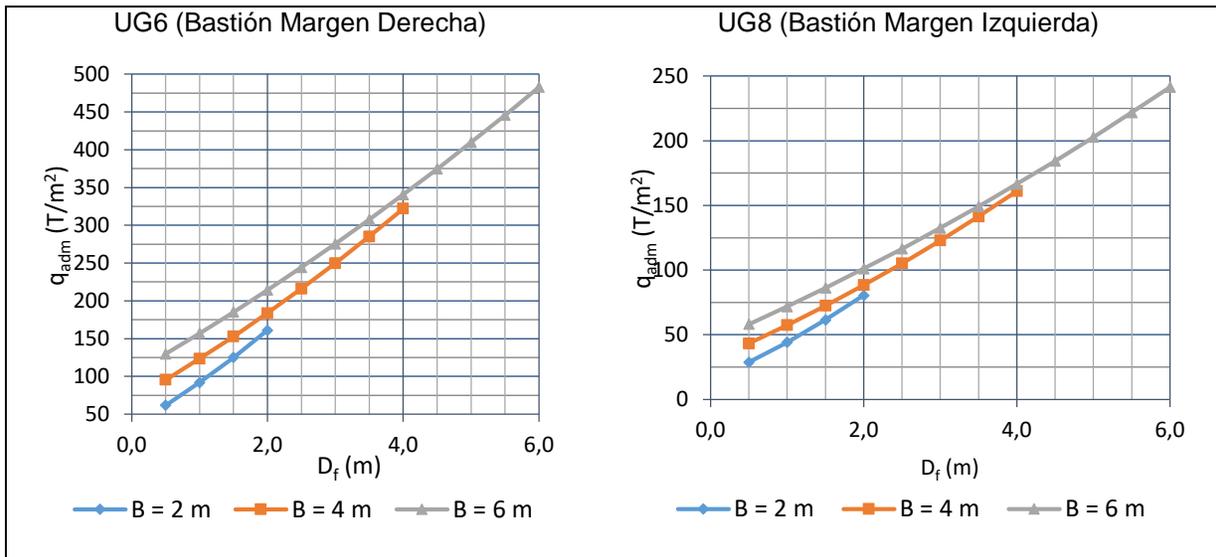


Figura 7.1.57. Capacidad soportante admisible para los bastiones del puente sobre el río Navarro.

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

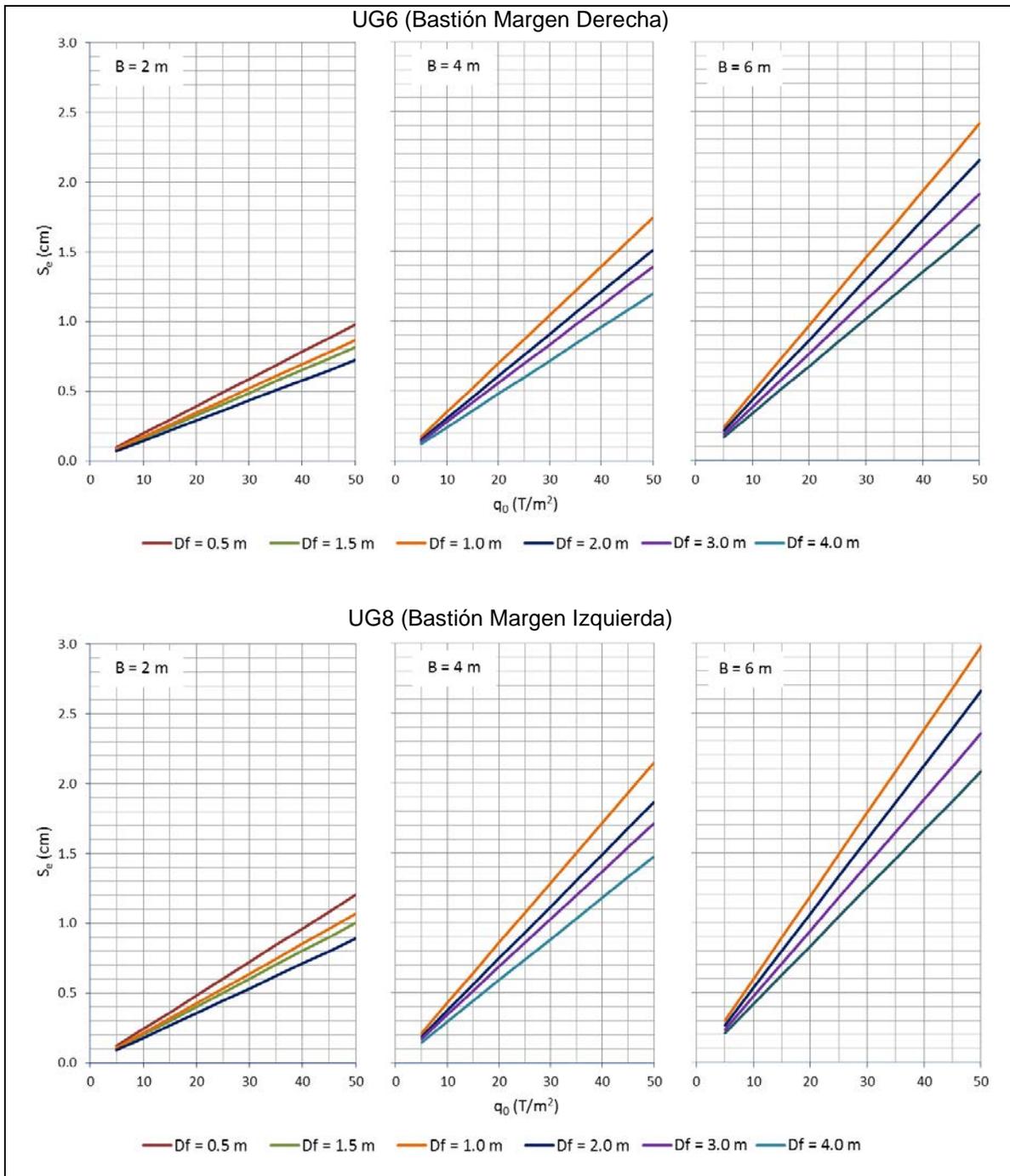


Figura 7.1.58. Asentamientos elásticos para los bastiones del puente sobre el río Navarro.
Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

- **Bloques de anclaje, monturas y pilares del sector 7**

Con base en las propiedades geotécnicas expuestas anteriormente en el modelo correspondiente a este sector, se procedió con el cálculo de la capacidad soportante y asentamientos elásticos para cada uno de los puntos de intersección de la tubería que serán soportados por bloques de anclajes y monturas. Asimismo, se incluye la capacidad soportante para los pilares del puente entre los PI's 18 y 19.

Los resultados obtenidos de capacidad soportante se muestran en la Figura 7.1.59 y los resultados de asentamientos elásticos en la Figura 7.1.60 y en la Figura 7.1.61.

Con respecto al bloque de anclaje del PI – 4, el cual será fundado sobre un relleno por colocar, se deberá valorar la capacidad soportante cuando se conozcan las propiedades geotécnicas de dicho material. Se espera que este material sea de características granulares y con propiedades superiores a las materiales *in situ*.

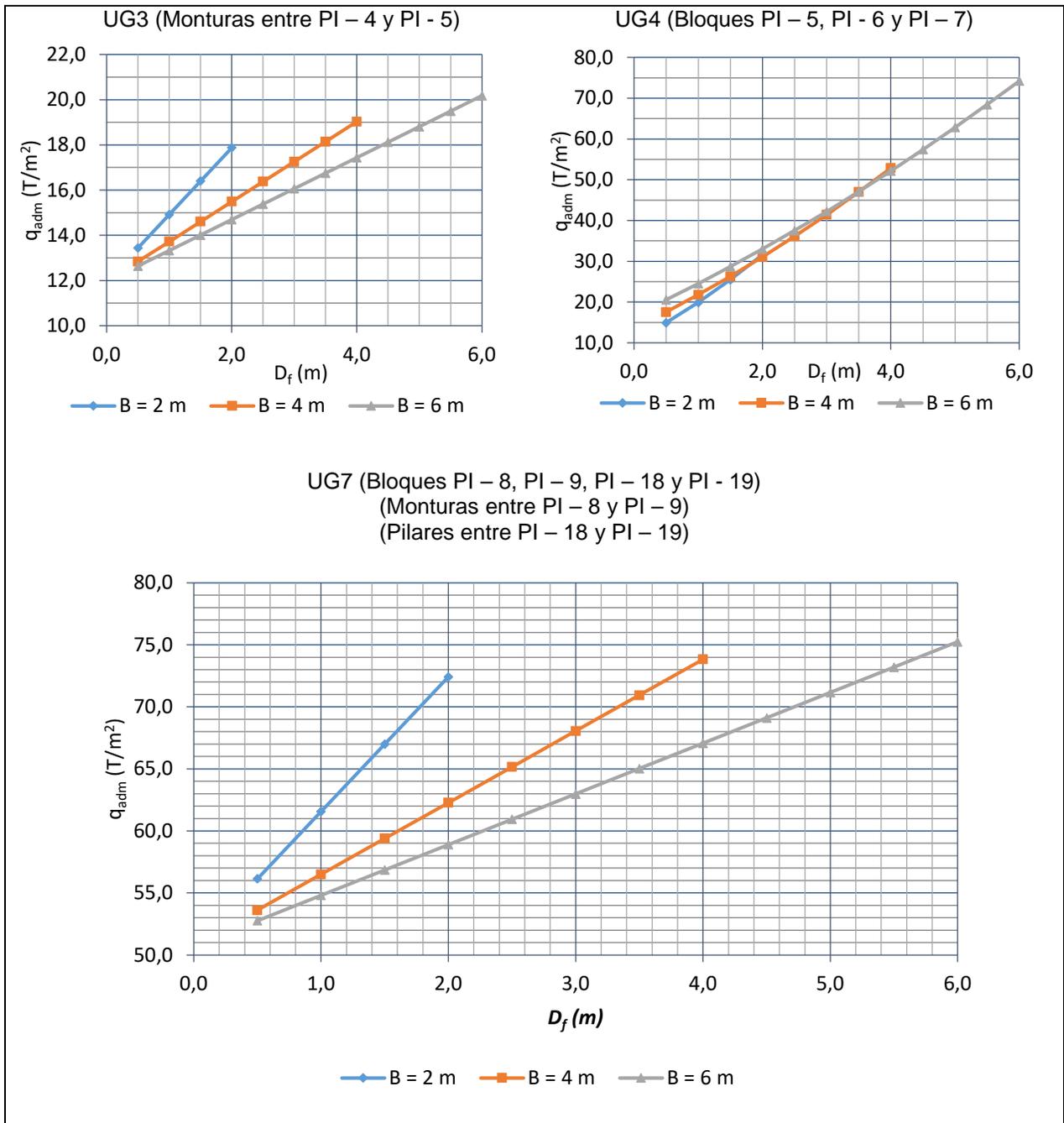


Figura 7.1.59. Capacidad soportante admisible para los bloques de anclaje, monturas y pilares del sector 7.

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

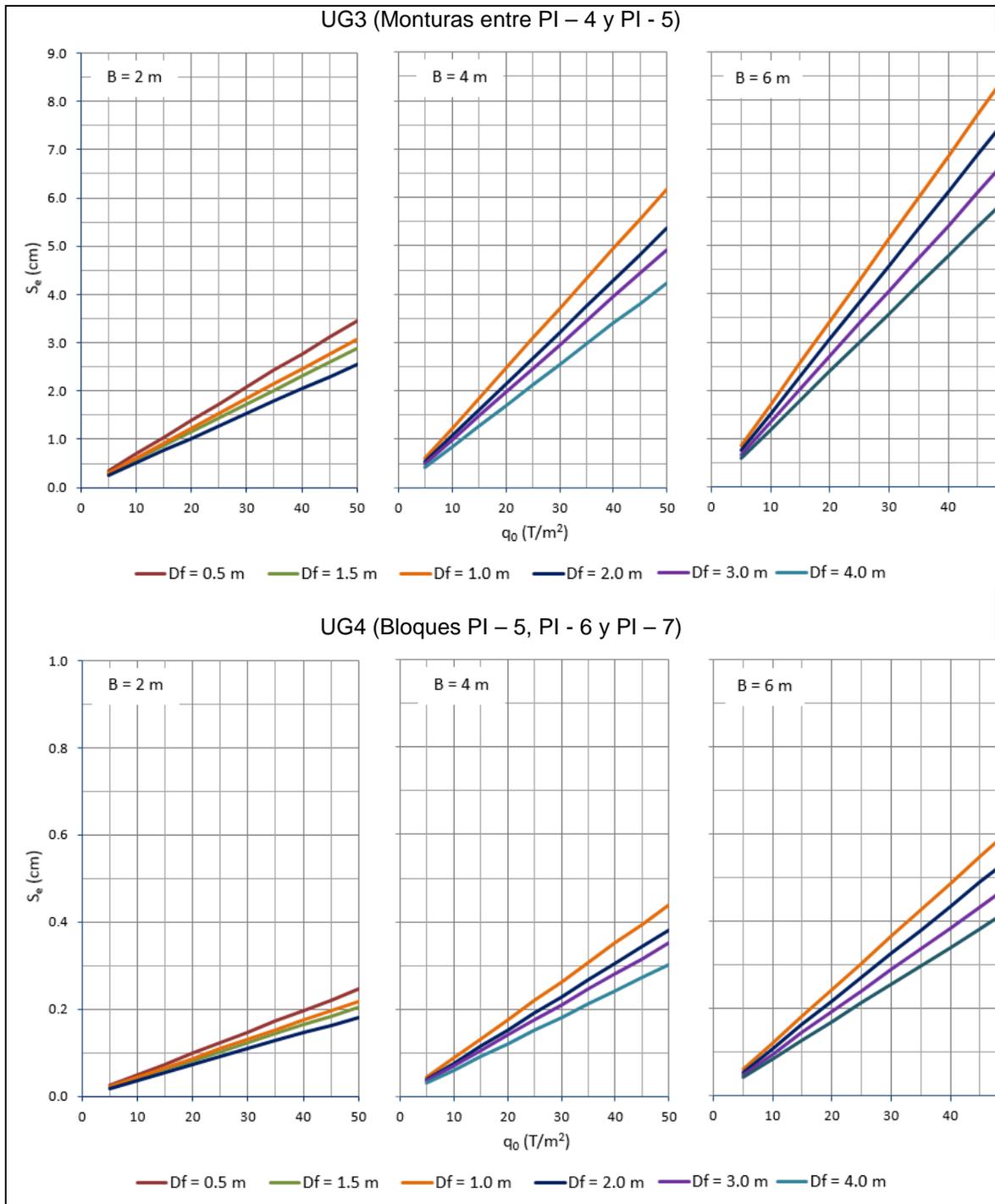


Figura 7.1.60. Asentamientos elásticos para los bloques de anclaje, monturas y pilares del sector 7.

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

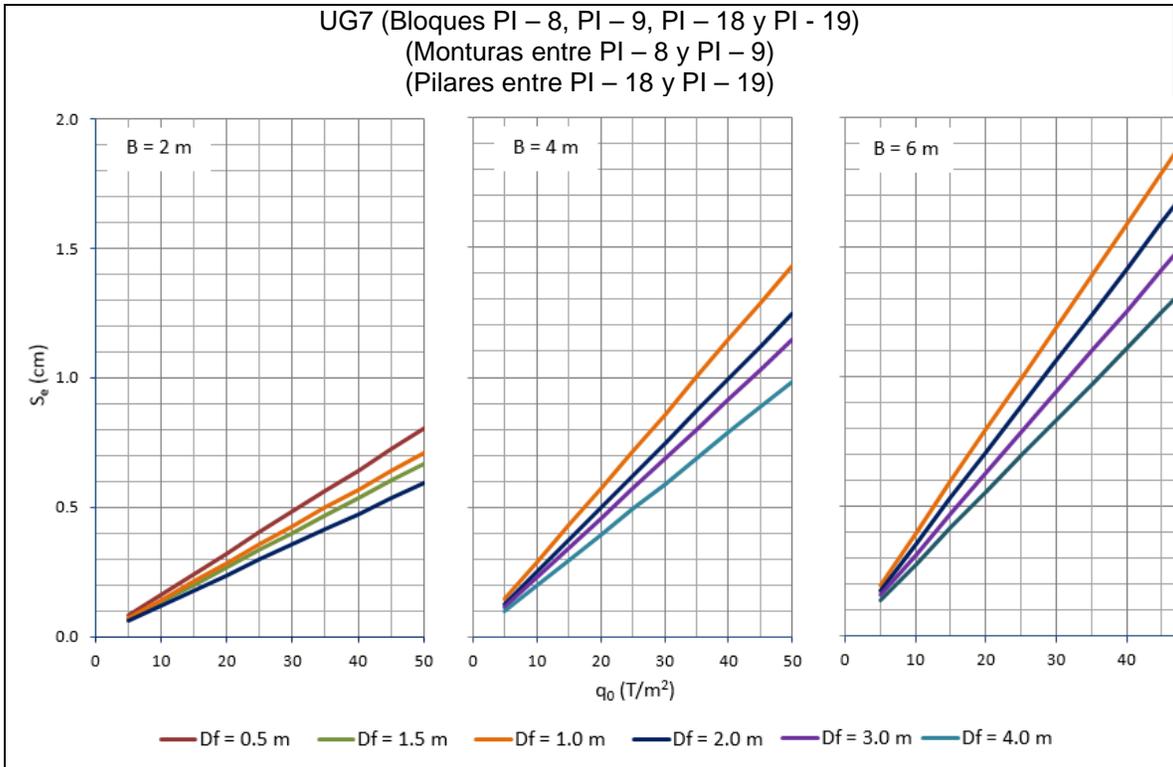


Figura 7.1.61. Asentamientos elásticos para los bloques de anclaje, monturas y pilares del sector 7.

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

7. Excavación de trincheras y terraplenes de protección

Para enterrar la tubería a lo largo de la conducción superficial se propusieron una serie de secciones de excavación de trincheras, así como secciones de relleno (terraplén), en caso de que la tubería quede parcial o totalmente por encima del nivel de terreno natural y deba ser enterrada. Las principales premisas para diseñar dichas propuestas, se mencionan a continuación:

- La trinchera debe ser lo suficientemente ancha con el fin de permitir un adecuado alineamiento de la tubería, una correcta colocación y compactación del relleno estructural (material que embebe a la tubería) y proveer la seguridad necesaria durante su excavación. Para ello se consideró un ancho mínimo equivalente a dos diámetros externos de la tubería (2D) (Moser, 2001).
- Con respecto a los terraplenes se consideró como mínimo una cobertura de relleno estructural igual a la mitad del diámetro externo de la tubería (D/2) (American Iron and Steel Institute, 2007).
- Para efectos de optimizar costos, reducir volúmenes de excavación y proveer un adecuado soporte horizontal a la tubería, se consideró excavar las trincheras con taludes verticales hasta una altura de 15 cm por arriba de la corona de la tubería y considerando el espesor de cimentación.
- Análisis estáticos de estabilidad de taludes para condiciones no drenadas y sin considerar cargas externas.

Con base en lo anterior se propusieron las siguientes secciones de excavación y terraplenes de relleno:

Sección de excavación 1 (SE-1): corte con taludes verticales aplicable para suelos finos con características cohesivas y cuya profundidad de excavación no debe exceder los 3 m.

Sección de excavación 2 (SE-2): corte con taludes verticales a una altura de 1.65 m desde la base de la excavación y con taludes 0,5H:1V hasta el nivel de terreno natural. Excavación aplicable para suelos finos con características cohesivas, con una resistencia al corte no drenada (C_u) superior a 60 kPa.

Sección de excavación 3 (SE-3): corte con taludes verticales a una altura de 1,65 m desde la base de la excavación y con taludes 1H:1V hasta el nivel de terreno natural. Excavación aplicable para suelos finos con características cohesivas, con una resistencia al corte no drenada (C_u) inferior a 60 kPa.

Sección de excavación 4 (SE-4): corte con taludes 1H:1V en toda su sección (desde la base hasta el nivel de terreno natural). Excavación aplicable a suelos granulares (aluviones y gravas), principalmente recomendada para los pasos por ríos y quebradas.

Sección de terraplén 1 (ST-1): relleno con taludes 1H:1V aplicable cuando la tubería queda totalmente expuesta por encima del terreno natural y requiera ser enterrada.

Sección de terraplén 2 (ST-2): corte con taludes verticales a una profundidad aproximadamente de media sección de la tubería y relleno con taludes 1H:1V. Sección aplicable cuando la tubería quede ligeramente expuesta por encima del terreno natural y requiera ser enterrada.

Los materiales de relleno para las trincheras y los terraplenes se clasifican en 3 grupos, los cuales se describen a continuación:

Cimentación: material que sirve de apoyo para asentar la tubería y evitar que el fondo esté en contacto directo con el material *in situ*. Previene problemas de asentamientos en caso de que la base sea inestable o de mala calidad, y problemas de deformación de la tubería si ésta entra en contacto con bloques rígidos causando una alta concentración de esfuerzos en áreas pequeñas. Se deben colocar inicialmente 10 cm de una grava uniforme con bloques entre 1 ½ “ y 2” y posteriormente 5 cm de gravilla (de 3 mm a 6 mm) (American Iron and Steel Institute, 1998).

Relleno estructural: material que protege, embebe e interactúa con la tubería, con el fin de dar el soporte estructural necesario para soportar las cargas aplicadas y evitar deflexiones en la tubería. Además, en casos específicos, en donde existe nivel freático, prevé inconvenientes relacionados con fenómenos de licuefacción, flotación y socavación. Se clasifica en dos tipos:

- **Arena:** debe ser limpia, bien graduada, que permita un drenaje libre y tenga un contenido de finos menor al 3% (American Iron and Steel Institute, 1998). Durante su colocación debe ser compactada al 90% del Proctor Estándar (ASTM D-698) (Moser, 2001).
- **Grava (lastre):** debe ser limpia, bien graduada, con un tamaño máximo de 1 ½” y con menos del 5% de finos (Moser, 2001). Durante su colocación debe ser compactada al 95% del Proctor Estándar (ASTM D-698) (Das, 2006).

Relleno final: material utilizado para rellenar las trincheras hasta el nivel de terreno natural o para completar los terraplenes luego de colocar el relleno estructural. Corresponde con el material de excavación de trincheras, sin embargo, debe estar libre de materia orgánica y bolones. Se recomienda una compactación mínima para evitar problemas de asentamientos y debe cumplir con algunas características especiales para prevenir inconvenientes relacionados con erosión o socavación. Inicialmente las características de este material se basan en la premisa de no considerar el paso de vehículos sobre la tubería enterrada.

- **Distribución porcentual de las propuestas de excavación y relleno para las tuberías de conducción**

Con base en lo anterior y con referencia al modelo geotécnico se determinó aproximadamente la distribución porcentual de secciones y tubería expuesta (T-E, incluye soporte por bloques de anclaje y monturas y puentes) a lo largo de la conducción superficial de la ampliación del Acueducto Metropolitano para cada uno de los sectores definidos. El detalle de dicha distribución se muestra en la Figura 7.1.62, la Figura 7.1.63 y, la Cuadro.7.1.64 y la Figura 7.1.65.

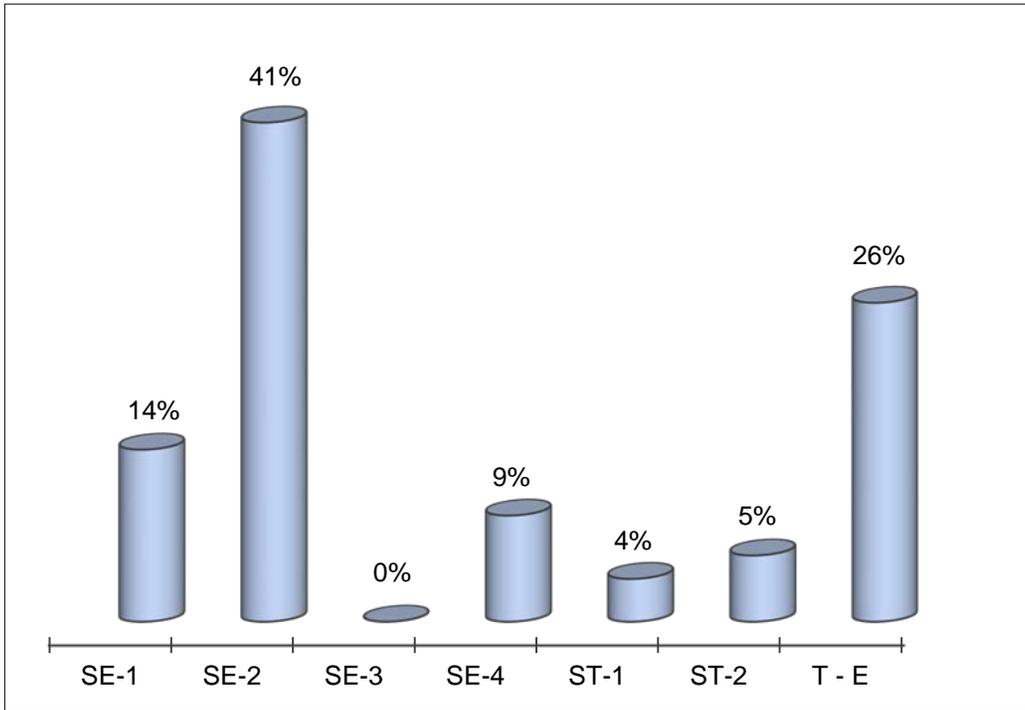


Figura 7.1.62. Distribución porcentual de los tipos de secciones de excavación, terraplenes y tubería expuesta a lo largo de la conducción superficial en el Sector 3.
Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

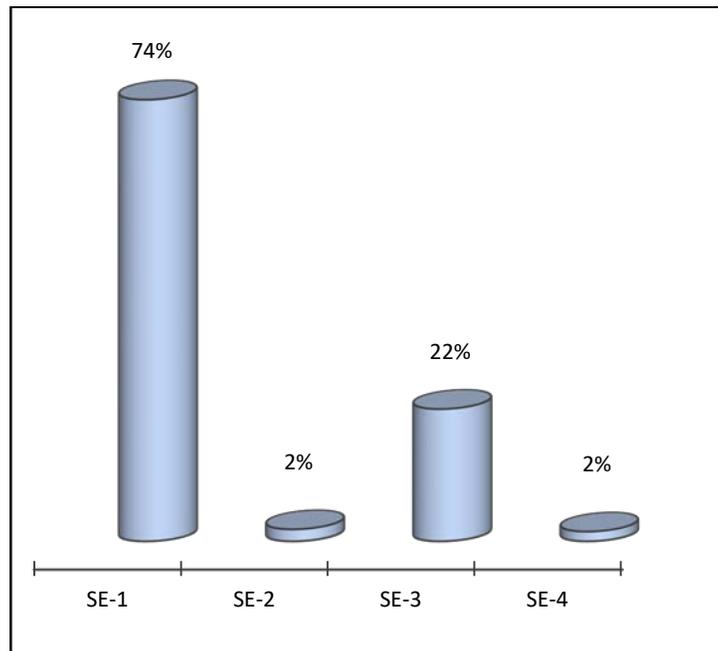


Figura 7.1.63. Distribución porcentual de los tipos de secciones de excavación a lo largo de la conducción superficial en el Sector 5.
Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

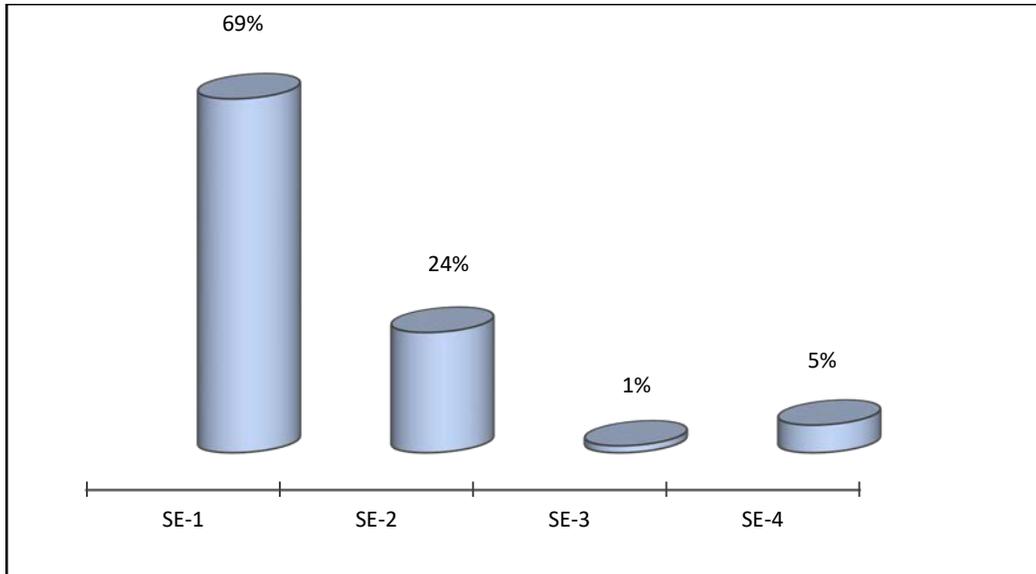


Figura 7.1.64. Distribución porcentual de los tipos de secciones de excavación a lo largo de la conducción superficial en el Sector 6.

Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

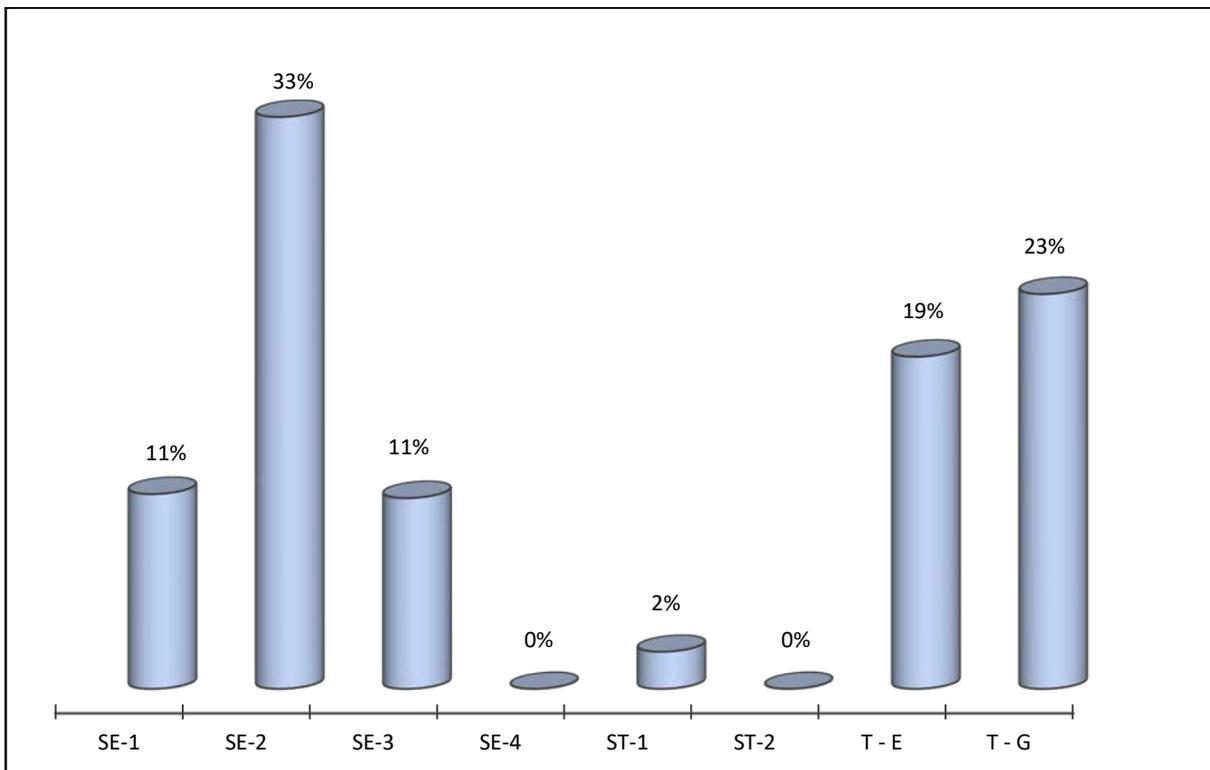


Figura 7.1.65. Distribución porcentual de los tipos de secciones de excavación, terraplenes, tubería expuesta y tubería en galería a lo largo de la conducción superficial en el Sector 7.

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

7.1.5.4. Planta potabilizadora

A continuación, en el presente apartado se detalla lo correspondiente con los resultados y el análisis de la investigación geotécnica orientada al sitio de la planta potabilizadora. Los aspectos considerados durante la ejecución de este estudio fueron enfocados con el objetivo de determinar las propiedades geotécnicas de los suelos presentes y con ello elaborar el modelo Geotécnico correspondiente.

El apartado inicia con la descripción de la metodología utilizada para elaborar el modelo Geotécnico, posteriormente se presentan los resultados de las investigaciones de campo y los ensayos de laboratorio y finalmente como parte del análisis de resultados se presenta la definición de unidades geotécnicas representadas en el modelo correspondiente.

1. Metodología

El modelo Geotécnico para la planta potabilizadora se desarrolló con base en el proceso metodológico que se muestra en la Figura 7.1.66.

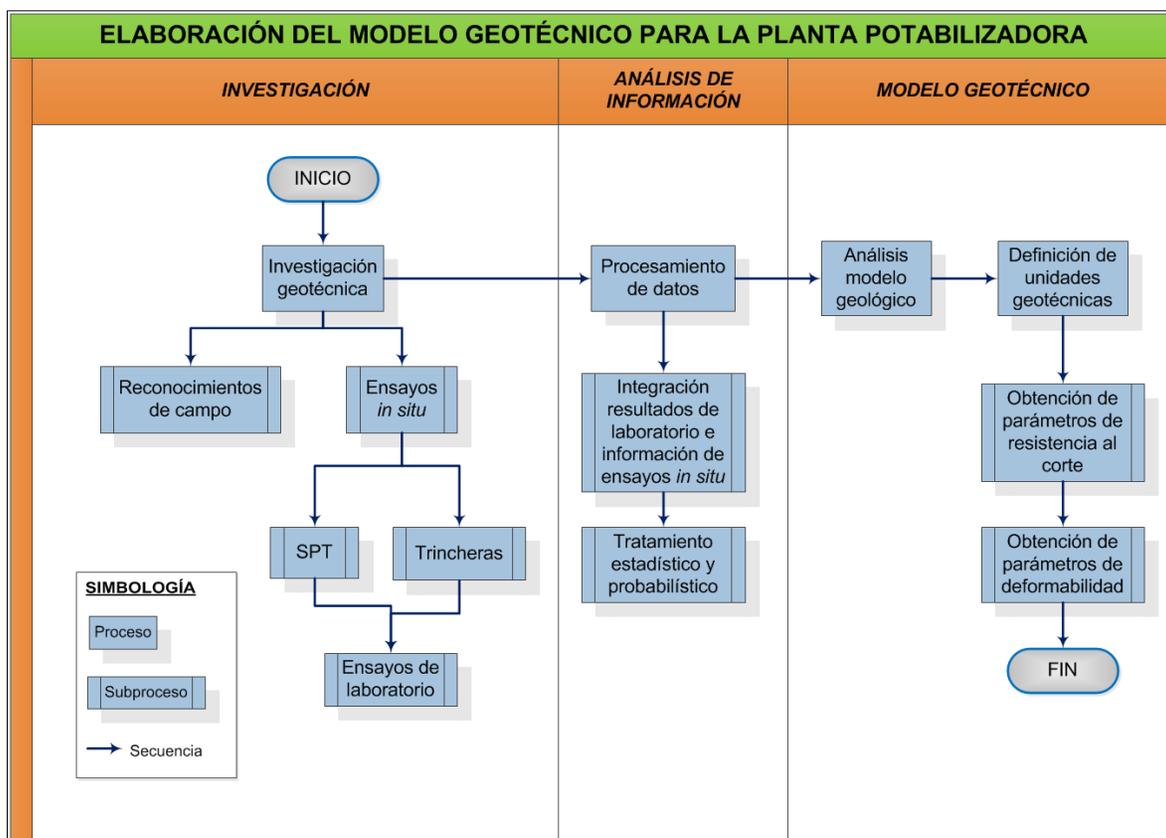


Figura 7.1.66. Diagrama de flujo para la elaboración del modelo Geotécnico de la Planta Potabilizadora.

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

En un inicio se llevó a cabo lo relacionado con la investigación geotécnica, la cual se enfocó en la realización de reconocimientos de campo y la ejecución de ensayos o exploraciones *in situ*, tales como ensayos SPT y trincheras de investigación, en un rango de profundidades de 4 m a 16 m. La ubicación de estos sondeos se muestra en la Figura 7.1.67.

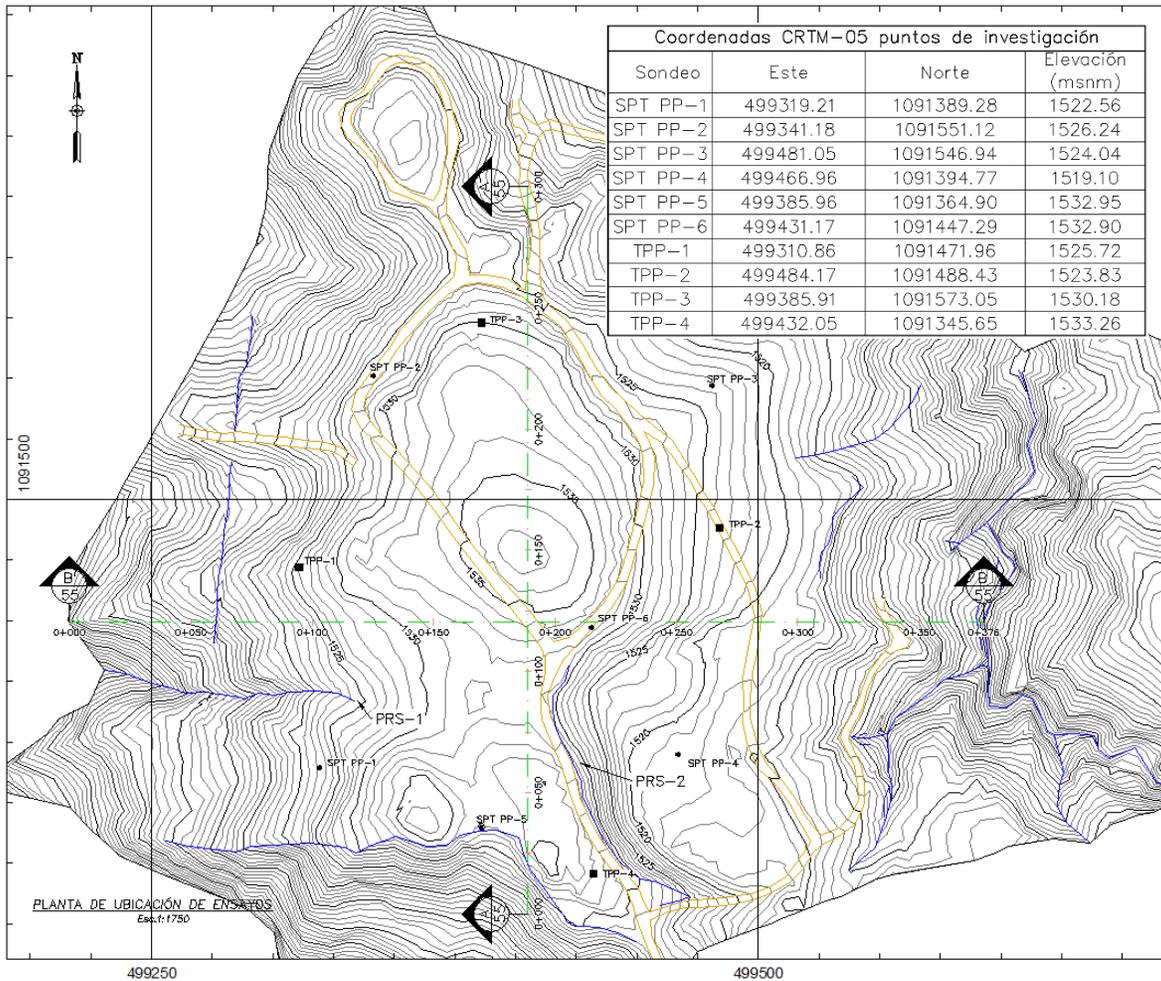


Figura 7.1.67. Ubicación de los sondeos geotécnicos efectuados en el sitio de la planta potabilizadora

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

Durante la ejecución de dicha investigación se desarrollaron las siguientes actividades:

- Descripción cualitativa de la composición del suelo. Para suelos cohesivos se determinó: el tipo de suelo, color, consistencia, plasticidad y contenido de humedad.
- Obtención de muestras alteradas e inalteradas (tubos shelby) para ensayos de laboratorio (clasificación SUCS, compresión confinada y compresión triaxial).
- Registro del número de penetración estándar o número de golpes (N) para el caso del ensayo del SPT.
- Ejecución de ensayos de resistencia al corte con veleta.

Con lo anterior se procedió a la integración y correlación de la información como parte de la etapa del procesamiento y análisis de datos. Se determinó el valor del número de golpes corregido (N_{60}) y su variación con la profundidad. Estos datos, en conjunto con los resultados de las clasificaciones SUCS fueron analizados de manera estadística y probabilística, mediante la aplicación de funciones de densidad de probabilidad de mejor ajuste.

Finalmente, tomando como insumo la información originada en las etapas anteriores, así como el análisis del modelo geológico (unidades litológicas) y la información derivada de los perfiles de prospección geofísica, se desarrolló el modelo Geotécnico de esta obra, en donde se definieron las unidades geotécnicas correspondientes. Las propiedades geotécnicas que caracterizan a cada unidad se determinaron a partir de:

- Correlaciones entre el N_{60} , la consistencia del material y la resistencia a la compresión inconfiada (Das, 2006).
- Correlaciones entre la tasa de sobre consolidación (OCR) y el número de golpes (N_{60}) (Mayne y Kemper, citados por Das, 2006).
- Correlaciones entre la tasa de sobre consolidación (OCR), el contenido de humedad y límites de consistencia (Bowles, 1997).
- Correlaciones entre la resistencia no drenada (S_u) y el N_{60} (Stroud y Hara, citas por Das, 2006).
- Resultados directos de las pruebas de veleta, ensayos de compresión inconfiada y compresión triaxial.
- Correlaciones entre el tipo de suelo, N_{60} , resistencia no drenada (S_u) y el módulo de elasticidad (E_s) (Bowles, 1997).

2. Resultados de la investigación geotécnica

En el Cuadro.7.1.38 se presenta el registro del número de golpes corregido (N_{60}) para cada uno de los ensayos SPT realizados en el sitio de la Planta Potabilizadora.

Cuadro.7.1.38. Registro de los datos de N_{60} para cada SPT realizado en la Planta Potabilizadora

Tramo	Profundidad (m)		N_{60}					
			SPT 1	SPT 2	SPT 3	SPT 4	SPT 5	SPT 6
1	0	0.45	5	5	11	5	3	6
2	0.45	0.9	8	5	14	5	2	8
3	0.9	1.35	7	13	14	7	7	8
4	1.35	1.8	7	8	18	8	10	7
5	1.8	2.25	8	7	20	9	11	7
6	2.25	2.7	10	5	23	11	9	6
7	2.7	3.15	8	7	23	11	11	8
8	3.15	3.6	8	6	10	12	15	7
9	3.6	4.05	8	8	8	12	18	8
10	4.05	4.5	8	8	12	12	21	14
11	4.5	4.95	7	13	10	12	19	21
12	4.95	5.4	10	8	11	11	16	9

Tramo	Profundidad (m)		N ₆₀					
			SPT 1	SPT 2	SPT 3	SPT 4	SPT 5	SPT 6
13	5.4	5.85	11	9	15	11	17	7
14	5.85	6.3	11	8	10	10	16	7
15	6.3	6.75	11	11	9	10	23	8
16	6.75	7.2	9	19	9	10	17	11
17	7.2	7.65	11	34	12	10	19	6
18	7.65	8.1	17	31	10	11	20	6
19	8.1	8.55	17	32	11	-	18	7
20	8.55	9	11	14	11	-	20	8
21	9	9.45	-	11	11	-	24	7
22	9.45	9.9	-	14	11	-	18	6
23	9.9	10.35	-	15	-	-	19	19
24	10.35	10.8	-	21	-	-	14	18
25	10.8	11.25	-	20	-	-	23	18
26	11.25	11.7	-	17	-	-	25	19
27	11.7	12.15	-	20	-	-	23	20
28	12.15	12.6	-	21	-	-	38	22
29	12.6	13.05	-	23	-	-	34	14
30	13.05	13.5	-	-	-	-	-	15
31	13.5	13.95	-	-	-	-	-	13
32	13.95	14.4	-	-	-	-	-	12
33	14.4	14.85	-	-	-	-	-	17
34	14.85	15.3	-	-	-	-	-	8

Los resultados de los ensayos de laboratorio, en relación con el contenido de humedad y la clasificación SUCS, se detallan en el Cuadro.7.1.39.

Cuadro.7.1.39. Registro de los resultados de laboratorio (contenido de humedad y clasificación SUCS) para los suelos presentes en el sitio de la Planta Potabilizadora

Sondeo	Prof. (m)	Distribución granulométrica			Gs	LL	LP	IP	%W	SUCS
		% Grava	% Arena	% Finos						
SPT 1	3,15 - 4,5	0	7	93	-	69	49	20	48	MH
	4,95 - 8,1	0	22	78	-	51	43	8	46	MH
SPT 2	1,0 - 2,25	0	5	95	-	77	48	29	46	MH
	4,95 - 6,5	0	15	85	-	58	49	9	46	MH
	6,5 - 8,55	0	29	71	-	51	43	8	46	MH
SPT 3	0,3 - 3,3	0	7	93	2,76	69	56	13	47	MH
	3,9 - 5,4	1	20	79	2,62	57	50	7	46	MH
	6,1 - 7,65	1	13	85	2,72	75	52	23	52	MH
SPT 4	1,35 - 3,6	0	10	90	-	79	45	34	40	MH
	3,6 - 5,85	0	2	98	-	91	43	48	48	MH
SPT 5	2,7 - 6,3	0	5	95	2,69	63	53	10	48	MH
	9,0 - 10,35	0	32	68	2,76	51	44	7	42	MH
SPT 6	1,25 - 3,6	0	5	95	2,77	63	46	17	45	MH
	6,5 a 9,0	0	5	95	2,76	54	37	17	49	MH
	11,6 - 13,6	0	4	96	2,86	68	31	37	34	CH
T - 2	1,4	0	2	98	-	92	58	34	60	MH
	3	0	18	82	-	71	52	19	-	MH
T - 3	2	0	1	99	-	81	49	32	48	MH
	4,4	0	1	99	-	74	48	26	41	MH
T - 4	2	0	25	75	-	68	53	15	55	MH
	3,3	0	21	79	-	70	56	14	57	MH
	5	1	32	68	-	59	52	7	59	MH

Otros resultados de laboratorio obtenidos a partir de ensayos de resistencia a la compresión confinada y triaxial se detallan a continuación en el cuadro 40.

Cuadro.7.1.40. Registro de los resultados de laboratorio (compresión confinada y triaxial) para los suelos presentes en el sitio de la Planta Potabilizadora

Sondeo	Prof. (m)	%W	γ_s (kN/m ³)	γ_t (kN/m ³)	q_u (kPa)	σ_1' (kPa)	σ_3' (kPa)
T - 1	2	51	11,1	16,8	-	404	61
		48	11,2	16,6	-	570	150
		48	11,1	16,5	-	805	256
T - 3	2	39	12,6	17,5	-	301	59
		41	12,3	17,4	-	606	153
		41	12,2	17,2	-	893	256
T - 4	3.3	57	10,5	16,6	81,4	-	-
		57	10,3	16,3	63,8	-	-
		56	10,2	15,8	84,4	-	-

Finalmente, la tabla 41 muestra los resultados directos de resistencia al corte, obtenidos mediante ensayos de veleta ejecutados en las trincheras exploratorias.

Cuadro.7.1.41. Registro de los resultados de ensayos de veleta en las trincheras exploratorias en la Planta Potabilizadora

N° de ensayo	S _u (kPa)			
	T1 (0.4 m)	T1 (1.2 m)	T2 (1.4 m)	T4 (3.3 m)
1	201	-	-	169
2	135	193	150	190
3	132	198	193	-
4	126	193	165	141
5	135	187	-	149
6	132	187	184	196
7	75	214	202	159
8	104	-	153	190
9	127	-	172	172
10	109	-	214	-

3. Modelo geotécnico

Con base en el análisis de los resultados anteriormente mostrados y tomando como referencia la información geológica correspondiente, se definieron las siguientes unidades geotécnicas como parte del modelo Geotécnico del sitio de la Planta Potabilizadora.

- **UG1:** Limo de alta plasticidad de consistencia media ($5 < N_{60} < 10$).
- **UG2:** Limo de alta plasticidad con arena de consistencia firme ($11 < N_{60} < 23$).

En la Figura 7.1.68 se muestra la representación del modelo geotécnico a partir de 2 perfiles transversales al sitio de la Planta Potabilizadora.

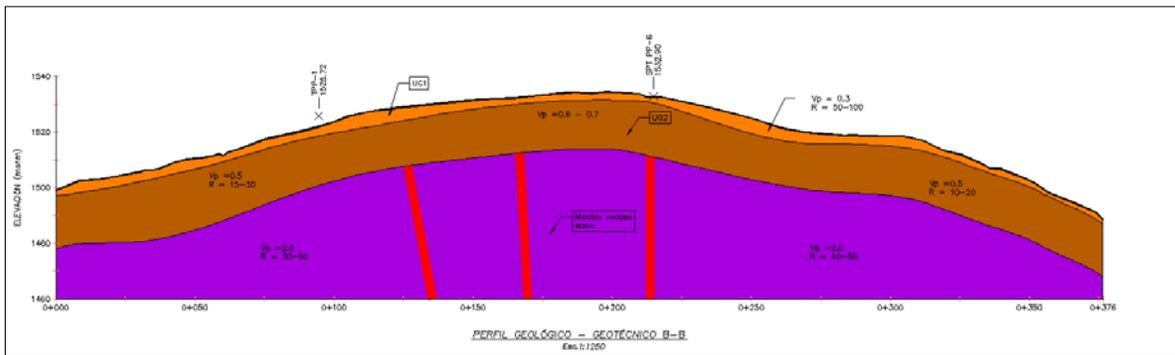
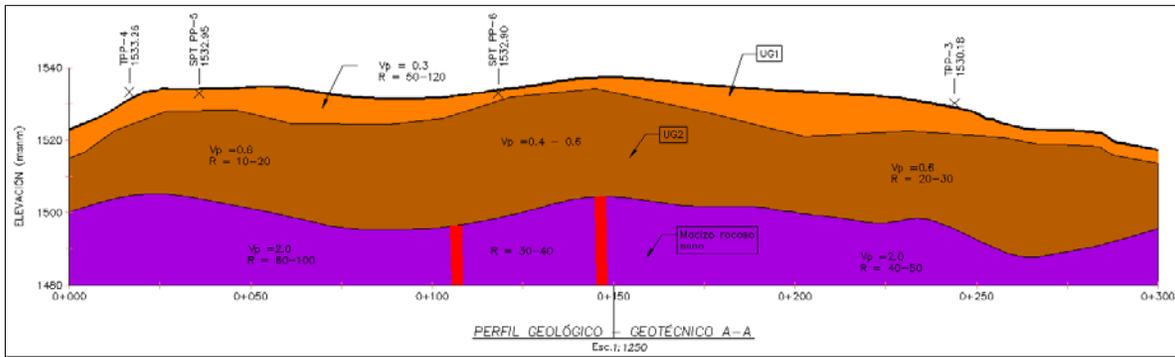


Figura 7.1.68. Representación gráfica del modelo geotécnico del sitio de la planta potabilizadora

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

Las propiedades geotécnicas (propiedades índice, resistencia al corte y deformabilidad) que definen y caracterizan a cada una de las unidades geotécnicas, anteriormente mencionadas se muestran en el

Cuadro.7.1.42. Propiedades geotécnicas de las unidades presentes en el sitio de Planta Potabilizadora

Unidad	γ_s (kg/m ³)	γ_t (kg/m ³)	Resistencia al corte			Módulo Es (MPa)
			No drenada	Consolidada - Drenada		
				Cu (kPa)	C' (kPa)	
UG1	1157	1711	56	38	30	13.2
UG2	1136	1693	118	95	20	48.1

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

7.1.5.5. Sistema de distribución

En el presente apartado se detalla lo correspondiente con los resultados y el análisis de la investigación geotécnica orientada a las obras de las tuberías de distribución, con base en los siguientes objetivos.

a) Objetivo general

- Establecer un modelo geológico geotécnico de cada uno de los tramos propuestos para las tuberías de distribución, estaciones de válvulas, cruces de ríos y futuro sitio de tanques de almacenamiento.

b) Objetivos específicos

- Establecer el perfil estratigráfico del terreno para todos los componentes.
- Establecer los parámetros geotécnicos de diseño para las capas investigadas de cada componente
- Definir sitios propensos o con evidencia de inestabilidad de talud o ladera.

1. Metodología

Este estudio se realizó en tres etapas las cuales se describen a continuación:

Etapa 1: en esta etapa se realizó el trabajo de campo, en el cual se efectuaron perforaciones exploratorias tipo penetración estándar SPT según la Norma ASTM D1586, con la obtención de muestras para pruebas de laboratorio. En las estaciones de válvulas se realizó un máximo de 3 pruebas en cada sitio con el Dilatómetro Marchetti (DMT), ejecutado según norma ASTM D6635-01. Además, se realizaron visitas al campo para la verificación de la información geológica, presencia de fallas e identificación de potenciales amenazas naturales. En el nuevo sitio propuesto para el Tanques Jesús de Praga se realizaron 3 perfiles geofísicos debido a las condiciones del material.

Etapa 2: para esta etapa se realizaron ensayos de laboratorio a las muestras obtenidas en la exploración de campo. Los ensayos fueron efectuados por Experimentación Geotécnica del ICE, siguiendo la norma ASTM correspondiente a cada ensayo.

Etapa 3: correspondió al análisis geológico y geotécnico para definir la estratigrafía del área de estudio, clasificación de los materiales, zonas propensas o con evidencias de deslizamiento, necesidad de estructuras de estabilización o control de erosión, estimación de capacidad de soporte y posibles asentamientos, así como verificar la factibilidad técnica del trazado propuesto.

2. Resultados de la investigación geotécnica

La ubicación de la exploración y ensayos de campo para cada componente dentro del sistema de distribución se detalla en la Figura 7.1.69.

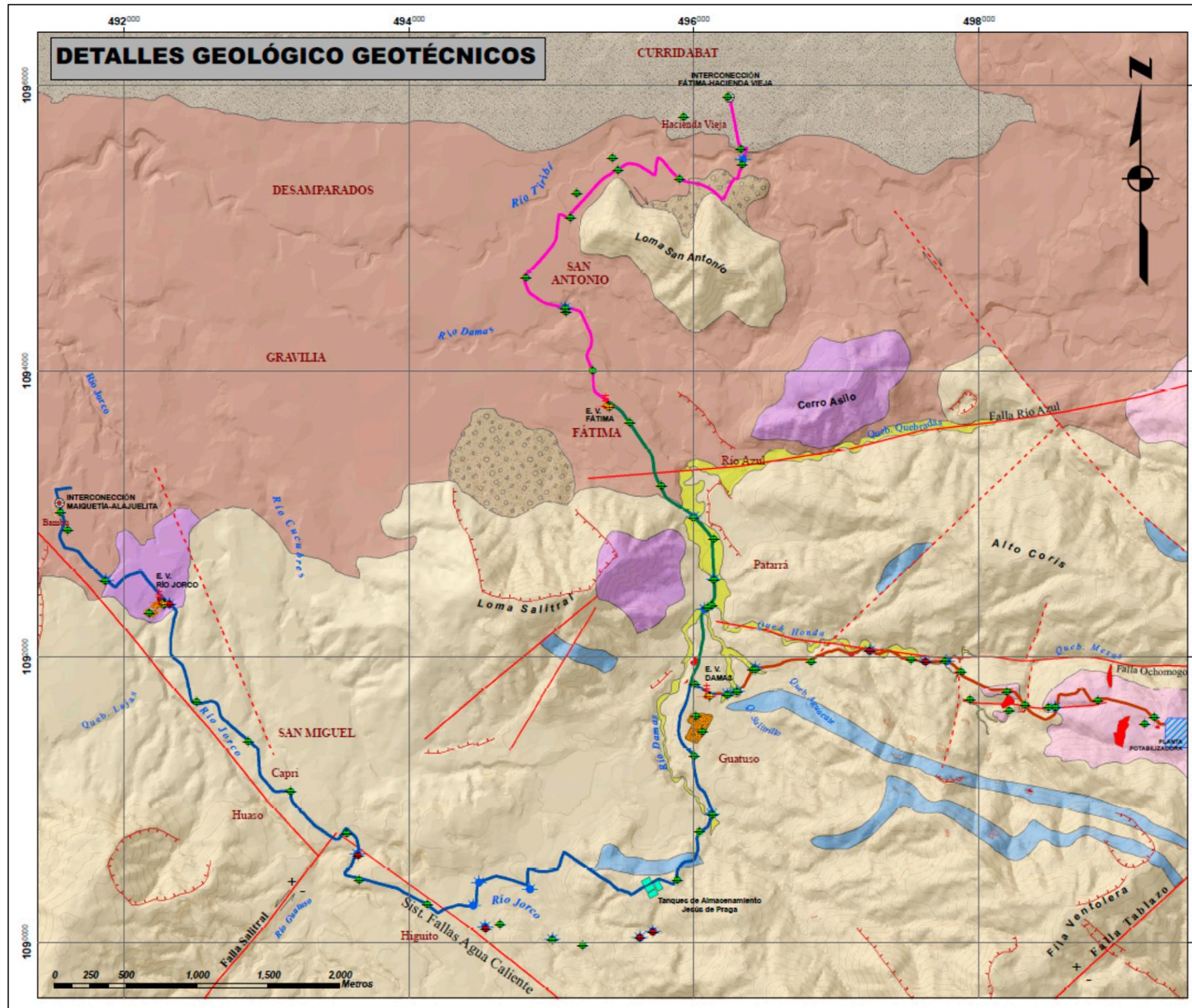


Figura 7.1.69. Ubicación de los ensayos geotécnicos a lo largo del sistema de distribución.
Fuente: Cruz K. & Bonilla J. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

La ubicación de cada uno de los ensayos geotécnicos ejecutados se detalla en el Cuadro.7.1.43, el Cuadro.7.1.44, el Cuadro.7.1.45, el Cuadro.7.1.46, el Cuadro.7.1.47, el Cuadro.7.1.48, el Cuadro.7.1.49 y el Cuadro.7.1.50.

Cuadro.7.1.43. Ubicación de Perforaciones SPT, Tramo Planta Potabilizadora – Damas.

Estación	COD_ENS	E	N	Elevación	Prof (m)
0+102.91	C1S1b	499232	1091577	1502,50	4,00
0+115.93 (*)	C1S1	499164	1091528	NA	4,00
0+528.24	C1S2	498835	1091692	1441,10	4,00
0+955.27 (*)	C1S3	498490	1091643	1380,27	4,00
1+258.67	C1S5b	498325	1091662	1348,60	4,00
1+296.45 (*)	C1S4	498212	1091626	NA	4,00
1+427.67	C1S6b	498198	1091757	1348,49	4,00
1+649.64 (*)	C1S5	497938	1091702	NA	4,00
1+806.16	C1S7b	497878	1091898	1261,30	1,50
2+194.64	C1S6	497525	1091979	1231,90	4,00
2+951.00	C1S7	496823	1091967	1232,80	4,00
3+368.26	C1S8	496415	1091909	1208,05	4,00
3+886.49	C1S9	496004	1091809	1220,01	4,00

**Por cambios que se dieron en el trazado de la tubería estas pruebas quedaron fuera del área de estudio.*

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

Cuadro.7.1.44. Ubicación de Perforaciones SPT, Tramo Damas – Maiquetía.

Estación	COD_ENS	E	N	Elevación	Prof. (m)
0+561.65	C2S1	496003	1091306	1256,93	4,00
1+163.33	C2S2	496039	1090774	1274,10	4,00
1+577.12	C2S3	495884	1090436	1348,50	4,00
2+590.06	C2S4	495220	1089979	1301,20	1,50
3+252.63	C2S5	494640	1090124	1253,48	4,00
4+823.46	C2S6	493564	1090763	1221,50	4,00
3+841.45	C2S7	494130	1090263	1242,10	4,00
4+353.63	C2S8	493652	1090434	1244,48	4,00
5+440.33	C2S10	493169	1091070	1220,65	4,00
5+966.81	C2S11	492874	1091409	1206,58	4,00
6+468.49	C2S12	492511	1091683	1197,00	4,00
7+268.52	C2S13	492277	1092368	1161,89	4,00
8+387.87	C2S14	491605	1092890	1172,00	3,75
8+500.60	C2ST _{Maiquetía}	491552	1093011	1172,20	1,50

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

Cuadro.7.1.45. Ubicación de Perforaciones SPT, Tramo Damas – Fátima.

Estación	COD_ENS	E	N	Elevación	Prof. (m)
0+758.38	C3S1	496127	1092363	1181,26	4,00
1+222.75	C3S2	496139	1092827	1176,30	4,00
1+757.07	C3S3	495772	1093198	1181,69	4,10
2+263.17	C3S4	495550	1093644	1176,37	4,00

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

Cuadro.7.1.46. Ubicación de Perforaciones SPT, Tramo Fátima – Hacienda Vieja.

Estación	COD_ENS	E	N	Elevación	Prof. (m)
0+292.79	C4S1	495288	1094010	1173,09	4,00
0+819.00	C4S2	495105	1094421	1158,07	4,00
1+266.96	C4S3	494822	1094659	1165,45	4,00
-	*C4S4	495177	1095253	1175,22	4,00
-	*C4S5	495429	1095497	1179,89	4,00
-	*C4S6	495929	1095784	1201,21	4,00
1+873.38	C4S7	495133	1095073	1172,35	4,00
2+359.34	C4S8	495468	1095412	1180,15	5,00
2+980.35	C4S9	495898	1095349	1191,15	4,00
3+757.95	C4S10	496331	1095556	1200,00	2,95
4+129.00	C4S11	496240	1095926	1206,50	3,00

**Por cambios que se dieron en el trazado de la tubería estas pruebas quedaron fuera del área de estudio.*

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

Cuadro.7.1.47. Ubicaciones de Perforaciones SPT, Estaciones de Válvulas.

Estación	COD_ENS	E	N	Elevación	Prof. (m)
Damas	C5S1	496107	1091724	1214,40	6,00
Jorco	C2S13	492277	1092368	1161,89	4,00
Fátima	C7S1	495399	1093766	1175,00	5,00

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

Cuadro.7.1.48. Ubicación de Perforaciones SPT, Pasos de Ríos y Quebradas.

ID	Río o Quebrada	Estación	COD_ENS	E	N	Elevación	Prof. (m)
PRQ-01	Q. Picado	0+949.00	C9S1	498539	1091644	1373,60	3,00
PRQ-02	Q. Mesas	1+941.00	C9S2	497767	1091973	1239,50	4,00
PRQ-05	Q. Aguacate	3+352.00	C9S5 (C1S8)*	496431	1091915	1208,10	4,00
PRQ-06	Q. Salitrillo	3+562.00	C9S6	496302	1091755	1207,30	3,00
PRQ-07	Sin nombre	3+632.00	C9S7	496237	1091732	1207,30	2,50
PRQ-08	R. Damas	1+004.00	C9S8	496132	1090891	1253,30	1,70
PRQ-11	Sin nombre	2+830.00	C9S11 (C2S4b)*	495006	1090015	1268,50	2,35
PRQ-15	Sin nombre	7+857.00	C9S15	491869	1092534	1175,90	6,50
PRQ-16	R. Damas	0+724.31	C9S16	496098	1092345	1181,60	5,50
PRQ-17	R. Damas	0+938.98	C9S17	496141	1092542	1177,50	4,50
PRQ-18	R. Damas	1+425.84	C9S18	495999	1092977	1169,30	5,00
PRQ-19	R. Damas	0+840.46	C9S19	495098	1094443	1155,10	5,00
PRQ-20	R. Tiribí	3+648.66	C9S20	496345	1095480	1181,20	4,00

*Indica que esas perforaciones con SPT están muy cercanas al sitio investigado.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

Cuadro.7.1.49. Ubicación de Perforaciones DMT en las estaciones de válvulas.

Estación	COD_ENS	E	N	Elevación	Prof. (m)
Damas	C5M1	496112	1091723	1213,86	10,60
Jorco	C6M1	492284	1092379	1361,76	3,20
	C6M2	492290	1092367	1361,85	1,00
Fátima	C7M1	495392	1093755	1174,40	7,60
	C7M2	495409	1093752	1175,10	7,20

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

Cuadro.7.1.50. Ubicación de ensayos con penetrómetro de cono en pasos de ríos y quebradas.

ID	Río o Quebrada	Estación	COD_ENS	E	N	Elevación
PRQ-03	Q. Honda	2+086.00	C9S3	497628	1091968	1232,30
PRQ-04	Q. Cuatro	2+506.00	C9S4	497236	1092041	1221,65
PRQ-13	R. Jorco	4+628.00	C9S13	493642	1090603	1211,00
PRQ-14	R. Jorco	7+256.00	C9S14	492321	1092370	1156,00

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

En adelante se presenta los resultados obtenidos de la investigación geotécnica realizada

▪ **Tramo de distribución Planta Potabilizadora - Damas**

A continuación, en el Cuadro.7.1.51 se presentan para el tramo de distribución Planta Potabilizadora – Damas, los resultados del número de golpes de las perforaciones con el SPT, así como su correlación con la consistencia de los materiales y la resistencia al corte no drenada.

Cuadro.7.1.51. Resultados de prueba con SPT, Tramo Planta potabilizadora – Damas.

COD_ENS	Prof. (m)	N_{MÍN} - N_{MÁX}	N_{PROM}	Consistencia	Su, kPa
C1S1b	0,0 – 3,0	12 - 33	21	Muy compacta	159
	3,0 – 4,0		28	Muy compacta	206
C1S1	0,0 – 2,0	8 - 25	19	Muy compacta	143
	2,0 – 4,0		12	Compacta	92
C1S2	0,0 - 1,5	7 - 32	18	Muy compacta	135
	1,5 – 4,0		17	Muy compacta	125
C1S3	0,0 - 2,5	9 - 26	13	Compacta	101
	2,5 – 4,0		15	Compacta	113
C1S5b	0,0 - 3,5	7 - 17	7	Media	56
	3,5 – 4,0		17	Muy compacta	128
C1S4	0,0 – 3,0	13 - 52	30	Dura	221
	3,0 – 4,0		40	Dura	300
C1S6b	0,0 – 3,0	8 - 25	17	Muy compacta	128
	3,0 – 4,0		18	Muy compacta	135
C1S5	0,0 – 3,0	8 - 49	19	Muy compacta	140
	3,0 – 4,0		49	Dura	368
C1S7b	0,0 – 1,0	43 - 73	58	Muy compacta	435
C1S6	0,0 – 3,0	2 - 27	6	Media	45
	3,0 – 4,0		27	Muy compacta	203
C1S7	0,0 – 3,0	10 - 24	16	Muy compacta	121,5
	3,0 – 4,0		17	Muy compacta	142,5
C1S8	0,0 – 2,0	10 - 46	17	Muy compacta	129,3
	2,0 – 4,0		30	Muy compacta	221,2
C1S9	0,0 – 2,0	5 - 40	26	Muy compacta	193
	2,0 – 4,0		14	Compacta	101

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

En los puntos investigados a lo largo de este tramo y hasta la profundidad explorada no se evidenció la presencia de nivel freático entre los meses febrero a abril del 2016, pero esta condición podría variar dependiendo de la época del año.

De acuerdo con la clasificación SUCS los materiales encontrados corresponden con limos, arcillas y arenas, los cuales presentan consistencias variables, entre compacta a muy compacta, por lo tanto, se espera un favorable comportamiento y buena capacidad de soporte. En el Cuadro.7.1.52 se muestran los resultados de laboratorio de este tramo.

Cuadro.7.1.52. Resultados de laboratorio del tramo Planta potabilizadora – Damas.

Datos de campo		Datos de laboratorio						
COD_ENS	Prof. (m)	SUCS	Descripción	Malla 200	%W	LL	LP	IP
C1S1b	0,0 – 3,0	MH	Limo elástico	99	46	66	38	28
	3,0 – 4,0	MH	Limo elástico	98	40	55	36	19
C1S1	0,0 – 2,0	CH	Arcilla densa	98	46	90	38	52
	2,0 – 4,0	MH	Limo elástico	98	46	74	40	34
C1S2	0,0 - 1,5	MH	Material orgánico	-	-	-	-	-
	1,5 – 4,0	MH	Limo elástico	92	42	62	33	29
C1S3	0,0 - 2,5	MH	Limo elástico	95	44	51	37	14
	2,5 – 4,0	MH	Limo elástico	99	40	60	37	23
C1S5b	0,0 - 3,5	MH	Limo elástico	99	39	63	41	22
	3,5 – 4,0	MH	Limo elástico	99	34	61	36	25
C1S4	0,0 – 3,0	MH	Limo elástico	97	26	53	35	18
	3,0 – 4,0	MH	Limo elástico	99	27	50	34	16
C1S6b	0,0 – 3,0	MH	Limo elástico	97	38	52	34	18
	3,0 – 4,0	MH	Limo elástico	97	41	51	35	16
C1S5	0,0 – 3,0	ML	Limo	98	49	47	36	11
	3,0 – 4,0	ML	Limo	98	49	47	36	11
C1S7b	0,0 – 1,0	CL	Arcilla ligera	98	17	48	27	21
C1S6	0,0 – 3,0	-	-	-	-	-	-	-
	3,0 – 4,0	SC	Arena arcillosa con grava	34	19	32	21	11
C1S7	0,0 – 3,0	CH	Arcilla densa arenosa	69	17	50	17	33
	3,0 – 4,0	CH	Arcilla densa	96	29	64	24	40
C1S8	0,0 – 2,0	CL	Arcilla ligera	-	-	-	-	-
	2,0 – 4,0	CL	Arcilla ligera	97	17	37	20	17
C1S9	0,0 – 2,0	MH	Limo elástico	98	32	64	33	31
	2,0 – 4,0	MH	Limo elástico	98	32	64	33	31

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

- **Tramo de distribución Damas - Maiquetía**

En el Cuadro.7.1.53 se presentan para el tramo de distribución Damas - Maiquetía, los resultados del número de golpes de las perforaciones con el SPT, así como su correlación con la consistencia de los materiales y la resistencia al corte no drenada.

Cuadro.7.1.53. Resultados de prueba con SPT, Tramo Damas – Maiquetía.

COD_ENS	Prof. (m)	N _{MÍN} - N _{MÁX}	N _{PROM}	Consistencia	Su, kPa
C2S1	0,0 – 2,0	19 - 38	26	Muy compacta	197
	2,0 – 4,0		32	Dura	240
C2S2	0,0 - 2,5	5 - 28	9	Compacta	71
	2,5 – 4,0		19	Muy compacta	140
C2S3	0,0 - 2,5	11 - 73	12	Compacta	93
	2,5 – 4,0		41	Dura	310
C2S4	0,0 - 1,5	11 - 50	33	Dura	245
C2S5	0,0 – 4,0	7 - 21	12	Compacta	88
C2S6	0,0 – 2,0	9 - 16	13	Compacta	96
	2,0 – 4,0		11	Compacta	81
C2S7	0,0 – 4,0	8 - 26	15	Muy compacta	114
C2S8	0,0 – 3,0	21 - 52	32	Dura	241
	3,0 – 4,0		29	Muy compacta	218
C2S10	0,0 – 2,0	15 - 42	22	Muy compacta	167
	2,0 – 4,0		36	Dura	266
C2S11	0,0 – 3,0	10 - 29	20	Muy compacta	146
	3,0 – 4,0		12	Compacta	90
C2S12	0,0 – 4,0	12 - 22	18	Muy compacta	136
C2S13	0,0 - 2,5	11 - 40	22	Muy compacta	167
	2,5 – 4,0		27	Muy compacta	200
C2S14	0,0 – 3,0	16 - 51	32	Dura	243
	3,0 - 3,75		29	Muy compacta	214
C2ST _{Maiquetía}	0,0 - 1,5	17 - 61	35	Dura	260

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

En los puntos investigados a lo largo del tramo Damas - Maiquetía y hasta la profundidad explorada no se evidenció la presencia de nivel freático entre los meses de marzo a abril del 2016, pero esta condición podría variar dependiendo de la época del año.

Los materiales muestreados corresponden con limos, arcillas y arenas, con una consistencia que varían de compacta a dura, por lo que se relaciona con materiales que presentan buena capacidad de soporte y por lo tanto un favorable comportamiento. En el Cuadro.7.1.54 se muestran los resultados de las pruebas de laboratorio de este tramo.

Cuadro.7.1.54. Resultados de laboratorio del Tramo Damas – Maiquetía.

Datos de campo		Datos de laboratorio						
COD_ENS	Prof. (m)	SUCS	Descripción	Malla 200	%W	LL	LP	IP
C2S1	0,0 – 2,0	ML	Limo	92	24	48	28	20
	2,0 – 4,0	CH	Arcilla densa	91	20	50	26	24
C2S2	0,0 - 2,5	CL	Arcilla ligera con arena	71	31	37	17	20
	2,5 – 4,0	CL	Arcilla ligera con arena	76	25	42	18	24
C2S3	0,0 - 2,5	-	-	-	-	-	-	-
	2,5 – 4,0	CL	Arcilla ligera con arena	76	15	37	17	20
C2S4	0,0 - 1,5	SM	Arena limosa	31	10	-	-	-
C2S5	0,0 – 4,0	MH	Limo elástico	98	54	72	37	35
C2S6	0,0 – 2,0	CL	Arcilla ligera con arena	80	20	42	21	21
	2,0 – 4,0	CL	Arcilla ligera	90	23	46	22	24
C2S7	0,0 – 4,0	CH	Arcilla densa con arena	84	32	53	26	27
C2S8	0,0 – 3,0	ML	Limo con arena	71	-	45	27	18
	3,0 – 4,0	CH	Arcilla densa	88	27	57	24	33
C2S10	0,0 – 2,0	CH	Arcilla densa con arena	83	-	69	25	44
	2,0 – 4,0	CL	Arcilla ligera con arena	83	24	49	23	26
C2S11	0,0 – 3,0	CL	Arcilla ligera con arena	76	25	43	20	23
	3,0 – 4,0	CL	Arcilla ligera con arena	83	26	42	20	22
C2S12	0,0 – 4,0	CH	Arcilla densa con arena	79	23	52	20	32
C2S13	0,0 - 2,5	CL	Arcilla ligera arenosa	63	14	40	20	20
	2,5 – 4,0	MH	Limo elástico con arena	77	63	50	32	18
C2S14	0,0 – 3,0	CH	Arcilla densa	87	27	55	26	29
	3,0 - 3,75	CL	Arcilla ligera con arena	74	30	48	25	23
C2ST _{Maiquetía}	0,0 - 1,5	MH	Limo elástico	93	35	72	37	35

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

▪ **Tramo de distribución Damas - Fátima**

En el Cuadro.7.1.55 se presentan para el tramo de distribución Damas - Fátima, los resultados del número de golpes de las perforaciones con el SPT, así como su correlación con la consistencia de los materiales y la resistencia al corte no drenada.

Cuadro.7.1.55. Resultados de pruebas con SPT, Tramo Damas – Fátima.

COD_ENS	Prof. (m)	N _{MIN} - N _{MÁX}	N _{PROM}	Consistencia	Su, kPa
C3S1	0,0 - 2,5	3 - 34	12	Compacta	90
	2,5 – 4,0		8	Compacta	60
C3S2	0,0 - 1,5	5 - 23	11	Compacta	83
	1,5 – 4,0		6	Media	45
C3S3	0,0 - 2,2	8 - 19	12	Compacta	92
	2,2 - 4,1		15	Compacta	113
C3S4	0,0 - 2,5	4 - 16	13	Compacta	98
	2,5 – 4,0		5	Media	38

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

En los puntos investigados a lo largo de este tramo y hasta la profundidad explorada no se evidenció la presencia de nivel freático en el mes de marzo del 2016, pero esta condición podría variar dependiendo de la época del año.

Los materiales de este tramo de las tuberías de distribución clasifican como arcillas y arenas arcillosas, con una consistencia compacta, se asocian con suelos que presentan buena capacidad de soporte. En el Cuadro.7.1.56 se presenta los resultados de las pruebas de laboratorio.

Cuadro.7.1.56. Resultados de laboratorio del Tramo Damas – Fátima.

Datos de campo		Datos laboratorio						
COD_ENS	Prof. (m)	SUCS	Descripción	Malla 200	%W	LL	LP	IP
C3S1	0,0 - 2,5	CL	Arcilla ligera arenosa	55	15	36	21	15
	2,5 - 4,0	SC	Arena arcillosa con grava	22	24	31	20	11
C3S2	0,0 - 1,5	CL	Arcilla ligera arenosa	60	31	37	22	15
	1,5 - 4,0	SC	Arena arcillosa	47	18	35	20	15
C3S3	0,0 - 2,2	CL	Arcilla ligera con arena	70	25	41	21	20
	2,2 - 4,1	CH	Arcilla densa	96	31	55	26	29
C3S4	0,0 - 2,5	CL	Arcilla ligera con arena	78	33	43	23	20
	2,5 - 4,0	CL	Arcilla ligera con arena	76	38	45	24	21

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

▪ **Tramo de distribución Fátima – Hacienda Vieja**

En el Cuadro.7.1.57 se presentan para el tramo de distribución Fátima – Hacienda Vieja, los resultados del número de golpes de las perforaciones con el SPT, así como su correlación con la consistencia de los materiales y la resistencia al corte no drenada.

Cuadro.7.1.57. Resultados de pruebas con SPT, Tramo Fátima – Hacienda Vieja.

COD_ENS	Prof. (m)	N _{MIN} - N _{MÁX}	N _{PROM}	Consistencia	Su, kPa
C4S1	0,0 - 1,0	3 - 16	8	Compacta	60
	1,0 - 4,0		14	Compacta	103
C4S2	0,0 - 2,0	6 - 23	17	Muy compacta	126
	2,0 - 4,0		9	Compacta	64
C4S3	0,0 - 2,5	4 - 10	8	Media	63
	2,5 - 4,0		6	Media	45
C4S4	0,0 - 1,5	4 - 18	18	Muy compacta	133
	1,5 - 4,0		6	Media	48
C4S5	0,0 - 2,0	4 - 16	12	Compacta	92
	2,0 - 4,0		6	Media	43
C4S6	0,0 - 4,0	12 - 21	15	Compacta	111
C4S7	0,0 - 2,5	3 - 8	7	Compacta	51
	2,5 - 4,0		4	Blanda	30
C4S8	0,0 - 1,5	1 - 14	9	Compacta	65
	1,5 - 5,0		3	Blanda	21

COD_ENS	Prof. (m)	N _{MIN} - N _{MÁX}	N _{PROM}	Consistencia	Su, kPa
C4S9	0,0 - 2,95	3 - 18	5	Media	38
	2,95 - 4,0		17	Muy compacta	128
C4S10	0,0 - 2,5	12 - 66	18	Muy compacta	137
	2,5 - 2,95		66	Dura	495
C4S11	0,0 - 2,0	6 - 47	13	Compacta	98
	2,0 - 3,0		40	Dura	296

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

En los puntos investigados a lo largo del tramo Fátima – Hacienda Vieja en la mayoría de los sitios y hasta la profundidad explorada no se evidenció la presencia de nivel freático entre los meses de marzo a abril del 2016, pero esta condición podría variar dependiendo de la época del año. Para los sitios C4S7, C4S8 y C4S9 si encontró nivel freático entre 2,05 m – 2,50 m de profundidad.

De acuerdo con el sistema de clasificación SUCS los materiales encontrados entre Fátima y Hacienda Vieja corresponden con limos y arcillas, presentan consistencia variable entre media a muy compacta, por lo tanto, se estima una buena capacidad de soporte. En el cuadro 4.1.5-53 se presenta los resultados de las pruebas de laboratorio.

Cuadro.7.1.58. Resultados de laboratorio del Tramo Fátima – Hacienda Vieja

Datos de campo		Datos de laboratorio						
COD_ENS	Prof. (m)	SUCS	Descripción	Malla 200	%W	LL	LP	IP
C4S1	0,0 - 1,0	CH	Arcilla densa con arena	74	29	51	22	29
	1,0 - 4,0							
C4S2	0,0 - 2,0	MH	Limo elástico	100	72	68	48	20
	2,0 - 4,0	MH	Limo elástico	94	42	60	34	26
C4S3	0,0 - 2,5	MH	Limo elástico con arena	83	47	55	31	24
	2,5 - 4,0	ML	Limo arenoso	66	42	-	-	-
C4S4	0,0 - 1,5	ML	Limo	88	32	45	29	16
	1,5 - 4,0	ML	Limo con arena	80	39	37	25	12
C4S5	0,0 - 2,0	CL	Arcilla ligera	88	-	35	22	13
	2,0 - 4,0	ML	Limo	88	42	39	26	13
C4S6	0,0 - 4,0	MH	Limo elástico	94	58	56	40	16
C4S7	0,0 - 2,5	ML	Limo	90	49	47	28	19
	2,5 - 4,0	ML	Limo arenoso	69	50	39	32	7
C4S8	0,0 - 1,5	-	-	-	-	-	-	-
	1,5 - 5,0	-	-	-	-	-	-	-
C4S9	0,0 - 2,95	CH	Arcilla densa	87	50	61	31	30
	2,95 - 4,0	CH	Arcilla densa	86	31	51	26	25
C4S10	0,0 - 2,5	MH	Limo elástico	91	40	77	38	39
	2,5 - 2,95	-	-	-	-	-	-	-
C4S11	0,0 - 2,0	MH	Limo elástico	90	42	70	37	33
	2,0 - 3,0							

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

- **Estación de válvulas Damas**

Los resultados del número de golpes de las perforaciones con el SPT, así como su correlación con la consistencia de los materiales y la resistencia al corte no drenada para la estación de válvulas Damas se detallan a continuación en el Cuadro.7.1.59.

Cuadro.7.1.59. Resultados de pruebas con SPT, Estación de válvulas Damas.

COD_ENS	Prof. (m)	N _{MÍN} - N _{MÁX}	N _{PROM}	Consistencia	Su, kPa
C5S1	0,0 – 3,5	10 - 24	15	Compacta	143
	3,5 – 6,0		15	Compacta	143

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

En este sector se detectó la presencia de nivel freático entre los 4.55 m a 5.00 m de profundidad. Los ensayos de campo fueron ejecutados en el mes de mayo del 2016.

Asimismo, en el Cuadro.7.1.60 se resumen los resultados obtenidos del ensayo con el dilatómetro Marchetti (DMT)

Cuadro.7.1.60. Resultados de pruebas con DMT, Estación Damas.

Tipo de suelo	Prof. (m)	γ_{nat} (kN/m ³)	M (MPa)	Es (MPa)	Su (kPa)
Arcilla	0,0 – 10,6	18	46,4	37,1	143

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

En la estación de válvulas Damas se evidenció una única capa de material, la cual corresponde con una arcilla ligera, este material presenta una consistencia compacta hasta los 10.60 m de profundidad investigados, dicha consistencia se relaciona con materiales que tienen buena capacidad de soporte. En el Cuadro.7.1.61 se presenta los resultados de las pruebas de laboratorio.

Cuadro.7.1.61. Resultados de laboratorio en la estación de válvulas Damas.

Prof. (m)	SUCS	Descripción	Malla 200	%W	LL	LP	IP
0,0 – 10,6	CL	Arcilla ligera	75	27	43	21	22

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

- **Estación de válvulas Jorco**

Los resultados del número de golpes de las perforaciones con el SPT, así como su correlación con la consistencia de los materiales y la resistencia al corte no drenada para la estación de válvulas Jorco se detallan a continuación en el Cuadro.7.1.62.

Cuadro.7.1.62. Resultados de pruebas con SPT, Estación de válvulas Jorco.

COD_ENS	Prof. (m)	N _{MÍN} - N _{MÁX}	N _{PROM}	Consistencia	Su, kPa
C2S13	0,0 – 3,5	11 - 40	22	Muy compacta	68,2

COD_ENS	Prof. (m)	N _{MIN} - N _{MÁX}	N _{PROM}	Consistencia	Su, kPa
	3,5 – 4,0		27	Muy compacta	68,2

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

El nivel freático se localizó entre 3.05 m y 3.50 m de profundidad. Los ensayos de campo fueron ejecutados en el mes de abril del 2016.

En el Cuadro.7.1.63 se presenta el resumen de los resultados de los ensayos con el DMT para esta estación de válvulas.

Cuadro.7.1.63. Resultados de pruebas con DMT, Estación Jorco.

Tipo de suelo	Prof. (m)	γ_{nat} (kN/m ³)	M (MPa)	Es (MPa)	Su (kPa)
Arcilla / Limo	0,0 – 3,2	18	76,7	61,3	68,2

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

De acuerdo con la clasificación SUCS, los materiales encontrados corresponden con una arcilla ligera arenosa y un limo elástico con arena. Los materiales presentan una consistencia muy compacta hasta los 4.00 m de profundidad investigados, se estima que este tipo de suelos tienen una buena capacidad de soporte. En el Cuadro.7.1.64 se presenta los resultados de las pruebas de laboratorio.

Cuadro.7.1.64. Resultados de laboratorio en la estación de válvulas Jorco.

Prof. (m)	SUCS	Descripción	Malla 200	%W	LL	LP	IP
0,0 – 3,5	CL	Arcilla ligera arenosa	63	14	40	20	20
3,5 – 4,0	ML	Limo elástico con arena	77	63	50	32	18

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

▪ Estación de válvulas Fátima

Los resultados del número de golpes de las perforaciones con el SPT, así como su correlación con la consistencia de los materiales y la resistencia al corte no drenada para la estación de válvulas Fátima se detallan a continuación en el Cuadro.7.1.65.

Cuadro.7.1.65. Resultados de pruebas con SPT, Estación de válvulas Fátima.

COD_ENS	Prof. (m)	N _{MIN} - N _{MÁX}	N _{PROM}	Consistencia	Su, kPa
C7S1	0,0 - 3,0	4 - 15	10	Compacta	66.4
	3,0 - 5,0		10	Compacta	66.4

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

En los puntos investigados en la estación de válvulas Fátima se evidencia la presencia de nivel freático entre los 3.05 m a 3.50 m. Los ensayos de campo fueron ejecutados en el mes de mayo del 2016.

En el Cuadro.7.1.66 se presenta el resumen de los resultados de los ensayos con el DMT para esta estación de válvulas.

Cuadro.7.1.66. Resultados de pruebas con DMT, Estación Fátima.

Tipo de suelo	Prof. (m)	γ_{nat} (kN/m ³)	M (MPa)	Es (MPa)	Su (kPa)
Arcilla	0,0 – 7,6	18	36,3	29,0	66,4

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

De acuerdo con la clasificación SUCS, los materiales en Fátima corresponden con una arcilla densa con arena y arcilla ligera arenosa. Hasta los 7.60 m de profundidad investigados se obtiene una consistencia compacta, por lo tanto, se estima que son materiales que presentan buena capacidad de soporte. En el Cuadro.7.1.67 se muestran los resultados de las pruebas de laboratorio.

Cuadro.7.1.67. Resultados de laboratorio en la estación de válvulas Fátima.

Prof. (m)	SUCS	Descripción	Malla 200	%W	LL	LP	IP
0,0 – 3,0	CH	Arcilla densa con arena	70	29	53	22	31
3,0 – 5,0	CL	Arcilla ligera arenosa	68	32	47	24	23

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

▪ Pasos de ríos y quebradas

Los resultados del número de golpes de las perforaciones con el SPT, así como su correlación con la consistencia de los materiales y la resistencia al corte no drenada para todos los pasos por ríos y quebradas a lo largo del sistema de distribución se detallan en el Cuadro.7.1.68.

Cuadro.7.1.68. Resultados de pruebas con SPT en pasos de ríos y quebradas.

ID	Prof. (m)	N _{MÍN} - N _{MÁX}	N _{PROM}	Consistencia	Su, kPa	ϕ °
PRQ1	0,0 – 3,0	11 – 29	18	Muy compacta	136	-
PRQ2	0,0 – 2,5	18 – 64	24	Muy compacta	176,2	-
	2,5 – 4,0		46	Dura	341,2	-
PRQ3	0,0 – 2,0	7	7	Media	56	-
PRQ4	0,0 – 2,0	10	10	Compacta	72	-
PRQ5	0,0 – 1,5	10 – 46	15	Compacta	115	-
	1,5 – 4,0		29	Muy Compacta	215	-
PRQ6	0,0 – 1,5	4 – 75	7	Media	55	-
	1,5 – 3,0		25	Muy Compacta	187	-
PRQ7	0,0 – 1,0	3 – 36	10	Compacta	75	-
	1,0 – 1,5		3	Blanda	22,5	-
	1,5 – 2,5		31	Dura	232,5	-
PRQ8	0,0 – 2,0	9 – 16	12	Compacta	90	-
PRQ13	0,0 – 2,0	7	7	Media	51	-
PRQ14	0,0 – 2,0	36	36	Dura	267	-
PRQ15	0,0 – 6,5	1 - 8	3	Muy Blando	22,5	-
PRQ16	0,0 – 1,5	6 - 25	0	Muy Blando	-	-

ID	Prof. (m)	N _{MÍN} - N _{MÁX}	N _{PROM}	Consistencia	Su, kPa	ϕ °
	1,5 – 4,5		16	Compacta	-	25
	4,5 – 5,0		24	Muy Compacta	176,2	-
	0,0 – 2,0		4 - 30	8	Media	56,2
2,0 – 4,0	7	Media		50	-	
4,0 – 4,5	30	Muy Compacta		22,5	-	
PRQ18	0,0 – 2,5	3 - 8	5	Media	39	-
	2,5 – 5,0		5	Media	36	-
PRQ19	0,0 – 5,0	3 - 8	5	Media	37,5	-
PRQ20	0,0 – 3,5	4 - 23	13	Compacta	95,4	-
	3,5 – 4,0					

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

De los puntos investigados con SPT en los pasos por ríos y quebradas se evidenció la presencia de nivel freático en los siguientes puntos: PRQ-01 a los 0,50 m, PRQ-02 a los 3,50 m, PRQ-15 al 1,00 m, PRQ-16 a los 3,05 m y PRQ-17 a los 2,55 m. Los ensayos de campo fueron ejecutados entre los meses de abril a junio del 2016.

Asimismo, en estos sitios se realizaron pruebas con penetrómetro de cono, el cual por medio de las lecturas del equipo permite estimar la resistencia al corte no drenada de los materiales, tal como se indica en el Cuadro.7.1.69.

Cuadro.7.1.69. Resultados de pruebas con Penetrómetro de Cono, Pasos de Ríos y Quebradas.

ID	Río o Quebrada	Estación	Mín – Máx (kg/cm ²)	Promedio (kg/cm ²)	Su, kPa
PRQ-03	Q. Honda	2+086.00	4 - 7	6	56
PRQ-04	Q. Cuatro	2+506.00	7 - 8	7	72
PRQ-13	R. Jorco	4+628.00	5 - 6	5	51
PRQ-14	R. Jorco	7+256.00	22 - 30	27	267

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

En los pasos de ríos y quebradas se encontraron materiales que presentan consistencias que varían de blanda a dura, en general cuentan con una capacidad de soporte adecuada para las cargas que transmitirán las estructuras al terreno. De acuerdo con el Sistema de Clasificación Unificado de Suelos corresponden con limos, arcillas, arenas arcillosas con grava y arenas limosas. En el Cuadro.7.1.70 se presentan los resultados de las pruebas de laboratorio para cada uno de los pasos (quebradas y ríos) que serán intervenidos con la construcción del acueducto.

Cuadro.7.1.70. Resultados de laboratorio en los pasos de ríos y quebradas.

PRQ	Prof. (m)	SUCS	Descripción	Malla 200	%W	LL	LP	IP
PRQ1	0,0 – 3,0	-	Roca en transición	-	-	-	-	-
PRQ2	0,0 – 2,5	-	Relleno de aproximación	-	-	-	-	-
	2,5 – 4,0	CH	Arcilla Densa	75	28	50	23	27
PRQ3	0,0 – 2,0	CH	Arcilla densa con arena	85	32	66	29	37

PRQ	Prof. (m)	SUCS	Descripción	Malla 200	%W	LL	LP	IP
PRQ4	0,0 – 2,0	MH	Limo elástico	93	41	70	37	33
PRQ5	0,0 – 1,5	-	Relleno	-	-	-	-	-
	1,5 – 4,0	CL	Arcilla ligera	97	24	38	20	18
PRQ6	0,0 – 1,5	-	Relleno	-	-	-	-	-
	1,5 – 3,0	CL	Arcilla ligera con arena	80	21	42	22	20
PRQ7	0,0 – 1,0	-	Relleno	-	-	-	-	-
	1,0 – 1,5	CL	Arcilla ligera arenosa	52	20	37	19	18
	1,5 – 2,5	CL	Arcilla ligera arenosa	52	20	37	19	18
PRQ8	0,0 – 2,0	CL	Arcilla ligera con arena	84	19	34	21	13
PRQ13	0,0 – 2,0	MH	Limo elástico	96	52	58	42	16
PRQ14	0,0 – 2,0	ML	Limo con arena	76	41	-	-	-
PRQ15	0,0 – 6,5	CL	Arcilla ligera con arena	73	30	47	19	28
PRQ16	0,0 – 1,5	-	Relleno	-	-	-	-	-
	1,5 – 4,5	SC	Arena arcillosa con grava	22	25	33	20	13
	4,5 – 5,0	SM	Arena limosa	33	31	-	-	-
PRQ17	0,0 – 2,0	SC	Arena arcillosa	42	16	31	17	14
	2,0 – 4,0	SM	Arena limosa	30	17	-	-	-
	4,0 – 4,5	SM	Arena limosa	48	23	-	-	-
PRQ18	0,0 – 2,5	-	Relleno de aproximación	-	-	-	-	-
	2,5 – 5,0	SC	Arena limosa	47	27	31	18	13
		CL	Arcilla ligera arenosa	57	31	34	19	15
PRQ19	0,0 – 5,0	MH	Limo elástico	94	42	60	34	26
PRQ20	0,0 – 3,5	-	Relleno de aproximación	-	-	-	-	-
	3,5 – 4,0	ML	Limo arenoso	61	35	39	27	12

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

▪ Tanques Jesús de Praga

Los Tanques Jesús de Praga se ubicarán en la zona más alta del área de estudio. Los materiales encontrados presentan consistencias que varían de compacta a dura, se considera que poseen una muy buena capacidad de soporte. De acuerdo con los tres perfiles geofísicos realizados el sitio presenta la siguiente estratigrafía:

Capa 1 - Suelo residual: esta capa presenta un espesor máximo de 3 m, y de acuerdo a su granulometría corresponde a un material limoso.

Capa 2 - Regolito: correspondiente con materiales de transición entre el suelo y el macizo rocoso, de acuerdo a su granulometría clasifican como materiales arenosos y limosos; el espesor máximo detectado es de 2.5 m.

Capa 3 - Roca sedimentaria: corresponde a una arenisca de grano medio con una meteorización moderada a muy alterada.

En el Cuadro.7.1.71 se presenta las características de las tres capas geofísicas.

Cuadro.7.1.71. Resumen e interpretación de los resultados de perfiles geofísicos en la zona de Tanques Jesús de Praga.

No Capas	Espesor (m) Min-Max	Vp (km/s)	Vs (km/s)	Litología	Consistencia
Capa 1	0,0 – 3,0	0,6 – 0,9	0,2 – 0,3	Suelos residuales	Compacta - Dura
Capa 2	0,5 – 2,5	0,7 - 1,3	0,2 – 0,4	Regolito	Muy compacta – Dura
Capa 3	-	3,0 – 4,0	2,0 – 2,3	Roca sedimentaria	Dura

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

En este sitio y hasta la profundidad explorada no se evidenció la presencia de nivel freático, pero esto podría variar dependiendo de la época del año.

3. Modelo geotécnico

El modelo geotécnico del área de estudio se basó en las pruebas de laboratorio y la exploración de campo tanto del área de Ingeniería Geotécnica como Geológica. Este modelo geotécnico consideró las condiciones del sitio y las propiedades geomecánicas representativas de los materiales, con ello se definieron las unidades geotécnicas a lo largo de los diferentes componentes. A continuación, se describe cada Unidad Geotécnica (UG) y sus subunidades, las cuales se establecieron a partir de la consistencia estimada del N_{SPT} .

- UG1: Suelos residuales de naturaleza cohesiva, su matriz está compuesta por materiales arcillosos y limosos.
 - UG1A: Consistencia blanda, con valores de $0 < N_{SPT} < 4$.
 - UG1B: Consistencia media, con valores de $4 < N_{SPT} < 8$.
 - UG1C: Consistencia compacta, con valores de $8 < N_{SPT} < 15$.
 - UG1D: Consistencia muy compacta, con valores de $15 < N_{SPT} < 30$.
 - UG1E: Consistencia dura, con valores de $30 < N_{SPT} < 60$.
- UG2: Regolito de naturaleza cohesiva, su matriz está compuesta por materiales arcillosos y limosos.
 - UG2A: Consistencia blanda, con valores de $0 < N_{SPT} < 4$.
 - UG2B: Consistencia media, con valores de $4 < N_{SPT} < 8$.
 - UG2C: Consistencia compacta, con valores de $8 < N_{SPT} < 15$.
 - UG2D: Consistencia muy compacta, con valores de $15 < N_{SPT} < 30$.
 - UG2E: Consistencia dura, con valores de $30 < N_{SPT} < 60$.
- UG3: Regolito de naturaleza friccionante, su matriz está compuesta por materiales arenosos.
 - UG3B: Consistencia media, con valores de $4 < N_{SPT} < 8$.
 - UG3D: Consistencia muy compacta, con valores de $15 < N_{SPT} < 30$.
 - UG3E: Consistencia dura, con valores de $30 < N_{SPT} < 60$.
- UG4: Arenisca meteorizada de naturaleza cohesiva, su matriz está compuesta por materiales arcillosos y limosos.
 - UG4D: Consistencia muy compacta, con valores de $15 < N_{SPT} < 30$.
- UG5: Coluvios de naturaleza cohesiva, su matriz está compuesta por materiales arcillosos y limosos.
 - UG5A: Consistencia blanda, con valores de $0 < N_{SPT} < 4$.
 - UG5B: Consistencia media, con valores de $4 < N_{SPT} < 8$.
 - UG5C: Consistencia compacta, con valores de $8 < N_{SPT} < 15$.
 - UG5D: Consistencia muy compacta, con valores de $15 < N_{SPT} < 30$.
 - UG5E: Consistencia dura, con valores de $30 < N_{SPT} < 60$.
- UG6: Suelo residual de naturaleza friccionante, su matriz está compuesta por materiales arenosos con presencia de grava.
 - UG6D: Consistencia compacta, con valores de $8 < N_{SPT} < 15$.
- UG7: Macizo rocoso sedimentario, arenisca de grano medio, el macizo se encuentra fracturado con una meteorización moderada a muy alterada.

A continuación, se presentan los parámetros geomecánicos de cada una de las subunidades que conforman los diferentes componentes, y que posteriormente serán utilizados para los análisis geotécnicos: capacidad de soporte y asentamientos; además, permitirán emitir criterio respecto con los tipos de excavación y sostenimiento recomendado.

▪ **Tramo de tubería de distribución Planta Potabilizadora – Damas**

A lo largo de la conducción desde la Planta Potabilizadora hasta la Estación de Válvula Damas se observaron materiales correspondientes con las unidades geotécnicas UG1B, UG1C, UG1D, UG1E, UG2C, UG2D, UG2E y UG3D; estos materiales presentan las propiedades que se indican en el Cuadro.7.1.72.

Cuadro.7.1.72. Propiedades de las Unidades Geotécnicas en el tramo Planta potabilizadora – Damas.

Estación	COD_ENS	Prof (m)	UG	SUCS	Descripción	Su (kPa)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ka
0+102.91	C1S1b	0 - 3	UG1D	MH	Limo elástico	159	18	19,5	0,38
		3 - 4	UG2D	MH	Limo elástico	206	18	19,5	0,38
0+115.93	C1S1	0 - 2	UG1D	CH	Arcilla Densa	143	18	19,5	0,38
		2 - 4	UG2C	MH	Limo elástico	92	18	19,5	0,38
0+528.24	C1S2	0 - 1,5	UG1D	-	-	135	18	19,5	0,38
		1,5 - 4	UG2D	MH	Limo elástico	125	18	19,5	0,38
0+955.27	C1S3	0 - 2,5	UG1C	MH	Limo elástico	101	18	19,5	0,38
		2,5 - 4	UG2C	MH	Limo elástico	113	18	19,5	0,38
1+258.67	C1S5b	0 - 3,5	UG1B	MH	Limo elástico	56	17	18,5	0,38
		3,5 - 4	UG2D	MH	Limo elástico	128	18	19,5	0,38
1+296.45	C1S4	0 - 3	UG1E	MH	Limo elástico	221	18	19,5	0,38
		3 - 4	UG2E	MH	Limo elástico	300	18	19,5	0,38
1+427.67	C1S6b	0 - 3	UG1D	MH	Limo elástico	128	18	19,5	0,38
		3 - 4	UG2D	MH	Limo elástico	135	18	19,5	0,38
1+649.64	C1S5	0 - 3	UG1D	ML	Limo	140	18	19,5	0,38
		3 - 4	UG2E	ML	Limo	368	18	19,5	0,38
1+806.16	C1S7b	0 - 1	UG2E	CL	Arcilla ligera	435	18	19,5	0,38
2+194.64	C1S6	0 - 3	UG1B	-	-	45	17	18,5	0,38
		3 - 4	UG3D	SC	Arena arcillosa con grava	203	18	19,5	0,38
2+951.00	C1S7	0 - 3	UG1D	CH	Arcilla densa arenosa	122	18	19,5	0,38
		3 - 4	UG2D	CH	Arcilla densa	143	18	19,5	0,38
3+368.26	C1S8	0 - 2	UG1D	-	-	129	18	19,5	0,38
		2 - 4	UG2D	CL	Arcilla ligera	143	18	19,5	0,38
3+886.49	C1S9	0 - 2	UG1D	MH	Limo elástico	193	18	19,5	0,38
		2 - 4	UG2D	MH	Limo elástico	101	18	19,5	0,38

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

El detalle de la posición y modelo de capas geológico –geotécnico de este tramo puede ser observado en las figuras en la Figura 7.1.70, la Figura 7.1.71, la Figura 7.1.72 y la Figura 7.1.73.

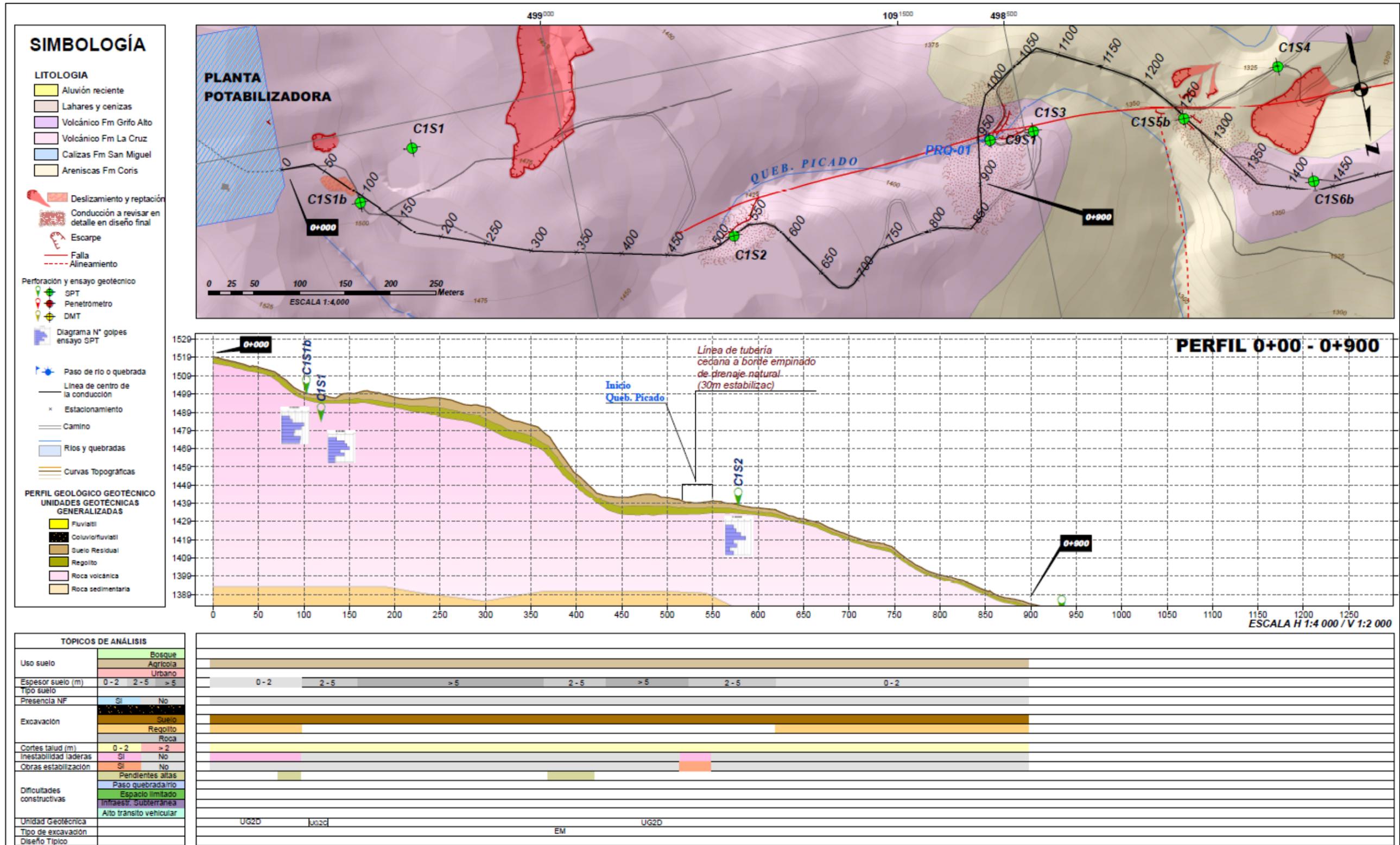


Figura 7.1.70. Modelo geológico – geotécnico tramo Planta Potabilizadora – Damas Est. 0+000 – 0+900.
Fuente: Cruz K. & Bonilla J. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

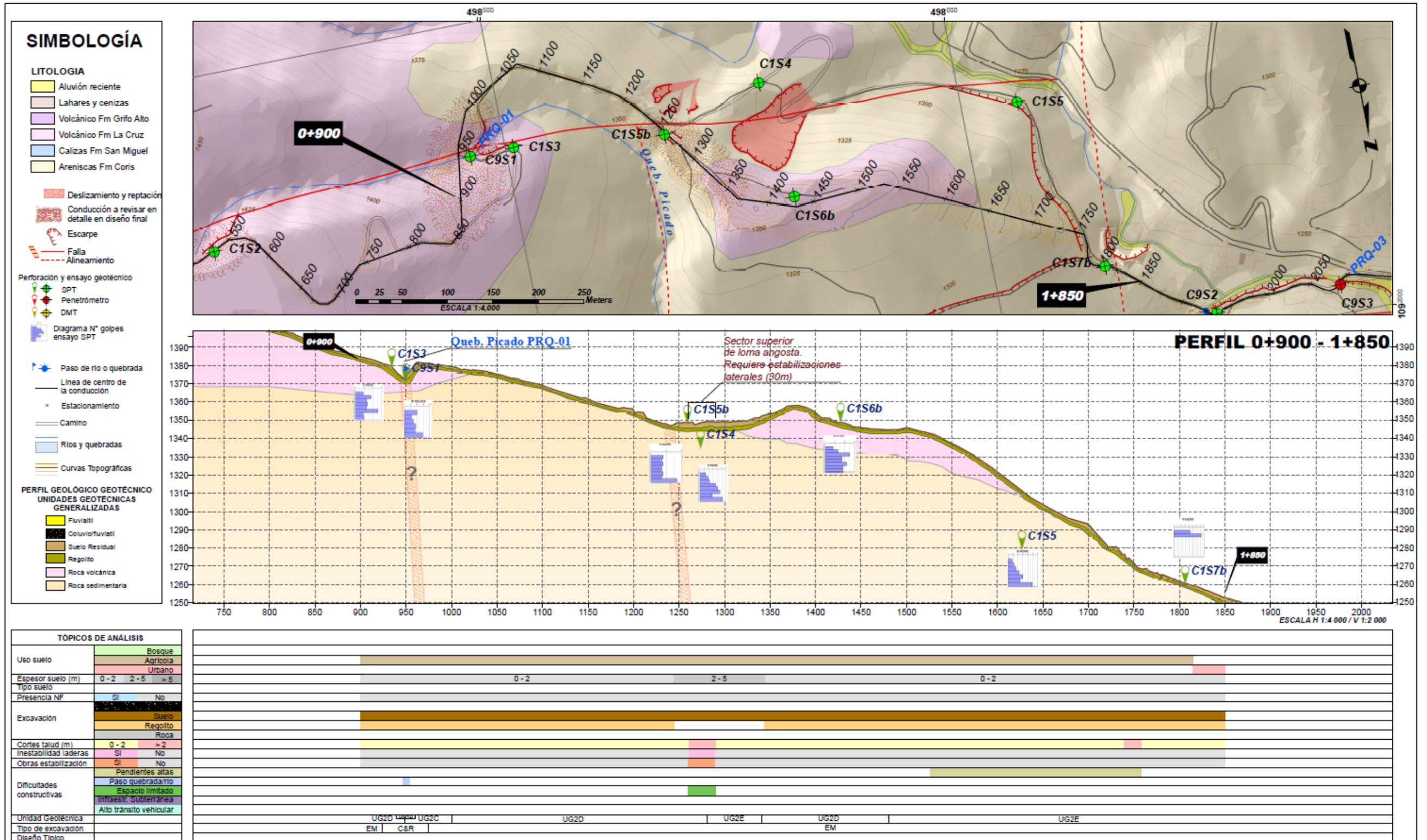


Figura 7.1.71. Modelo geológico – geotécnico tramo Planta Potabilizadora – Damas Est. 0+900 – 1+850.
Fuente: Cruz K. & Bonilla J. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

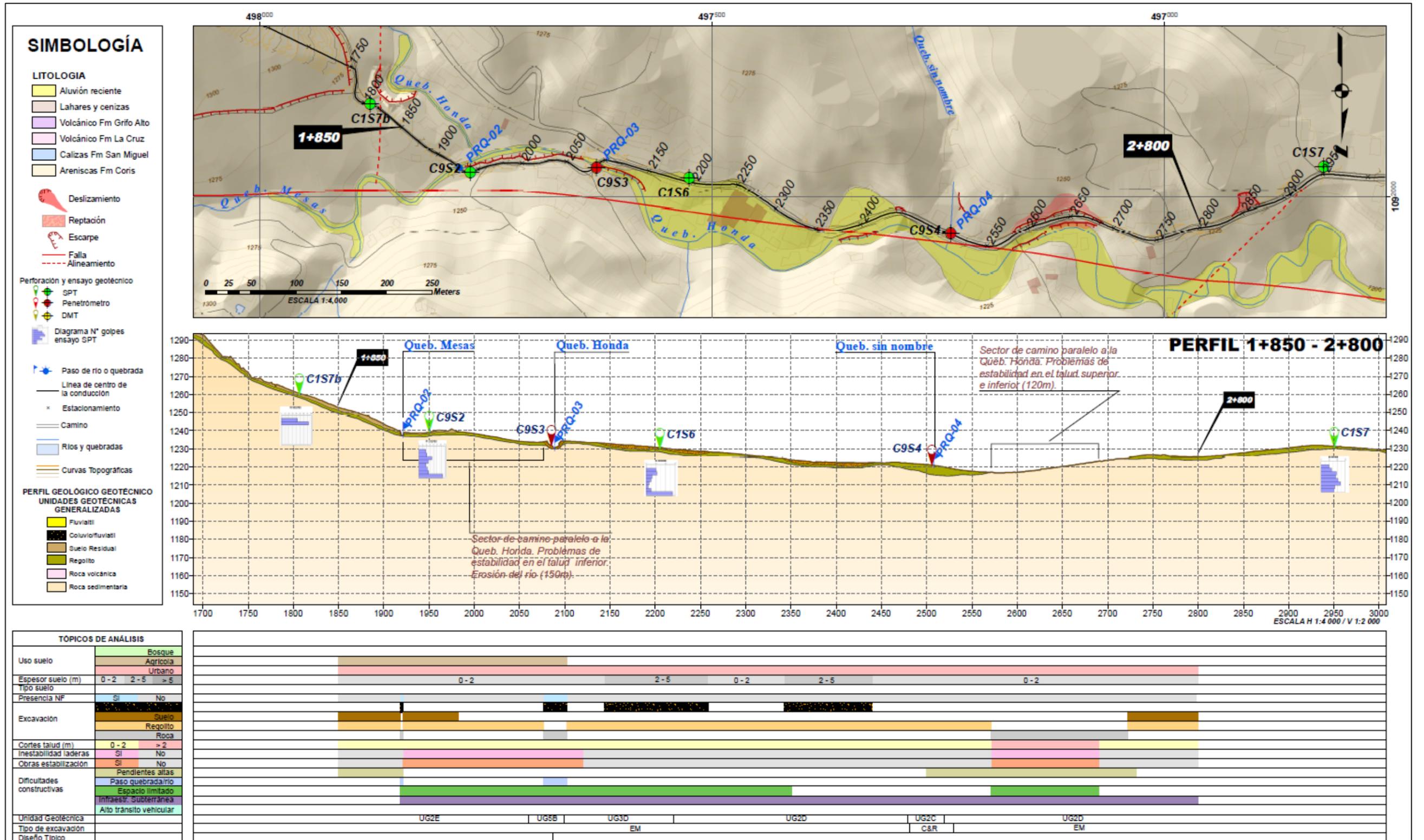


Figura 7.1.72. Modelo geológico – geotécnico tramo Planta Potabilizadora – Damas Est. 1+850 – 2+800.
Fuente: Cruz K. & Bonilla J. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

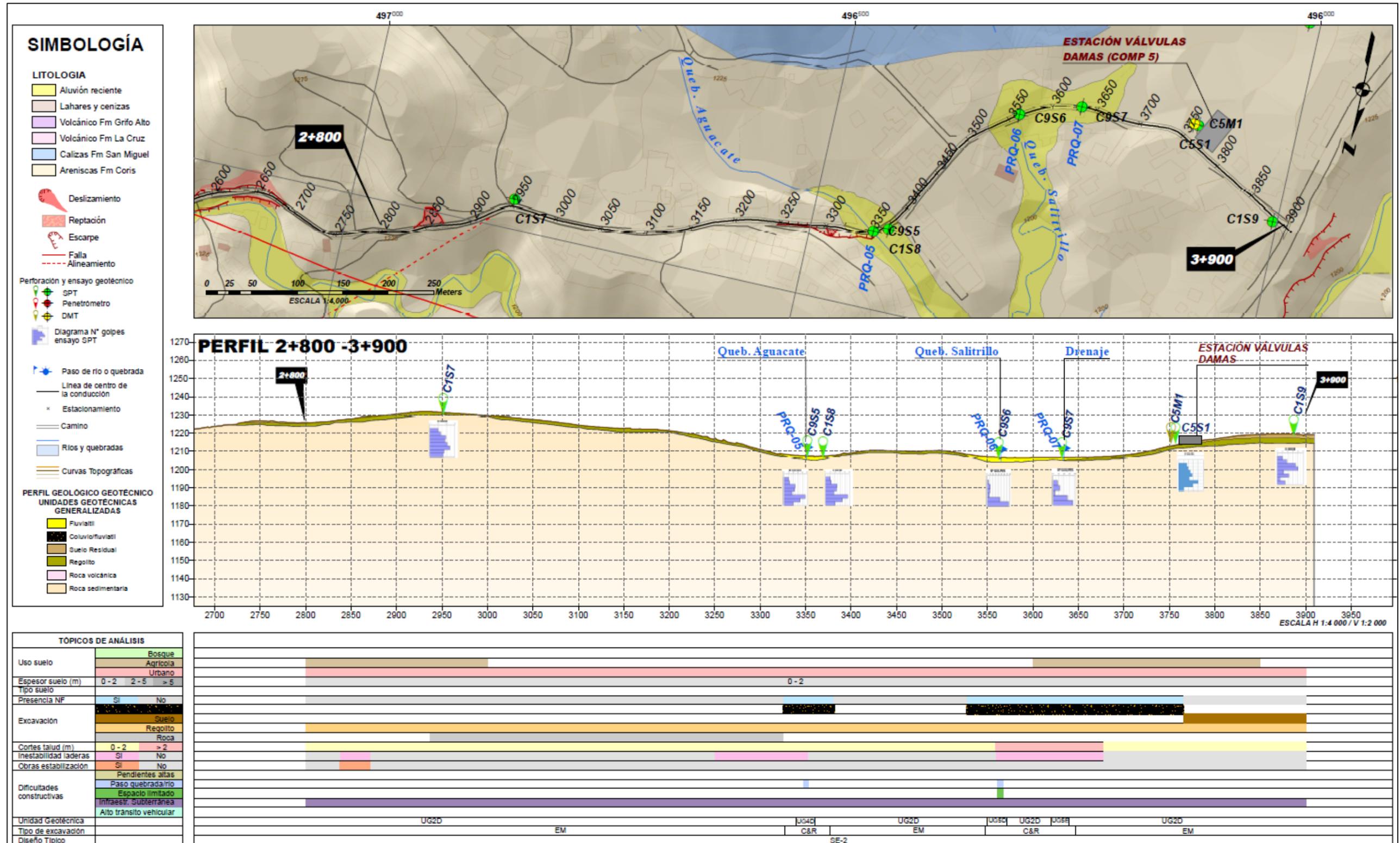


Figura 7.1.73. Modelo geológico – geotécnico tramo Planta Potabilizadora – Damas Est. 2+800 – 3+900.
Fuente: Cruz K. & Bonilla J. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

▪ **Tramo de tubería de distribución Damas – Maiquetía**

De acuerdo con la investigación geotécnica la cual se realizó hasta los 4 m de profundidad se observan materiales tales como limos, arcillas y arenas, asociados con las unidades geotécnicas UG1A, UG1B, UG1C, UG1D, UG1E, UG2C, UG2D, UG2E, UG5B y UG5C. Las respectivas propiedades geotécnicas se presentan en el Cuadro.7.1.73.

Cuadro.7.1.73. Propiedades de las Unidades Geotécnicas en el tramo Damas – Maiquetía.

Estación	COD_ENS	Prof (m)	UG	SUCS	Descripción	Su (kPa)	γ nat (kN/m ³)	γ sat (kN/m ³)	ka
0+736.83	C2S1	0-2	UG1D	ML	Limo	197	18,0	19,5	0,38
		2-4	UG2E	CH	Arcilla densa	240	18,0	19,5	0,38
1+349.86	C2S2	0-2.5	UG1C	CL	Arcilla ligera con arena	71	18,0	19,5	0,38
		2.5-4	UG2D	CL	Arcilla ligera con arena	140	18,0	19,5	0,38
1+774.78	C2S3	0-2.5	UG1C	-	-	93	18,0	19,5	0,38
		2.5-4	UG2E	CL	Arcilla ligera con arena	310	18,0	19,5	0,38
2+590.06	C2S4	0-1.5	UG1E	SM	Arena limosa	245	18,0	19,5	0,38
3+252.63	C2S5	0-4	UG1C	MH	Limo elástico	88	18,0	19,5	0,38
5+051.77	C2S6	0-2	UG1C	CL	Arcilla ligera con arena	96	18,0	19,5	0,38
		2-4	UG2C	CL	Arcilla ligera	81	18,0	19,5	0,38
4+076.74	C2S7	0-4	UG1C	CH	Arcilla densa con arena	114	18,0	19,5	0,38
4+589.26	C2S8	0-3	UG1E	ML	Limo con arena	241	18,0	19,5	0,38
		3-4	UG2D	CH	Arcilla densa	218	18,0	19,5	0,38
5+667.78	C2S10	0-2	UG1D	CH	Arcilla densa con arena	167	18,0	19,5	0,38
		2-4	UG2E	CL	Arcilla ligera con arena	266	18,0	19,5	0,38
6+199.51	C2S11	0-3	UG1D	CL	Arcilla ligera con arena	146	18,0	19,5	0,38
		3-4	UG2C	CL	Arcilla ligera con arena	90	18,0	19,5	0,38
6+697.46	C2S12	0-4	UG1D	CH	Arcilla densa con arena	136	18,0	19,5	0,38
7+524.84	C2S13	0-2.5	UG1D	CL	Arcilla ligera arenosa	167	18,0	19,5	0,38
		2.5-4	UG2D	MH	Limo elástico con arena	200	18,0	19,5	0,38
8+642.50	C2S14	0-3	UG1E	CH	Arcilla densa	243	18,0	19,5	0,38
		3-3.75	UG2D	CL	Arcilla ligera con arena	214	18,0	19,5	0,38
8+755.53	C2ST Maiquetía	0-1.5	UG1E	MH	Limo elástico	260	18,0	19,5	0,38

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

Debido a que el trazado original estaba afectado por varias nacientes y a las cuales se le debe respetar un retiro y protección, se generó un cambio en el trazado de este tramo, y por lo tanto los parámetros de los sitios C2S4 y C2S5 quedan fuera de la ruta actual.

Como ya se ha comentado, la unidad de areniscas silíceas en superficie desarrolla suelos residuales de poco espesor (menos de 5m), y en algunos casos el afloramiento de la roca. Esta situación se presenta en el sector en donde se ubicarán los tanques de almacenamiento de agua Jesús de Praga.

Para la sección final del tramo, los desarrollos de suelos residuales tienden a ser más espesos superando los 5 m.

Detalles del modelo geológico geotécnico pueden ser consultados en la Figura 7.1.74, la Figura 7.1.75, la Figura 7.1.76, la Figura 7.1.77, la Figura 7.1.78, la Figura 7.1.79 y la Figura 7.1.80.

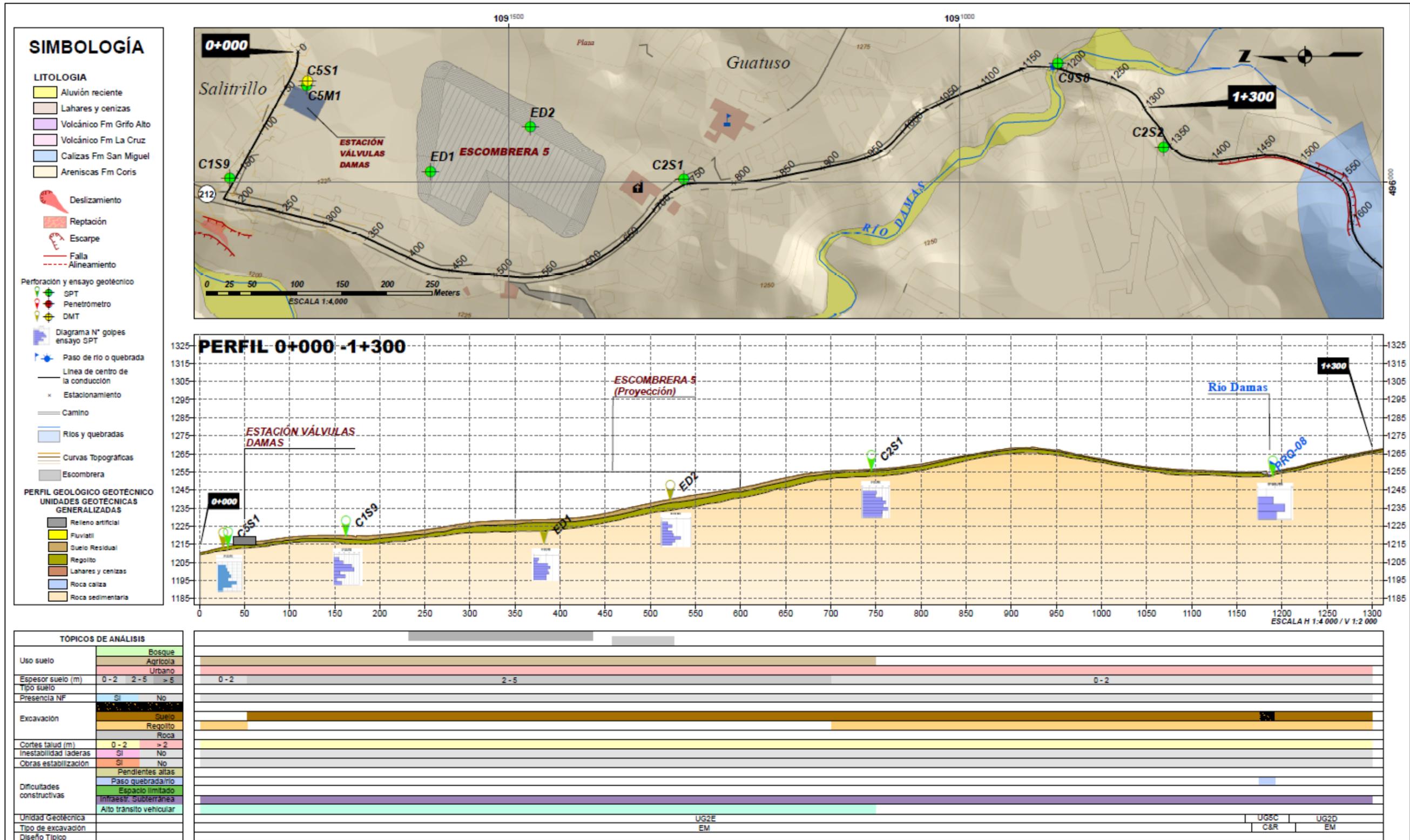


Figura 7.1.74. Modelo geológico – geotécnico tramo Damas - Maiquetía Est. 0+000 – 1+300. Fuente: Cruz K. & Bonilla J. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

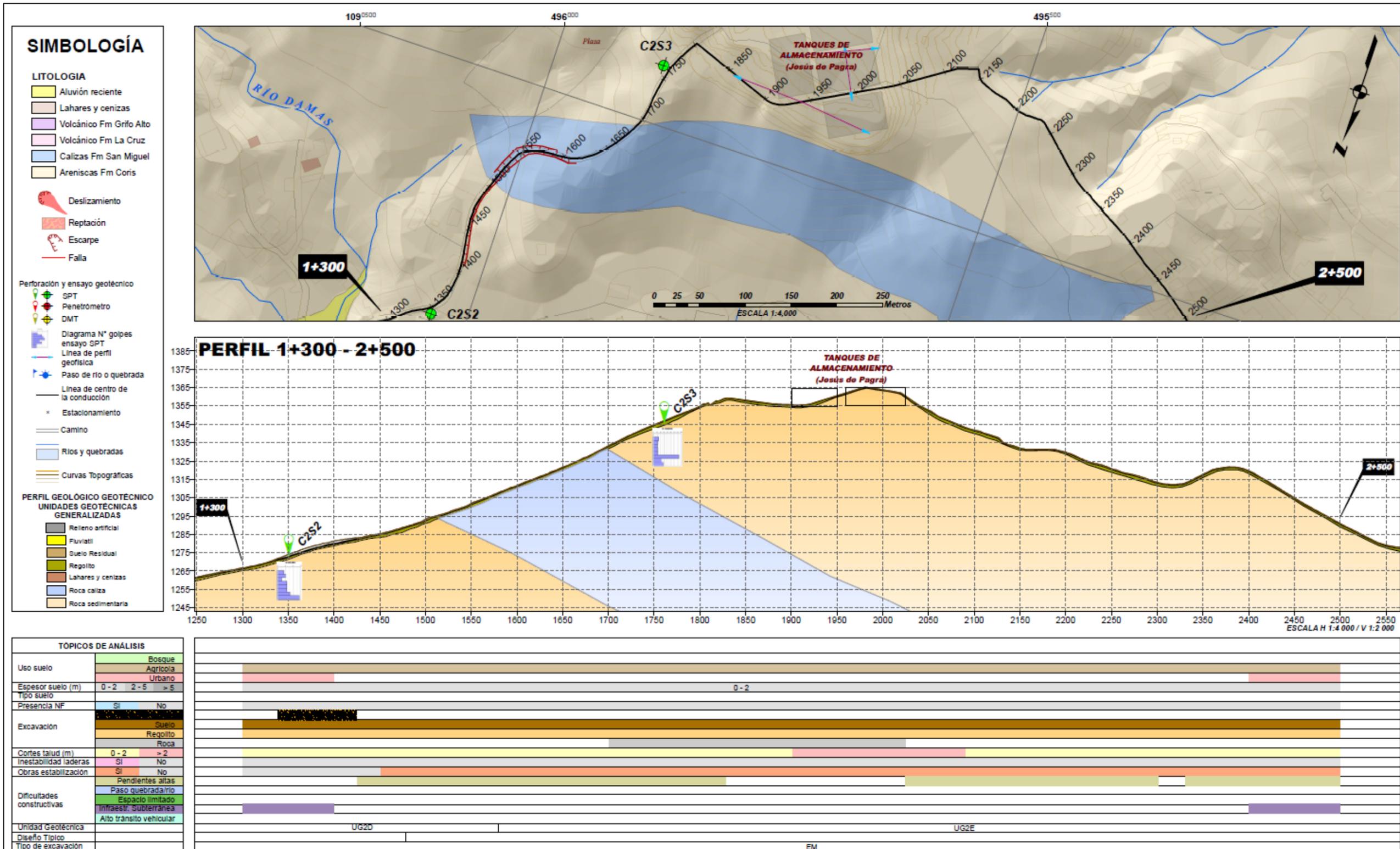


Figura 7.1.75. Modelo geológico – geotécnico tramo Damas - Maiquetía Est. 1+300 – 2+500.
Fuente: Cruz K. & Bonilla J. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

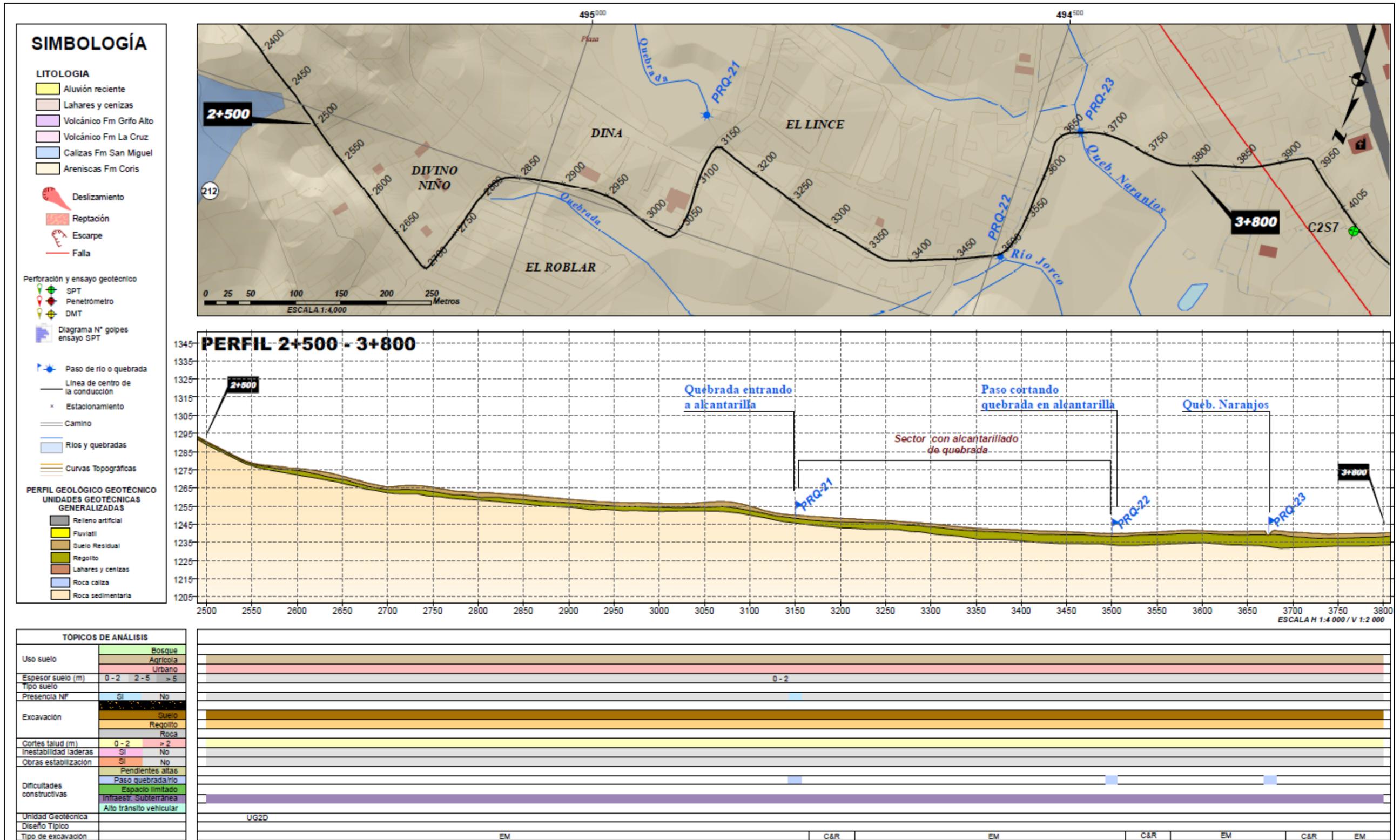


Figura 7.1.76. Modelo geológico – geotécnico tramo Damas - Maiquetía Est. 2+500 – 3+800.
Fuente: Cruz K. & Bonilla J. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

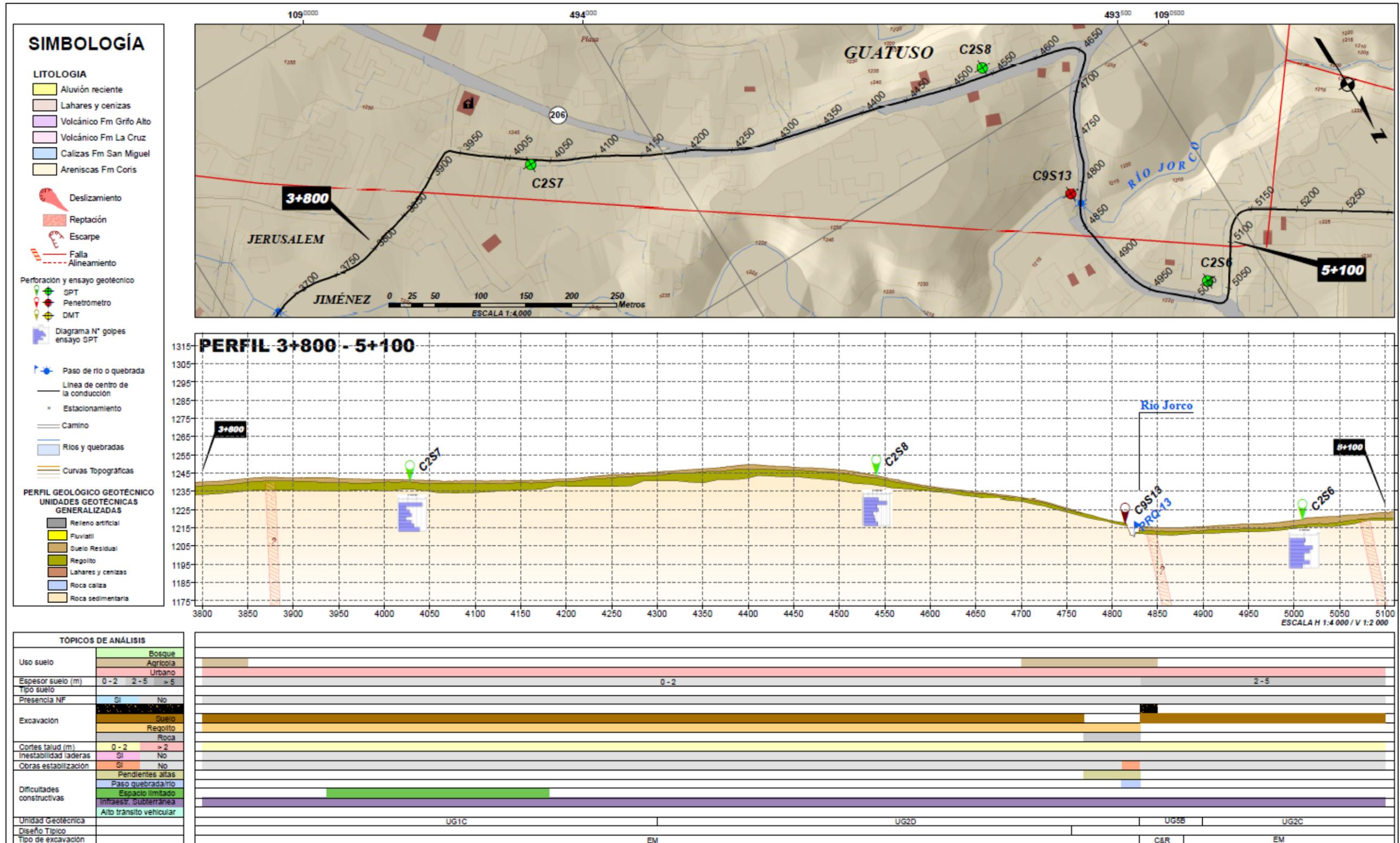


Figura 7.1.77. Modelo geológico – geotécnico tramo Damas - Maiquetía Est. 3+800 – 5+100.
Fuente: Cruz K. & Bonilla J. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

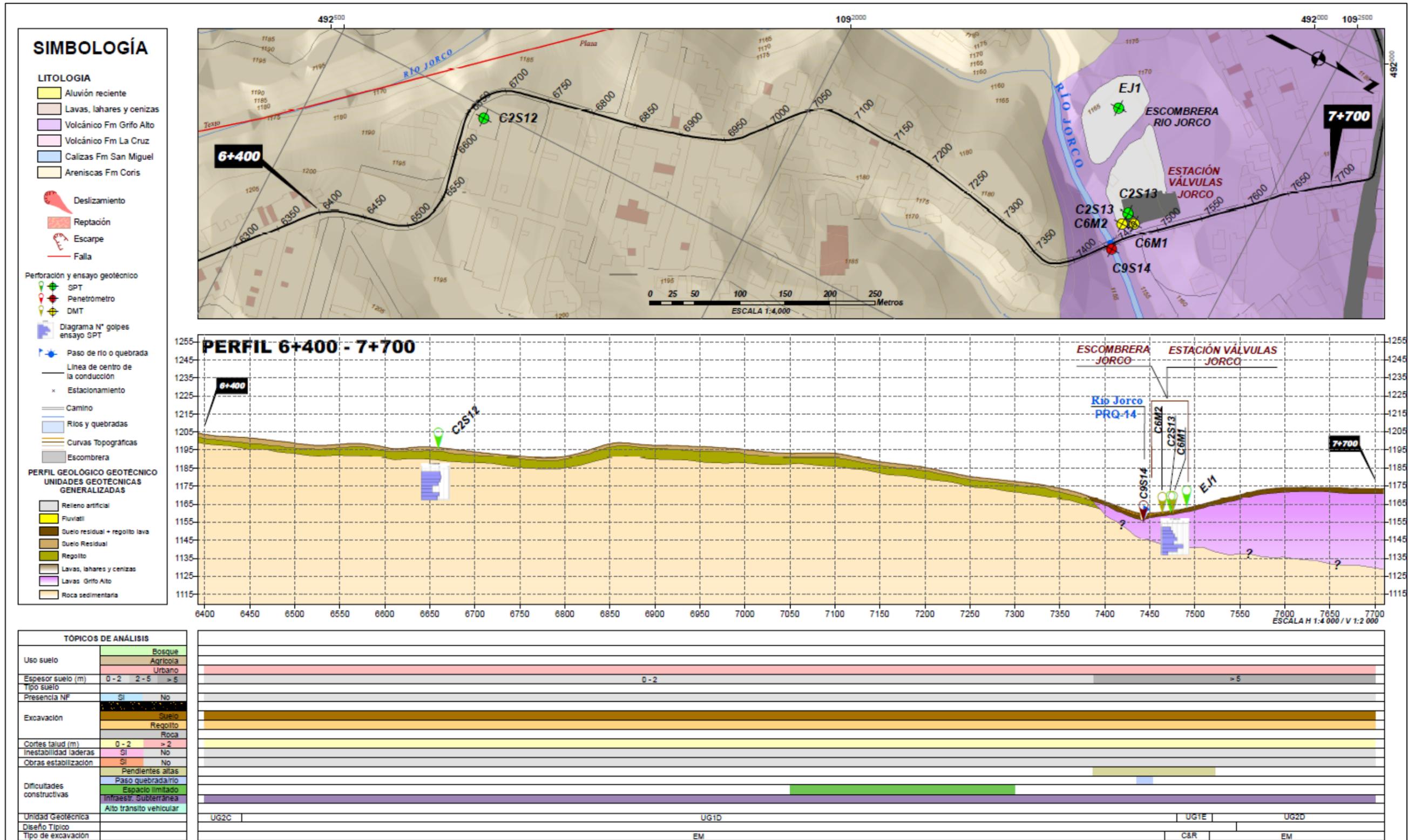


Figura 7.1.79. Modelo geológico – geotécnico tramo Damas - Maiquetía Est. 6+400 – 7+700.
Fuente: Cruz K. & Bonilla J. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

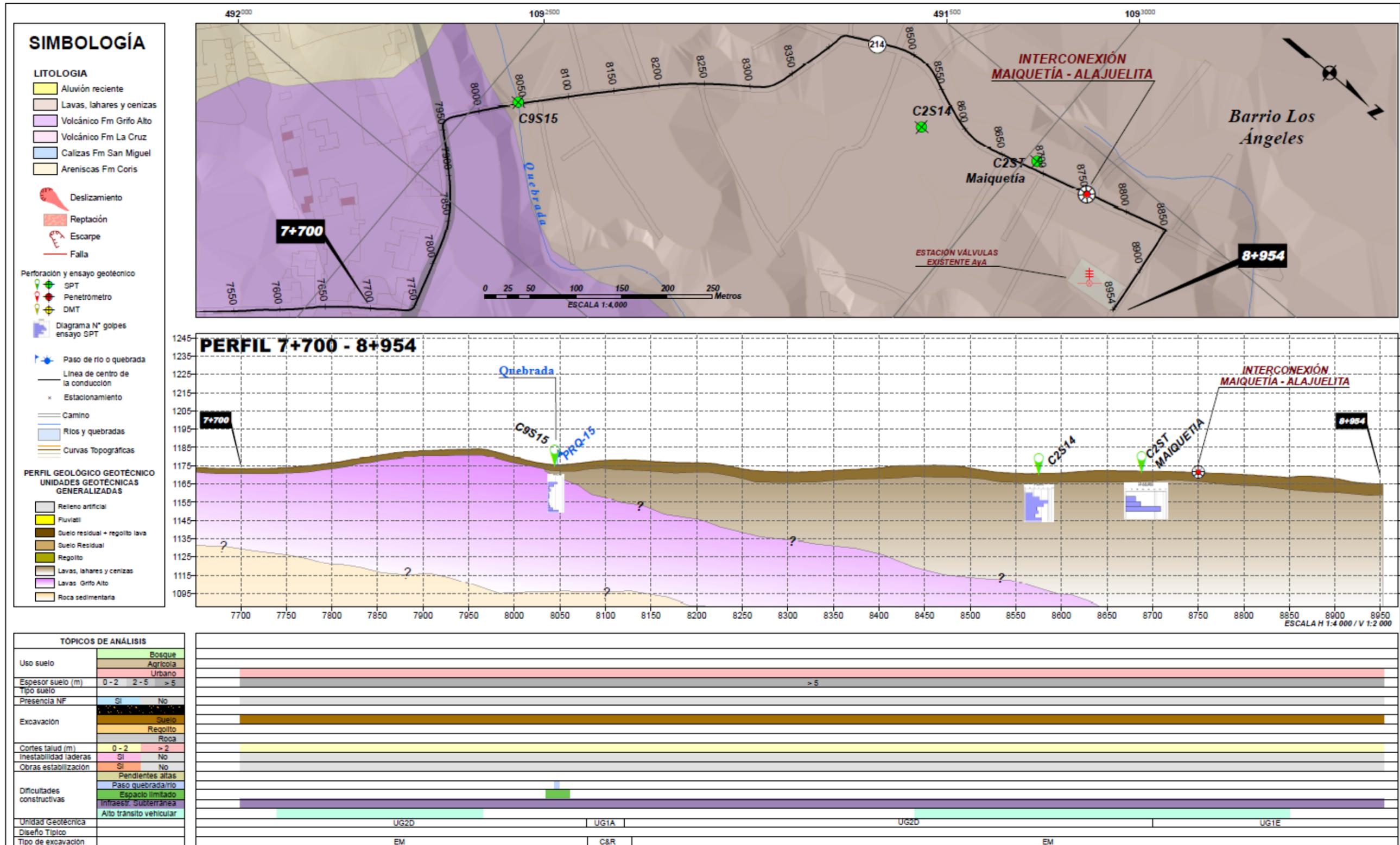


Figura 7.1.80. Modelo geológico – geotécnico tramo Damas - Maiquetía Est. 7+700 – 8+954.
Fuente: Cruz K. & Bonilla J. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

▪ **Tramo de tubería de distribución Damas – Fátima**

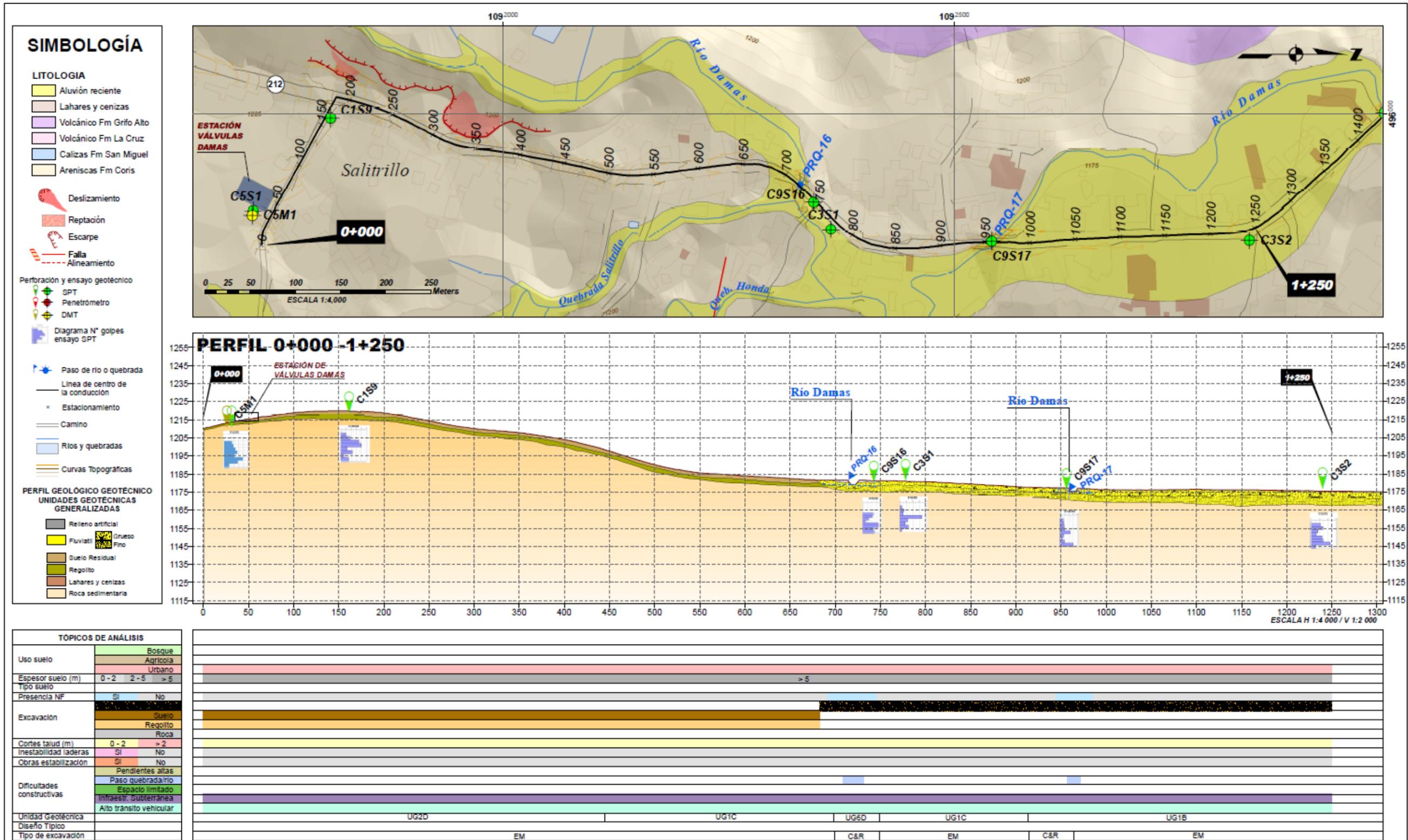
De acuerdo con la investigación geotécnica realizada hasta los 4 m de profundidad se observan materiales correspondientes con arcillas de las unidades geotécnicas UG1B y UG1C. Estos materiales presentan las propiedades geomecánicas que se muestran en el Cuadro.7.1.74.

Cuadro.7.1.74. Propiedades de las Unidades Geotécnicas en el tramo Damas – Fátima.

Estación	COD_ENS	Prof (m)	UG	SUCS	Descripción	Su (kPa)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ka
0+593.32	C3S1	0-2,5	UG1C	CL	Arcilla ligera arenosa	90	18	19,5	0,38
		2,5-4	UG1C	SC	Arena arcillosa con grava	60	18	19,5	0,38
1+054.73	C3S2	0-1,5	UG1C	CL	Arcilla ligera arenosa	83	18	19,5	0,38
		1,5-4	UG1B	SC	Arena arcillosa	45	17	18,5	0,36
1+586.54	C3S3	0-2,2	UG1C	CL	Arcilla ligera con arena	92	18	19,5	0,38
		2,2-4,1	UG1C	CH	Arcilla densa	113	18	19,5	0,36
2+091.72	C3S4	0-2,5	UG1C	CL	Arcilla ligera con arena	98	18	19,5	0,38
		2,5-4	UG1B	CL	Arcilla ligera con arena	38	18	19,5	0,36

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

La representación del modelo geológico geotécnico de este tramo se detalla en la Figura 7.1.81 y en la Figura 7.1.82.



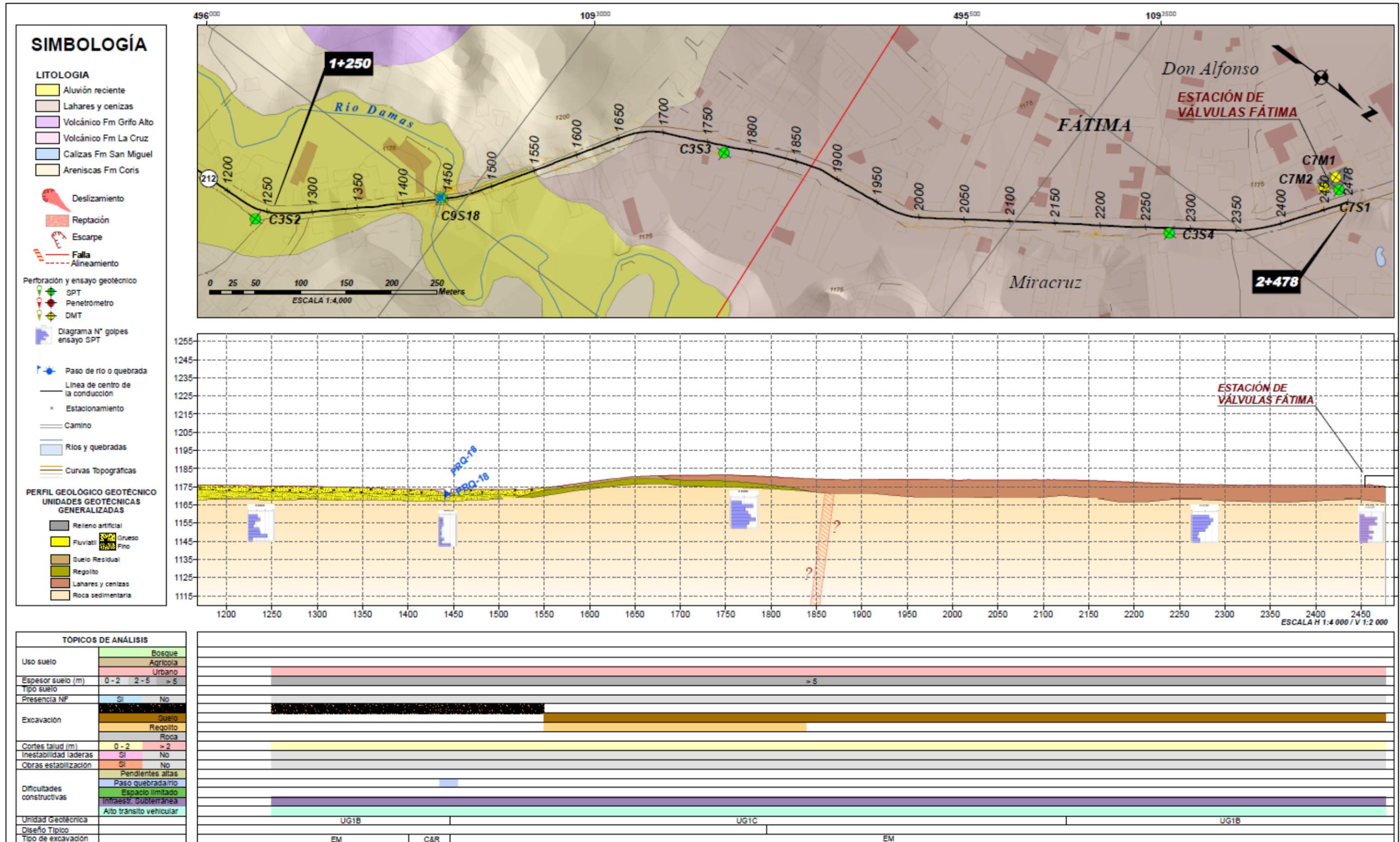


Figura 7.1.82. Modelo geológico – geotécnico tramo Damas - Fátima Est. 1+250 – 2+478.
Fuente: Cruz K. & Bonilla J. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

▪ **Tramo de tubería de distribución Fátima – Hacienda Vieja**

Para este tramo de distribución, los materiales encontrados hasta los 4 m de profundidad investigados fueron limos y arcillas, asociadas con las unidades geotécnicas UG1A, UG1B, UG1C, UG1D y UG1E. Sus propiedades geomecánicas se presentan en el Cuadro.7.1.75.

Cuadro.7.1.75. Propiedades de las Unidades Geotécnicas en el tramo Fátima – Hacienda Vieja.

Estación	COD_ENS	Prof (m)	UG	SUCS	Descripción	Su (kPa)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ka
0+280.28	C4S1	0-1	UG1C	CH	Arcilla densa con arena	60	18	19,5	0,38
		1-4	UG1C			103	18	19,5	0,38
0+815.03	C4S2	0-2	UG1D	MH	Limo elástico	126	18	19,5	0,38
		2-4	UG1C			64	18	19,5	0,38
1+234.13	C4S3	0-2,5	UG1B	MH	Limo elástico	63	17	18,5	0,38
		2,5-4	UG1B	ML	Limo arenoso	45	17	18,5	0,38
1+948.54	C4S4	0-1,5	UG1D	ML	Limo	133	18	19,5	0,38
		1,5-4	UG1B	ML	Limo con arena	48	17	18,5	0,38
2+299.56	C4S5	0-2	UG1C	CL	Arcilla ligera	92	18	19,5	0,38
		2-4	UG1B	ML	Limo	43	17	18,5	0,38
2+896.96	C4S6	0-4	UG1C	MH	Limo elástico	111	18	19,5	0,38
0+074.46	C4S7	0-2,5	UG1C	ML	Limo	51	18	19,5	0,38
		2,5-4	UG1A	ML	Limo arenoso	30	17	18,5	0,38
0+559.42	C4S8	0-1,5	UG1C	-	-	65	18	19,5	0,38
		1,5-5	UG1A	-	-	21	17	18,5	0,38
1+176.39	C4S9	0-2,5	UG1B	CH	Arcilla densa	38	18	19,5	0,38
		2,5-2,95	UG1D			137	18	19,5	0,38
1+975.60	C4S10	0-2,5	UG1C	MH	Limo elástico	137	18	19,5	0,38
		2,5-2,95	UG1E	-	-	495	18	19,5	0,38
3+253.81	C4S11	0-2	UG1C	MH	Limo elástico	98	18	19,5	0,38
		2-3	UG1E			296	18	19,5	035

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

La representación del modelo geológico geotécnico de este tramo se detalla en la Figura 7.1.83, la Figura 7.1.84, la Figura 7.1.85 y la Figura 7.1.86.

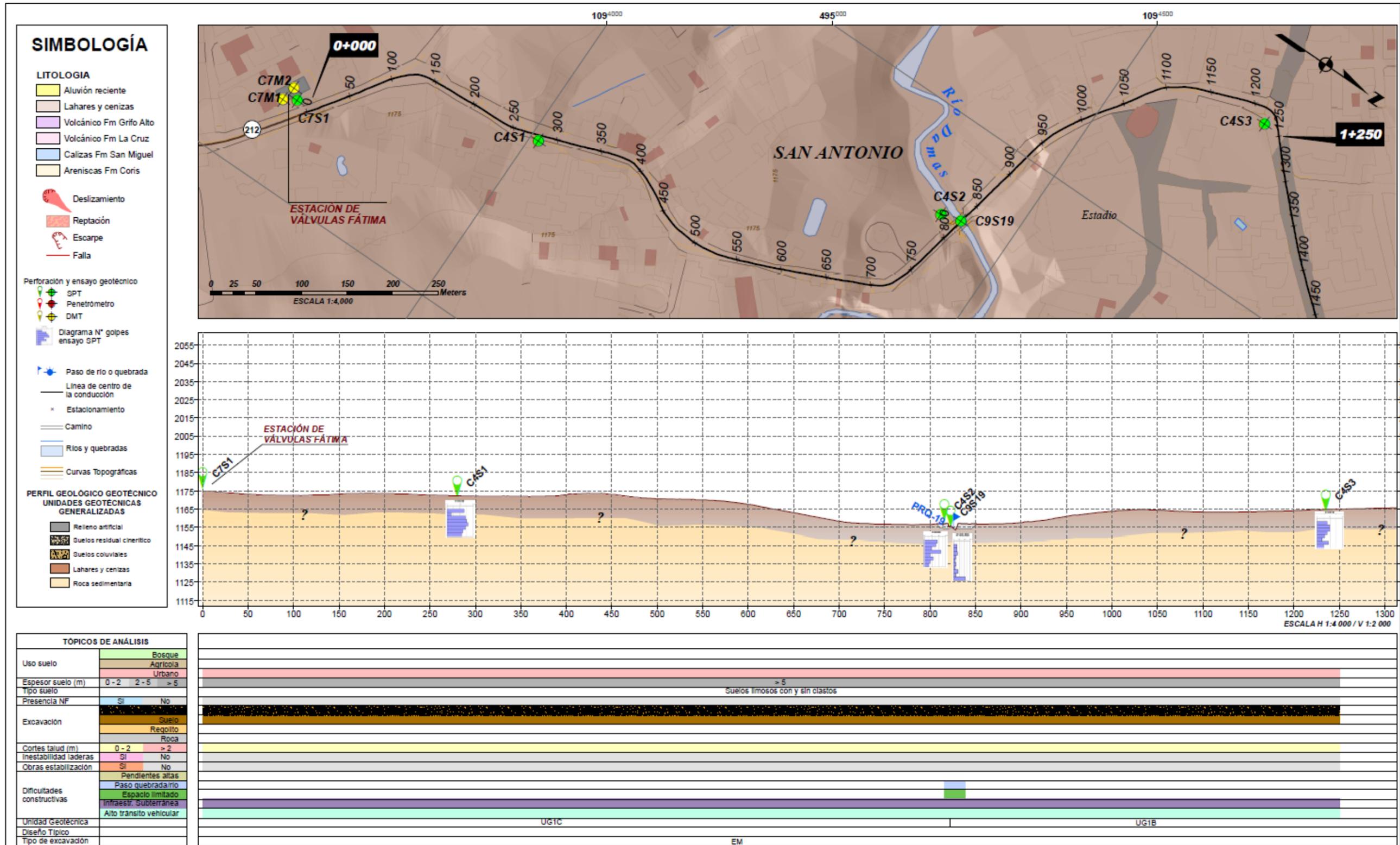


Figura 7.1.83. Modelo geológico – geotécnico tramo Fátima – Hacienda Vieja Est. 0+000 – 1+250.
Fuente: Cruz K. & Bonilla J. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

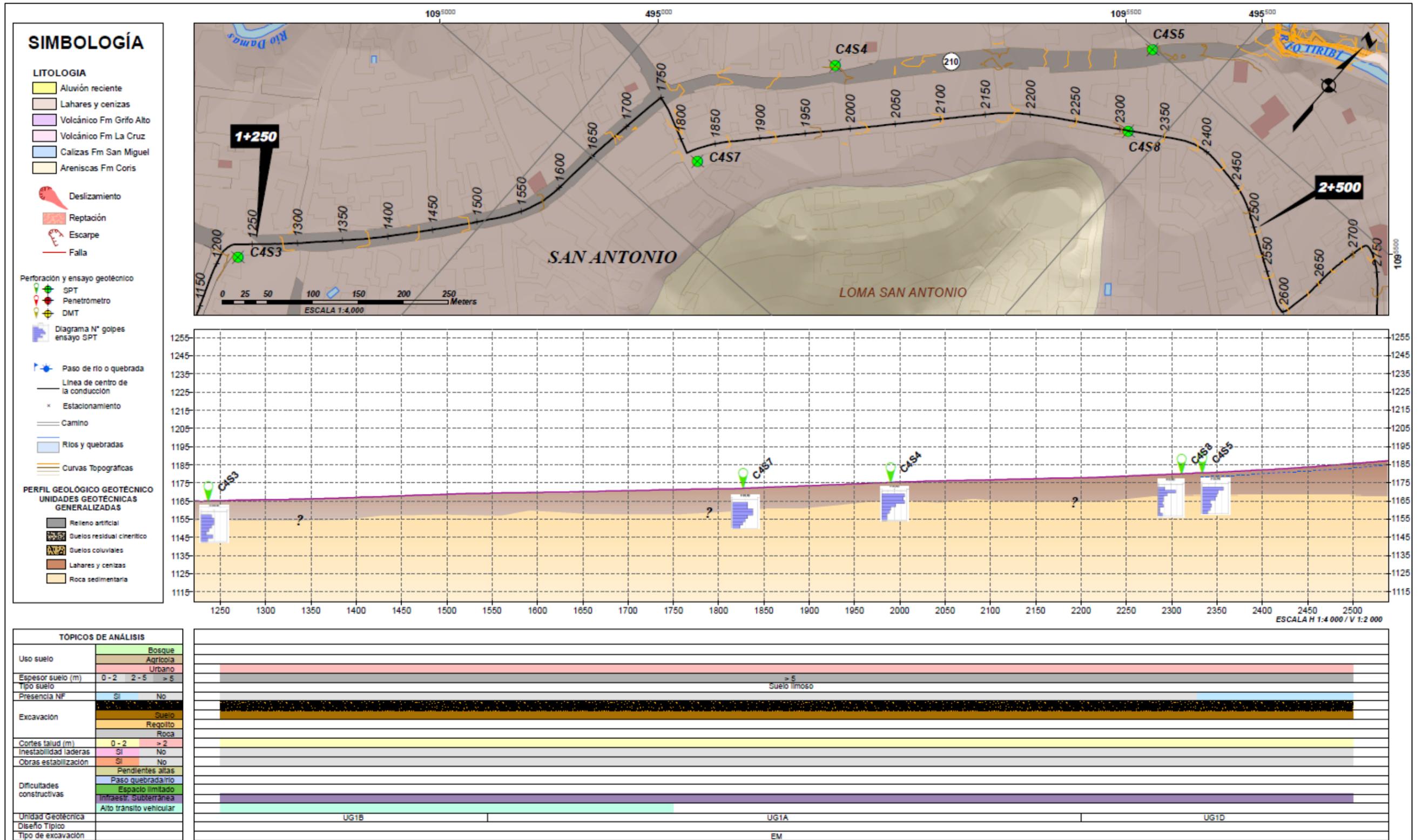


Figura 7.1.84. Modelo geológico – geotécnico tramo Fátima – Hacienda Vieja Est. 1+250 – 2+500.
Fuente: Cruz K. & Bonilla J. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

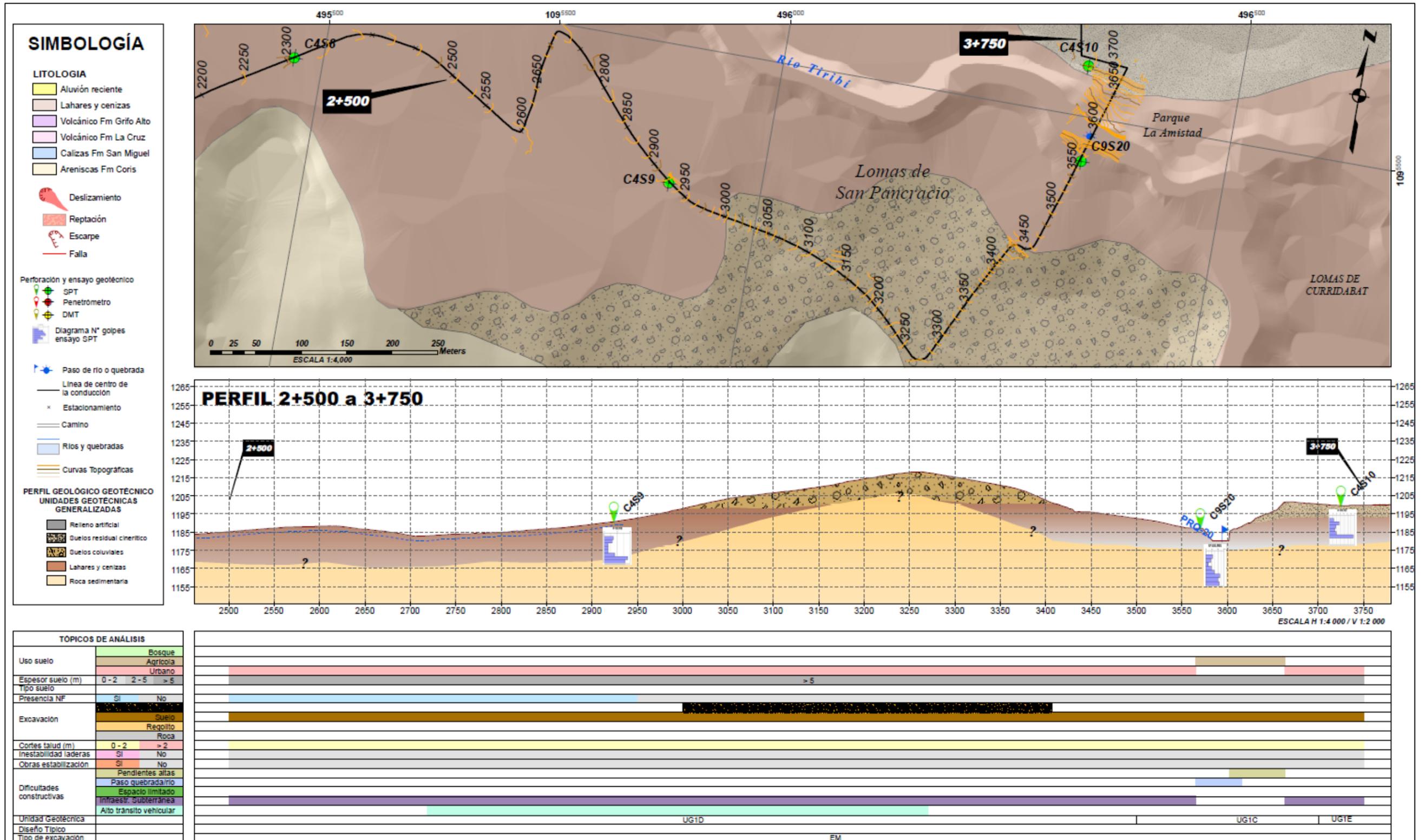


Figura 7.1.85. Modelo geológico – geotécnico tramo Fátima – Hacienda Vieja Est. 2+500 – 3+750.
Fuente: Cruz K. & Bonilla J. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

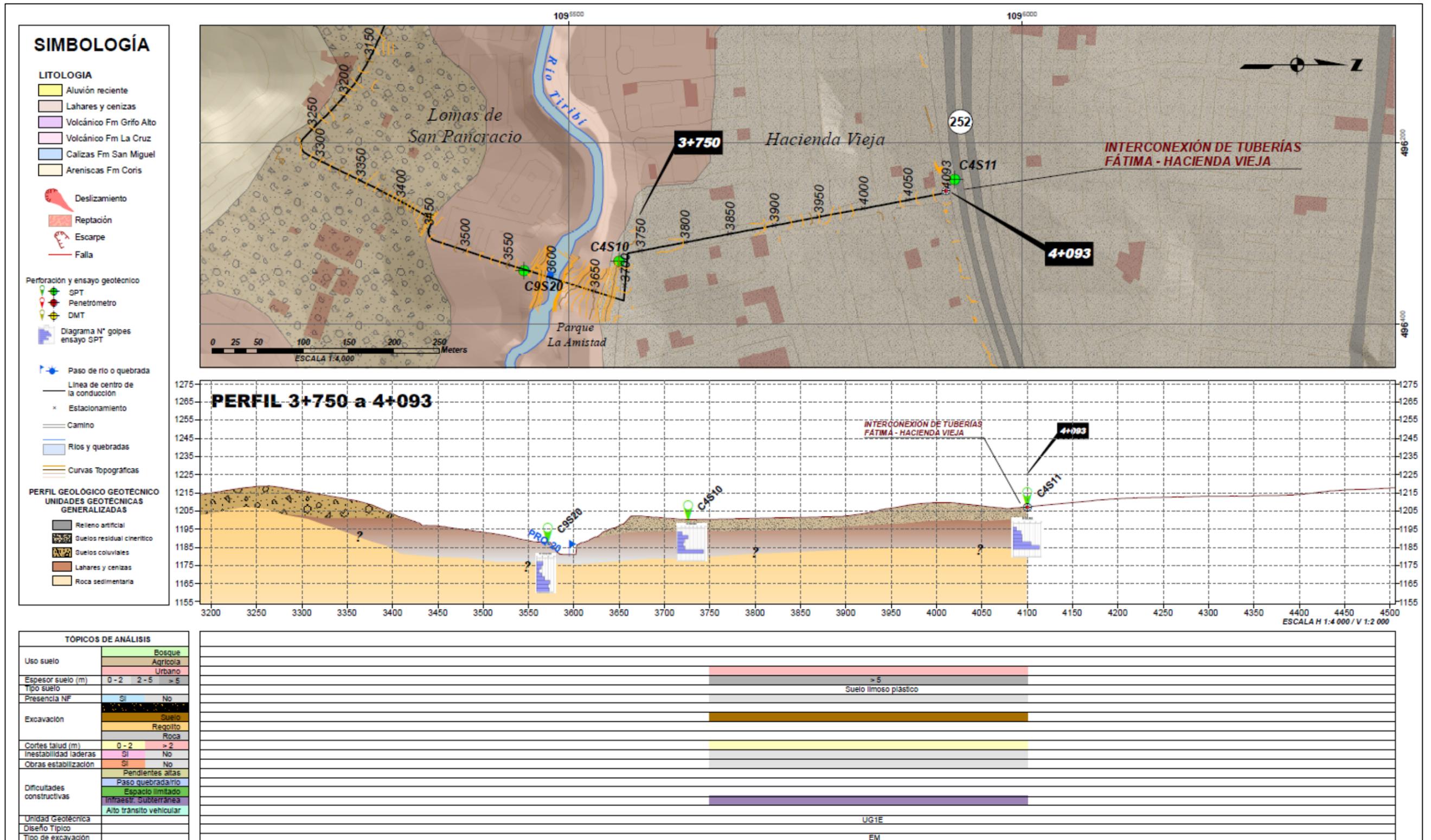


Figura 7.1.86. Modelo geológico – geotécnico tramo Fátima – Hacienda Vieja Est. 3+750 – 4+093.
Fuente: Cruz K. & Bonilla J. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

▪ **Estación de válvulas Damas**

De acuerdo con la investigación geotécnica realizada se observó una capa de material correspondiente a la UG2D, este material presenta las siguientes propiedades geomecánicas (Cuadro.7.1.76).

Cuadro.7.1.76. Propiedades de la Unidad Geotécnica en la Estación de válvulas Damas.

UG	Prof (m)	SUCS	Material	Su (kPa)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	Ko	OCR	M (Mpa)	E (Mpa)	ka
UG2D	0,0 – 6,0	CL	Arcilla ligera	143	18	19,5	1,8	13,1	46,4	37,1	0,38

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

Para mayor detalle se puede observar la Figura 7.1.73 del tramo Planta Potabilizadora – Damas.

▪ **Estación de válvulas Jorco**

Al igual que en Damas, en Jorco se observó una capa de material correspondiente a la UG2D, este material presenta las siguientes propiedades geomecánicas (Cuadro.7.1.77).

Cuadro.7.1.77. Propiedades de la Unidad Geotécnica en la Estación de válvulas Jorco.

UG	Prof (m)	SUCS	Material	Su (kPa)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	Ko	OCR	M (Mpa)	E (Mpa)	ka
UG2D	0,0–3,5	CL	Arcilla ligera arenosa	68,2	18	19,5	1,9	13,8	76,7	61,3	0,38
	3,5–4,0	ML	Limo elástico con arena								

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

Para mayor detalle se puede observar la Figura 7.1.79 del tramo Damas – Maiquetía.

▪ **Estación de válvulas Fátima**

También en la estación de Fátima se observó una capa de material correspondiente a la UG1C, este material presenta las siguientes propiedades geomecánicas (Cuadro.7.1.78).

Cuadro.7.1.78. Propiedades de la Unidad Geotécnica en la Estación de válvulas Fátima.

UG	Prof (m)	SUCS	Material	Su (kPa)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	Ko	OCR	M (Mpa)	E (Mpa)	ka
UG1C	0,0 – 3,0	CH	Arcilla densa con arena	66,4	18	19,5	1,6	15,0	36,3	29,0	0,38
	3,0 – 5,0	CL	Arcilla ligera arenosa								

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

La estación de válvulas Fátima estará cimentada sobre un perfil de suelos residuales compuestos por arcilla densa a ligera con arena, seguida de un estrato regolítico. Para mayor detalle se puede observar la Figura 7.1.83 del tramo Fátima – Hacienda Vieja.

▪ **Pasos de ríos y quebradas**

Para los pasos de ríos y quebradas se propuso la construcción de un puente tubo con cimentaciones superficiales en los sitios donde existe espacio suficiente para esta estructura, y en los sitios donde no hay posibilidad por limitaciones de espacio, como es el caso de carreteras angostas y muy transitadas, se utilizaría una conducción subterránea.

A continuación, se especifica para cada río o quebrada a intervenir, el tipo de estructura existente, el tipo de estructura propuesta (si se construirá a nivel superficial o a nivel subterráneo) y su respectiva ubicación: margen izquierda (MI), margen derecha (MD) o centro de calle (C) (Cuadro.7.1.79).

Cuadro.7.1.79. Descripción de pasos de ríos y quebradas actual y propuesta.

ID	Río	Estructura existente	Estructura propuesta	Ubicación propuesta
PRQ-01	Quebrada Picado	Vado	Subterránea	MI
PRQ-02	Quebrada Mesas	Alcantarilla	Subterránea	MD
PRQ-03	Quebrada Honda	Puente	Superficial	MI
PRQ-04	Quebrada Cuatro	Alcantarilla	Subterránea	MI
PRQ-05	Quebrada Aguacate	Alcantarilla	Subterránea	C
PRQ-06	Quebrada Salitrillo	Puente	Subterránea	C
PRQ-07	Sin nombre	Alcantarilla	Subterránea	MD
PRQ-08	Río Damas	Batería de Alcantarillas	Subterránea	MI
PRQ-13	Río Jorco	Puente	Superficial	MI
PRQ-14	Río Jorco	Puente	Superficial	MI
PRQ-15	Sin nombre	Alcantarilla	Subterránea	C
PRQ-16	Río Damas	Puente	Subterránea	C
PRQ-17	Río Damas	Puente	Superficial	MD
PRQ-18	Río Damas	Puente	Superficial	MD
PRQ-19	Río Damas	Puente	Superficial	MD
PRQ-20	Río Tiribí	Ninguna	Superficial	C
PRQ-21	Quebrada	Alcantarilla	Subterránea	C
PRQ-22	Quebrada	Alcantarilla	Subterránea	C
PRQ-23	Quebrada Naranjos	Puente	Subterránea	MD

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

A continuación, se definen las unidades geotécnicas de cada paso de río o quebrada, esta información se puede observar en las figuras de los modelos geológicos geotécnicos para cada tramo de las tuberías de distribución.

a) Paso PRQ-1 – Quebrada Picado

De acuerdo con la investigación geotécnica en la quebrada Picado se tienen dos capas de materiales, las cuales corresponden a las unidades UG1D y UG2 como se observa en la Figura 7.1.87. El Cuadro.7.1.80 presenta las propiedades geomecánicas correspondientes.

Cuadro.7.1.80. Propiedades de las Unidades Geotécnicas en el paso PRQ-1.

Unidad Geotécnica	Prof (m)	SUCS	Material	Su (kPa)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ka
UG1D	0,0 – 3,0	-	Roca en transición	136	18	19,5	0,38
UG2	3,0 – 4,0	-	Regolito	-	-	-	-

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

La unidad geotécnica UG2 no fue investigada para este sitio en específico, porque la profundidad de investigación no logró detectarla.



Figura 7.1.87. Esquema de las Unidades Geotécnicas y detalle del sitio en el paso PRQ-1. (Coordenadas CRTM05 Norte 1091644 Este 498539).

Fuente: Cruz K. & Bonilla J. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

b) Paso PRQ-2 – Quebrada Mesas

En la quebrada Mesas con la investigación geotécnica se observaron tres capas de materiales, las cuales corresponden con las unidades UG2D, UG2E y UG4 según se muestra en la Figura 7.1.88. El Cuadro.7.1.81 presenta las propiedades geomecánicas de los materiales.

Cuadro.7.1.81. Propiedades de las Unidades Geotécnicas en el paso PRQ-2.

Unidad Geotécnica	Prof (m)	SUCS	Material	Su (kPa)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ka
UG2D	0 – 2,5	-	Relleno de aproximación (Arcilla)	177	18	19,5	0,38
UG2E	2,5 - 4,0	CH	Arcilla densa	285	18	19,5	0,38
UG4	4,0 – 5,0	-	Arenisca	-	-	-	-

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

La unidad geotécnica UG4 no se detectó en la investigada realizada.



Figura 7.1.88. Esquema de las Unidades Geotécnicas y detalle del sitio en el paso PRQ-2. (Coordenadas CRTM05 Norte 1091973 Este 497767).

Fuente: Cruz K. & Bonilla J. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

c) Paso PRQ-3 – Quebrada Honda

En este paso de quebrada Honda se observan dos capas de materiales, las cuales corresponden con las unidades UG5B y UG4 como se presenta en la Figura 7.1.89. El Cuadro.7.1.82 muestra las propiedades geomecánicas para cada unidad.

Cuadro.7.1.82. Propiedades de las Unidades Geotécnicas en el paso PRQ-3.

Unidad Geotécnica	Prof (m)	SUCS	Material	Su (kPa)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ka
UG5B	0,0 – 2,0	CH	Arcilla densa con arena	56	17	18,5	0.38
UG4	4,0 – 8,0	-	Arenisca	-	-	-	-

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

La investigación no alcanzó la unidad geotécnica UG4.



Figura 7.1.89. Esquema de las Unidades Geotécnicas y detalle del sitio en el paso PRQ-3. (Coordenadas CRTM05 Norte 1091968 Este 497628).

Fuente: Cruz K. & Bonilla J. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017)

d) Paso PRQ-4 – Quebrada Cuatro

De acuerdo con la investigación geotécnica en este paso de quebrada Cuatro se observaron tres capas de materiales, las cuales corresponden con las unidades UG1, UG2C y UG4, como se presenta en la Figura 7.1.90. En el Cuadro.7.1.83 se presentan las propiedades geomecánicas correspondientes.

Cuadro.7.1.83. Propiedades de las Unidades Geotécnicas en el paso PRQ-4.

Unidad Geotécnica	Prof (m)	SUCS	Material	Su (kPa)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ka
UG1	0 – 4,0	-	-	-	-	-	-
UG2C	4,0 - 6,0	MH	Limo elástico	72	18	19,5	0,38
UG4	6,0 – 8,0	-	-	-	-	-	-

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

La unidad geotécnica UG1 no fue investigada para este sitio en específico, porque el material se encuentra sobre el nivel de la futura excavación, y la UG4 no se alcanzó con la exploración realizada.

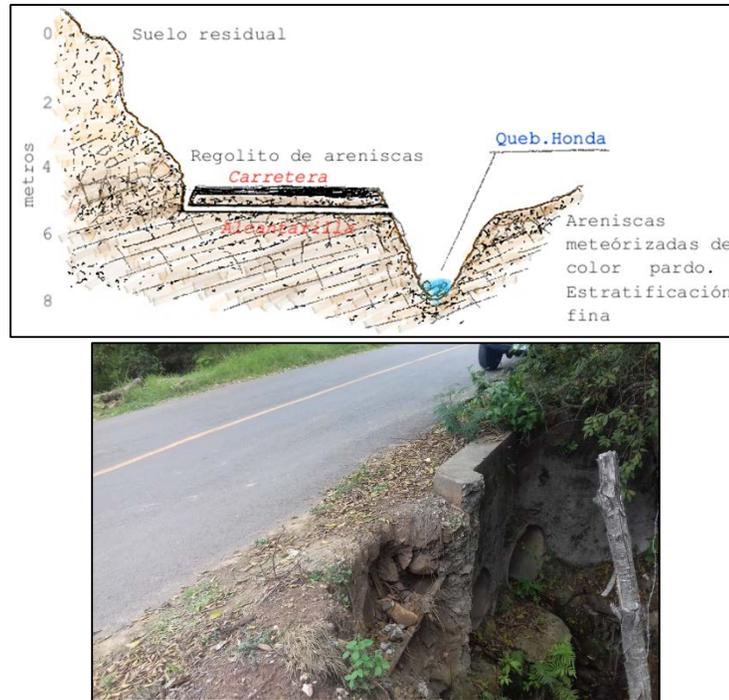


Figura 7.1.90. Esquema de las Unidades Geotécnicas y detalle del sitio en el paso PRQ-4. (Coordenadas CRTM05 Norte 1092041 Este 497236).

Fuente: Cruz K. & Bonilla J. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

e) Paso PRQ-5 – Quebrada Aguacate

La investigación geotécnica en la quebrada Aguacate identificó tres capas de materiales, las cuales se asocian a las unidades UG5C, UG5D y UG4D. En la Figura 7.1.91 se presenta un esquema de las unidades. En el Cuadro.7.1.84 se muestran las propiedades de los materiales en este paso.

Cuadro.7.1.84. Propiedades de las Unidades Geotécnicas en el paso PRQ-5.

Unidad Geotécnica	Prof (m)	SUCS	Material	Su (kPa)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ka
UG5C	0,0 – 1,5	-	Relleno contaminado con lastre	115	18	19,5	0,38
UG5D	1,5 – 2,5	CL	Arcilla ligera	215	18	19,5	0,38
UG4D	2,5 – 3,0	CL	Arcilla ligera	206	18	19,5	0,38

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).



Figura 7.1.91. Esquema de las Unidades Geotécnicas y detalle del sitio en el paso PRQ-5. (Coordenadas CRTM05 Norte 1091915 Este 496431).

Fuente: Cruz K. & Bonilla J. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

f) Paso PRQ-6 – Quebrada Salitrillo

De acuerdo con la investigación geotécnica, en la quebrada Salitrillo se observaron tres capas de materiales las cuales corresponden con la UG5B, UG5E y UG4D, como se presenta en la Figura 7.1.92. En el Cuadro.7.1.85 se presentan las propiedades geomecánicas correspondientes.

Cuadro.7.1.85. Propiedades de las Unidades Geotécnicas en el paso PRQ-6

Unidad Geotécnica	Prof (m)	SUCS	Material	Su (kPa)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ka
UG5B	0,0 – 1,5	-	Relleno contaminado	55	17	18,5	0,38
UG5E	1,5 – 2,5	CL	Arcilla ligera con arena	187	18	19,5	0,38
UG4D	2,5 – 4,0	CL	Arcilla ligera con arena	446	18	19,5	0,38

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).



Figura 7.1.92. Esquema de las Unidades Geot3cnicas y detalle del sitio en el paso PRQ-6. (Coordenadas CRTM05 Norte 1091755 Este 496302).

Fuente: Cruz K. & Bonilla J. (2017), a partir de Centro de Servicio Dise1o (2017).

g) Paso PRQ-7 – Sin nombre

En este paso PRQ-7 se observaron tres capas de materiales, las cuales corresponden con las unidades UG1, UG2 y UG6, seg1n se presenta en la Figura 7.1.93. En el Cuadro.7.1.86 se presentan las propiedades geomec3nicas de los materiales.

Cuadro.7.1.86. Propiedades de las Unidades Geot3cnicas en el paso PRQ-7.

Unidad Geot3cnica	Prof (m)	SUCS	Material	Su (kPa)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ka
UG5C	0,0 – 1,0	-	Relleno contaminado	75	18	19,5	0,38
UG5A	1,0 – 1,5	CL	Arcilla ligera arenosa	22,5	15	16,5	0,38
UG5E	1,5 – 2,5	CL	Arcilla ligera arenosa	232	18	19,5	0,38

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Dise1o (2017).



Figura 7.1.93. Esquema de las Unidades Geotécnicas y detalle del paso PRQ-7. (Coordenadas CRTM05 Norte 1091732 Este 496237).

Fuente: Cruz K. & Bonilla J. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

h) Paso PRQ-8 – Damas

En este punto del río Damas la investigación geotécnica estableció dos capas de materiales, las cuales corresponden con las unidades UG5C y UG4, como se presenta en la Figura 7.1.94. El Cuadro.7.1.87 muestra las propiedades de los materiales.

Cuadro.7.1.87. Propiedades de las Unidades Geotécnicas en el PRQ-8.

Unidad Geotécnica	Prof (m)	SUCS	Material	Su (kPa)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ka
UG5C	0,0 – 4,0	CL	Arcilla ligera con arena	90	18	19,5	0,38
UG4	4,0 – 6,0	-	Arenisca	-	-	-	-

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

La unidad geotécnica UG4 no fue investigada debido a que la exploración realizada no lo permitió.

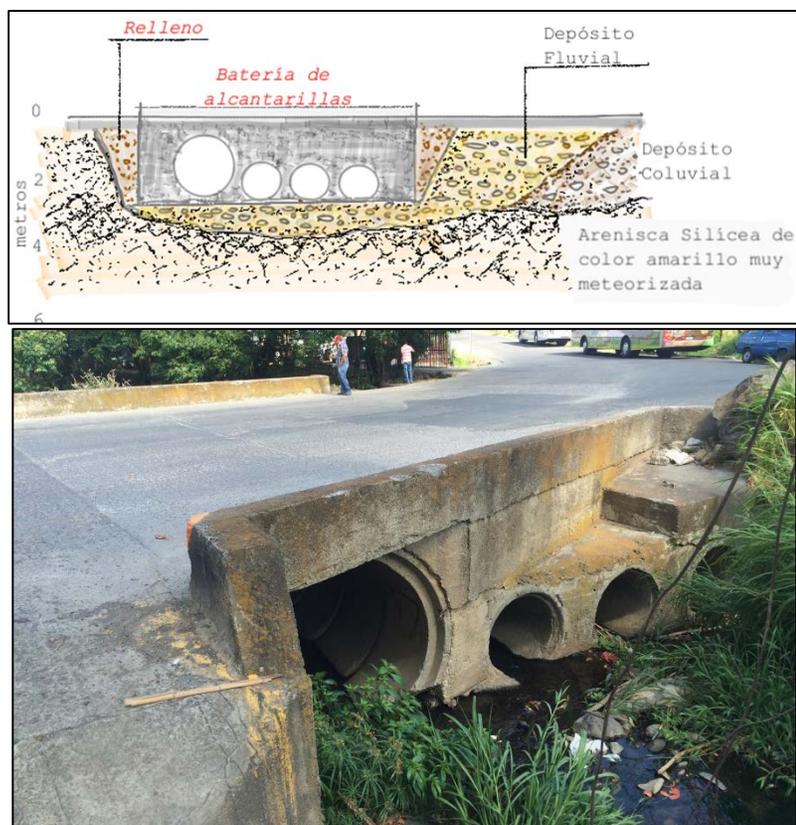


Figura 7.1.94. Esquema de las Unidades Geotécnica en el paso PRQ-8. (Coordenadas CRTM05 Norte 1090891 Este 496132).

Fuente: Cruz K. & Bonilla J. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

i) Paso PRQ-13 – Río Jorco

Como se muestra en la Figura 7.1.95, en este paso del río Jorco se tienen areniscas de buena condición física en la margen izquierda, y rellenos coluviales en la margen derecha. Estos coluvios tienen una matriz limosa que corresponde con la unidad UG5B. En el Cuadro.7.1.88 se presenta las propiedades geomecánicas de la matriz.

Cuadro.7.1.88. Propiedades de la Unidad Geotécnica en el paso PRQ-13.

Unidad Geotécnica	Prof (m)	SUCS	Material	Su (kPa)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ka
UG5B	0,0 – 2,0	MH	Limo elástico	51	17	18,5	0,38

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

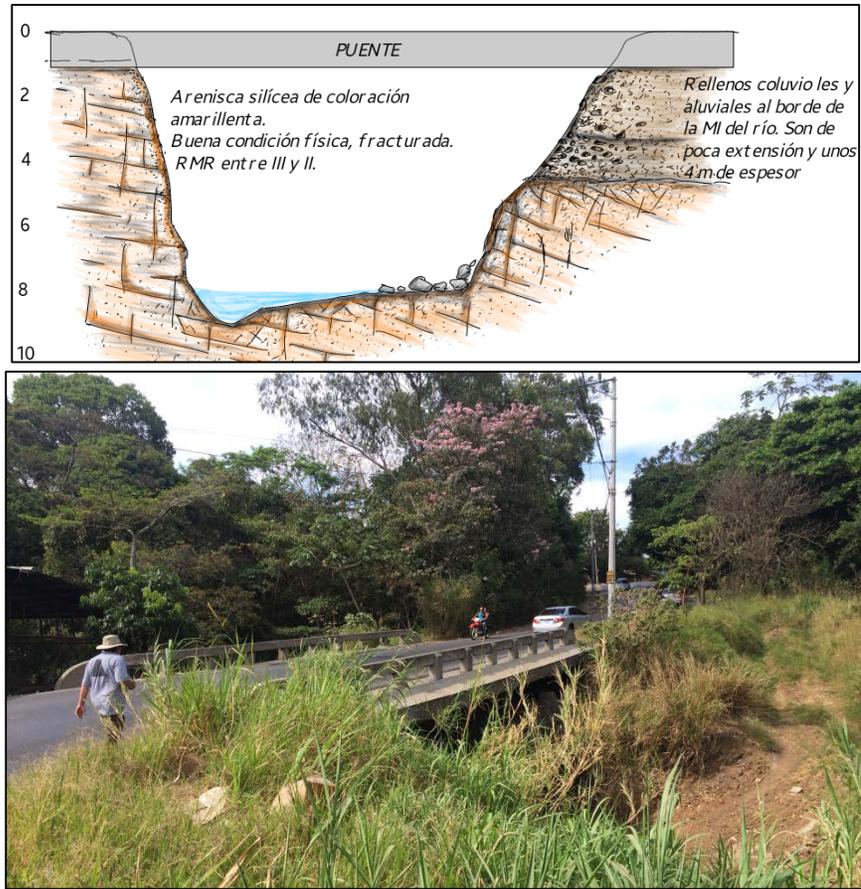


Figura 7.1.95. Esquema de Unidades Geotécnicas y detalle del sitio en el paso PRQ-13. (Coordenadas CRTM05 Norte 1090603 Este 493642).

Fuente: Cruz K. & Bonilla J. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

j) Paso PRQ-14 – Río Jorco

En el paso PRQ-14 del río Jorco la investigación geotécnica permitió establecer una única capa de material, la cual corresponde con la unidad UG1E, como se presenta en la Figura 7.1.96. En el Cuadro.7.1.89 se presentan las propiedades geomecánicas de esta unidad.

Cuadro.7.1.89. Propiedades de la Unidad Geotécnica en el paso PRQ-14.

Unidad Geotécnica	Prof (m)	SUCS	Material	Su (kPa)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ka
UG1E	0,0 – 2,0	ML	Limo con arena	267	18	19,5	0,38

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

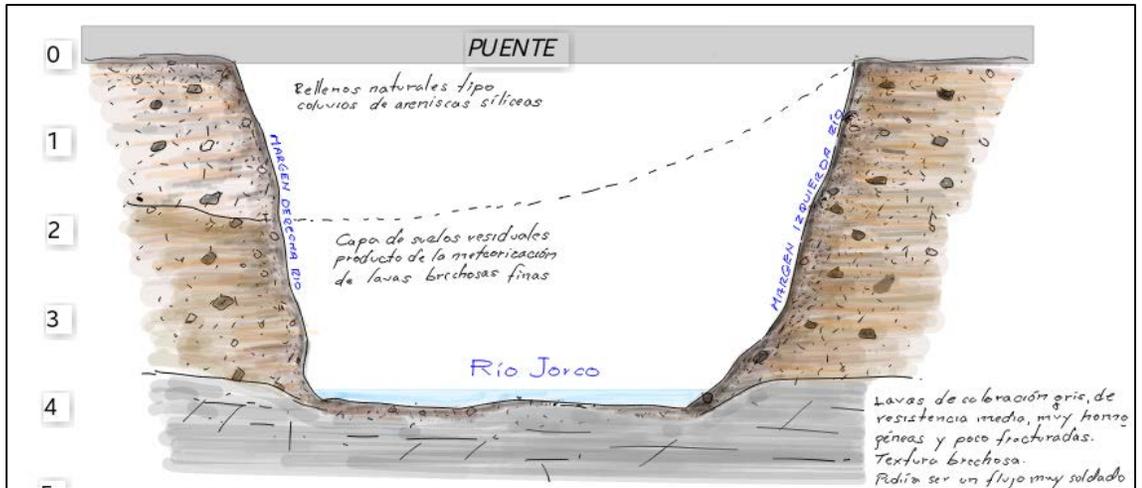


Figura 7.1.96. Detalle del sitio PRQ-14. (Coordenadas CRTM05 Norte 1092370 Este 492321).
Fuente: Cruz K. & Bonilla J. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

k) Paso PRQ-15 – Sin nombre

Del sondeo realizado se observó un único material en toda la profundidad, el cual se asocia con la unidad UG1A, como se presenta en la Figura 7.1.97. Las propiedades geomecánicas de esta unidad se presentan en el Cuadro.7.1.90.

Cuadro.7.1.90. Propiedades de la Unidad Geotécnica en el paso PRQ-15.

Unidad Geotécnica	Prof (m)	SUCS	Material	Su (kPa)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ka
UG1A	0,0 – 6,5	CL	Arcilla ligera con arena	22	15	16,5	0,38

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).



Figura 7.1.97. Detalle del sitio PRQ-15. (Coordenadas CRTM05 Norte 1092534 Este 491869).
Fuente: Cruz K. & Bonilla J. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

I) Paso PRQ-16 – Río Damas

En el sondeo realizado en el río Damas se detectaron tres capas de materiales, las cuales se asocian con las unidades UG1A, UG6D y UG1D, como se muestra en la Figura 7.1.98. En el Cuadro.7.1.91 se presenta las propiedades geomecánicas de estos materiales.

Cuadro.7.1.91. Propiedades de las Unidades Geotécnicas en el paso PRQ-16.

Unidad Geotécnica	Prof (m)	SUCS	Material	ϕ °	Su (kPa)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	Ka
UG1A	0,0 – 1,5	-	Relleno de aproximación	-	-	-	-	-
UG6D	1,5 – 4,5	SC	Arena arcillosa con grava	25	-	18	19,5	0,39
UG1D	4,5 – 5,0	SM	Arena limosa	-	176	18	19,5	0,38

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

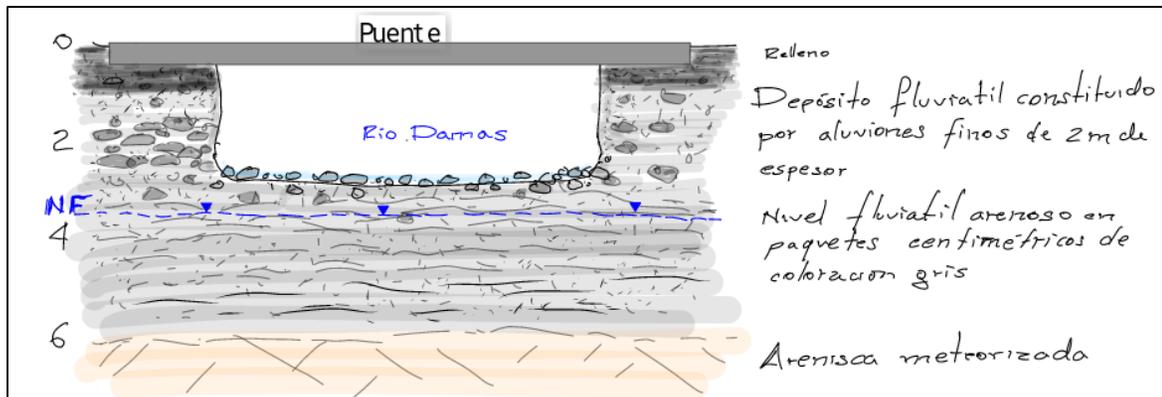


Figura 7.1.98. Detalle del sitio PRQ-16. (Coordenadas CRTM05 Norte 1092345 Este 496098).
Fuente: Cruz K. & Bonilla J. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

m) Paso PRQ-17 – Río Damas

De acuerdo con la investigación realizada en el paso PRQ-17 del río Damas se observaron dos capas de materiales, asociadas con las unidades UG1B y UG1D, como se presenta en la Figura 7.1.99. En el Cuadro.7.1.92 se presentan las propiedades geomecánicas de los materiales.

Cuadro.7.1.92. Propiedades de las Unidades Geotécnicas en el paso PRQ-17.

Unidad Geotécnica	Prof (m)	SUCS	Material	Su (kPa)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ka
UG1B	0,0 – 4,0	SC / SM	Arena arcillosa / Arena limosa	56 - 50	17	18,5	0,38
UG1D	4,0 -4,5	SM	Arena limosa	225	18	19,5	0,38

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

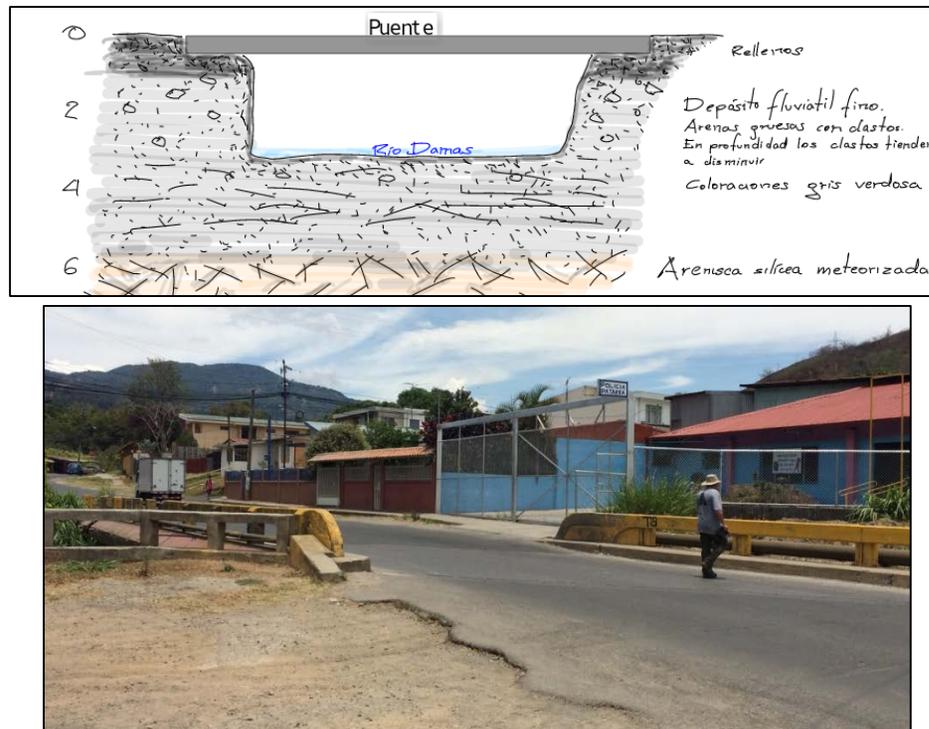


Figura 7.1.99. Detalle del sitio PRQ-17. (Coordenadas CRTM05 Norte 1092542 Este 496141).
Fuente: Cruz K. & Bonilla J. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017)

n) Paso PRQ-18 – Río Damas

La investigación geotécnica en el paso PRQ-18 detectó una unidad geotécnica, la cual corresponde con la UG1B. En la Figura 7.1.100 se muestra la estructura existente en este sitio. El Cuadro.7.1.93 muestra las propiedades geomecánicas de este material.

Cuadro.7.1.93. Propiedades geomecánicas de Unidades Geotécnicas, PRQ-18.

Unidad Geotécnica	Prof. (m)	SUCS	Material	Su (kPa)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ka
UG1B	0,0 – 2,5	-	Relleno	39	17	18,5	0,38
UG1B	2,5 – 5,0	SC / CL	Arena limosa / Arcilla ligera arenosa	36	17	18,5	0,38

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

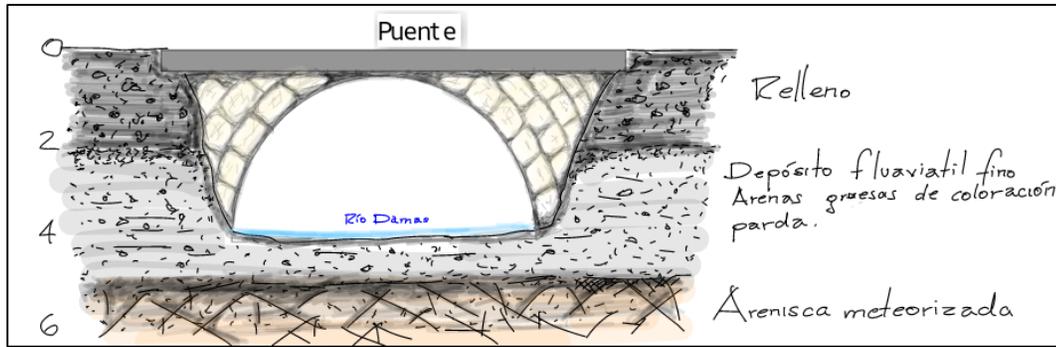


Figura 7.1.100. Detalle del sitio en paso PRQ-18. (Coordenadas CRTM05 Norte 1092977 Este 495999).

Fuente: Cruz K. & Bonilla J. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

o) Paso PRQ-19 – Río Damas

De acuerdo con la investigación geotécnica se observó una capa de material, la cual corresponden con la unidad UG1B. En la Figura 7.1.101 se muestra una vista de este sitio. En el Cuadro.7.1.94 se presentan las propiedades geomecánicas del material.

Cuadro.7.1.94. Propiedades de la Unidad Geotécnica en el paso PRQ-19.

Unidad Geotécnica	Prof (m)	SUCS	Material	Su (kPa)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ka
UG1B	0,0 – 5,0	MH	Limo elástico	37,5	17	18,5	0,38

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).



Figura 7.1.101. Detalle del sitio en el paso PRQ-19. (Coordenadas CRTM05 Norte 1094443 Este 495098).

Fuente: Cruz K. & Bonilla J. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

p) Paso PRQ-20 – Río Tiribí

De acuerdo con la investigación geotécnica en el río Tiribí, se lograron detectar dos capas de materiales, las cuales se asocian con las unidades UG1C y UG1D. En la Figura 7.1.102 se muestra un detalle de este sitio. El Cuadro.7.1.95 presenta las propiedades geomecánicas de estos materiales.

Cuadro.7.1.95. Propiedades de las Unidades Geotécnicas en el paso PRQ-20.

Unidad Geotécnica	Prof. (m)	SUCS	Material	Su (kPa)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ka
UG1C	0,0 – 3,5	-	Relleno	95,4	18	19,5	0,38
UG1D	3,5 - 4,0	ML	Limo arenoso	165	18	19,5	0,38

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

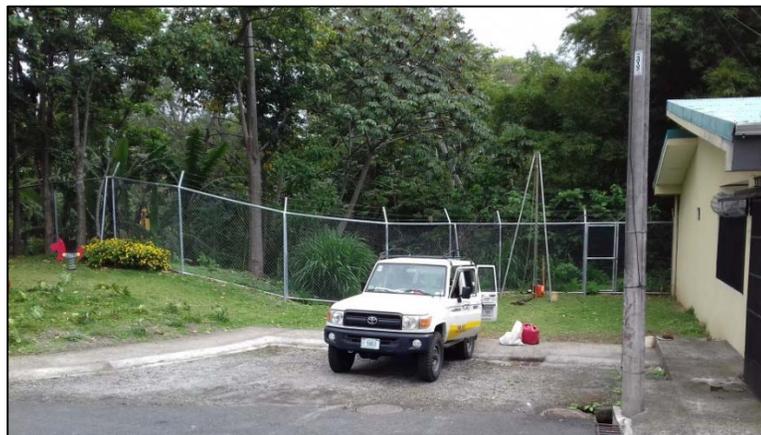


Figura 7.1.102. Detalle del sitio en el paso PRQ-20. (Coordenadas CRTM05 Norte 1095480 Este 496345).

Fuente: Cruz K. & Bonilla J. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

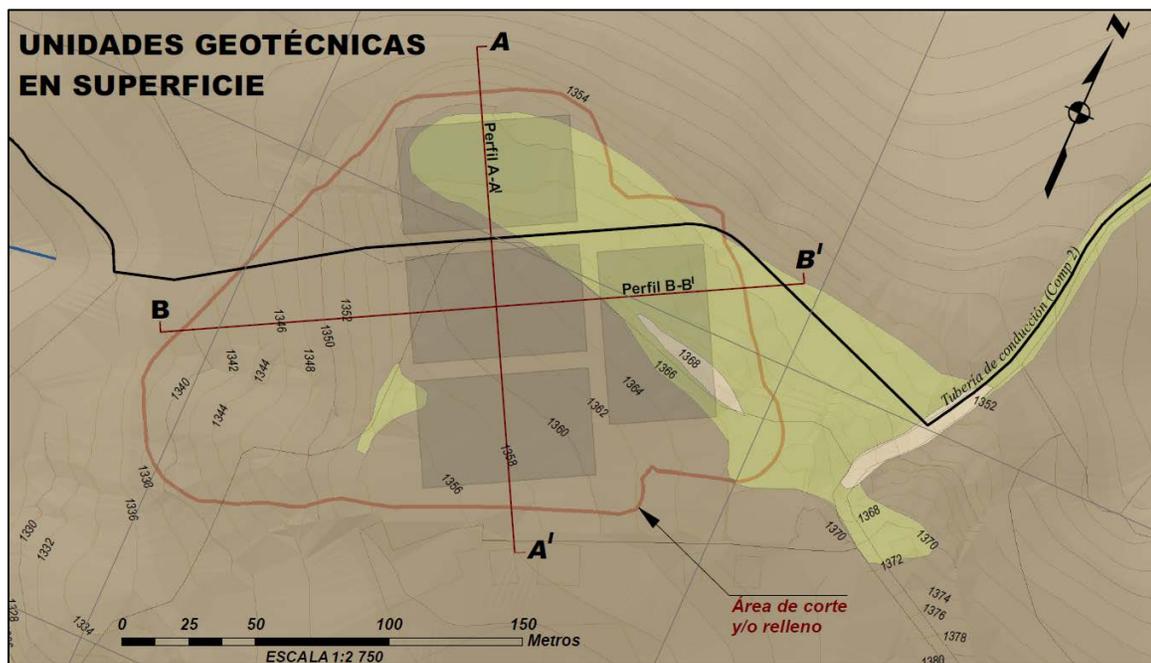
- **Tanques Jesús de Praga**

De la investigación realizada en el sitio de Tanques Jesús de Praga, se detectaron tres materiales diferentes: una primera capa de suelo residual asociada las unidades UG1C y UG1D, una segunda capa de material regolítico que corresponde a las unidades UG2D y UG2E, y una última capa de roca sedimentaria asociada a la unidad UG7. En la Figura 7.1.103, se presenta una vista en planta de la distribución de las unidades geotécnicas. En el Cuadro.7.1.96 se muestran las propiedades de dichas unidades.

Cuadro.7.1.96. Propiedades de las Unidades Geotécnicas en el Tanque Jesús de Praga.

Unidad Geotécnica	Espesor (m)	Litología	Su (kPa)		□ _{nat} (kN/m ³)	□ _{sat} (kN/m ³)	Cohesión (KPa)	Φ (°)	E (MPa)
			Min	Max					
UG1C – UG1D	0,0 – 3,0	Suelos residuales	60	225	18	19,5	-	-	211
UG2D – UG2E	0,5 – 2,5	Regolito	113	375	18	19,5	-	-	287
UG7	-	Roca sedimentaria	-		19,5	20,0	480 - 959	13	225 - 451

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).



	Suelo residual
	Regolito
	Roca sedimentaria

Figura 7.1.103. Unidades geotécnicas en superficie en el sitio Tanque Jesús de Praga.

Fuente: Cruz K. & Bonilla J. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

4. Análisis geotécnico

▪ Capacidad de soporte y asentamientos en estaciones de válvulas

Los análisis de capacidad de soporte para las estaciones de válvulas se realizaron para cimentaciones rectangulares con las siguientes dimensiones: para la estación de válvulas Damas 20 m de ancho por 45 m de largo, para la estación de válvulas Jorco 12,5 m de ancho por 43 m de largo y para la estación de válvulas Fátima y Hacienda Vieja 15 m de ancho por 35 m de largo; para todas las estaciones se consideraron niveles de desplante (Df) que variaron entre 2,0 m y 4,0 m de profundidad. De acuerdo a los análisis de Ingeniería Estructural las losas continuas transmitirían una presión de 18,6 kPa para la estación Damas, de 25,5 kPa para Jorco y de 27,5 kPa para Fátima y Hacienda Vieja. Para las placas corridas se analizó un ancho de 2,0 m y niveles de desplante entre 0,5 m y 2,0 m profundidad. Además, para las placas corridas en las estaciones la presión a transmitir es de 93,2 kPa. Todos los valores de presiones que transmitirán las estructuras son inferiores a la capacidad admisible.

Con respecto a la estimación de asentamientos se realizó el análisis para diferentes esfuerzos que podrían transmitir al terreno las estructuras de las estaciones. Los esfuerzos utilizados fueron 50 kPa, 100 kPa, 150 kPa y 200 kPa. Es importante destacar que de acuerdo a las necesidades estructurales puede ser necesario realizar un relleno de sustitución para disminuir los asentamientos. El espesor requerido del relleno de sustitución debe ser valorado en la etapa de diseño final. A continuación, se presentan los resultados de capacidad de soporte y asentamientos para cada una de las estaciones de válvulas.

a. Estación de válvulas Damas

La Figura 7.1.104 y la Figura 7.1.105 muestran los resultados de capacidad soportante de la estación de válvulas Damas. Por su parte la Figura 7.1.106 detalla los resultados de asentamientos correspondientes con este sitio.

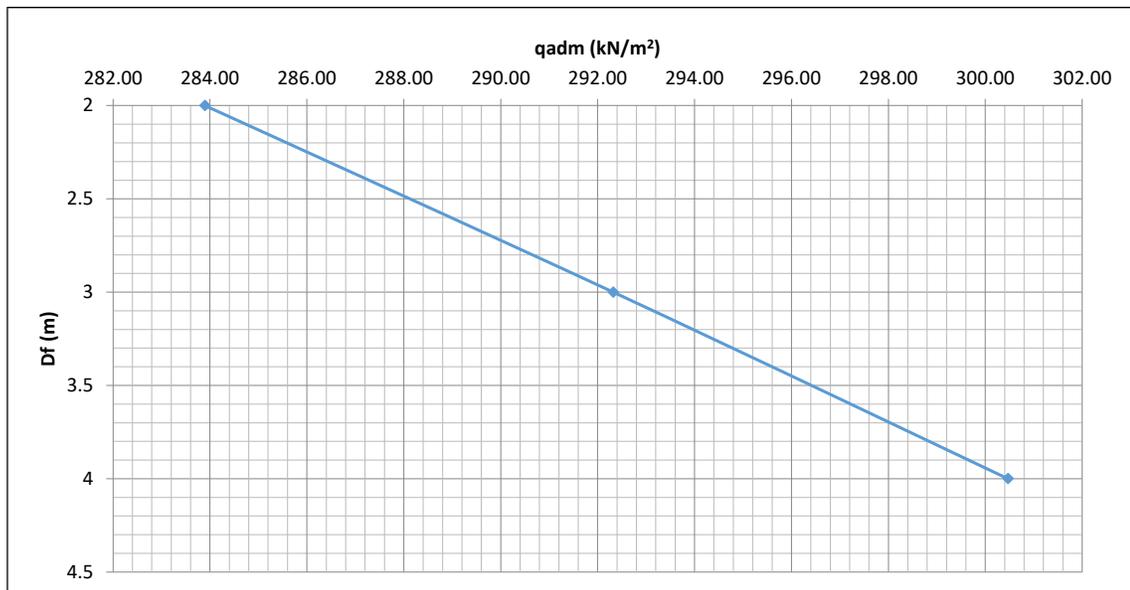


Figura 7.1.104. Capacidad de soporte para la cimentación rectangular en la estación de válvulas Damas.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

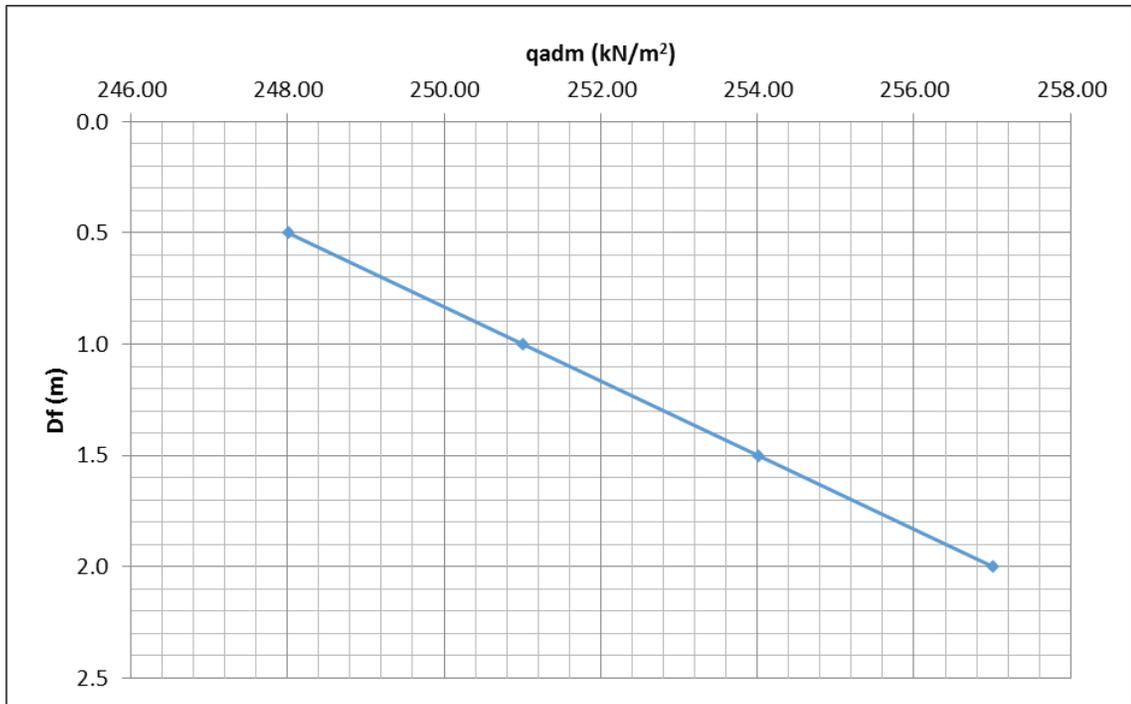


Figura 7.1.105. Capacidad de soporte para placa corrida en la estación de válvulas Damas.
Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

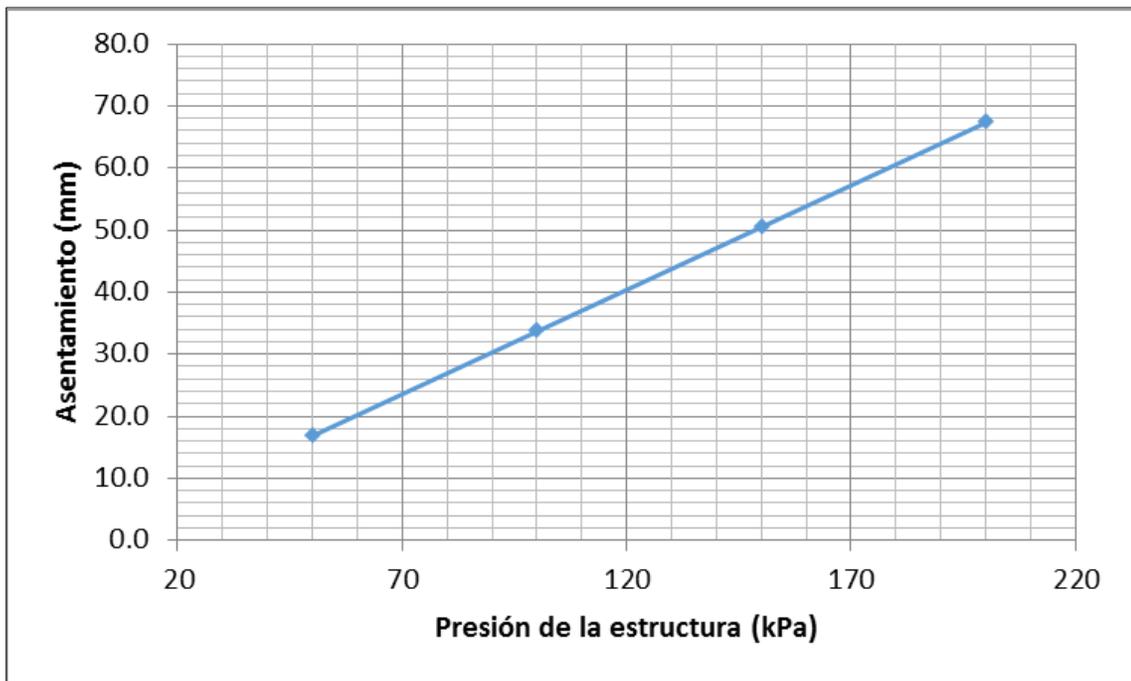


Figura 7.1.106. Asentamientos en la estación válvulas Damas.
Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

b. Estación de válvulas Jorco

La Figura 7.1.111 y la Figura 7.1.112 muestran los resultados de capacidad soportante de la estación de válvulas Jorco. Por su parte la Figura 7.1.113 detalla los resultados de asentamientos correspondientes con este sitio.

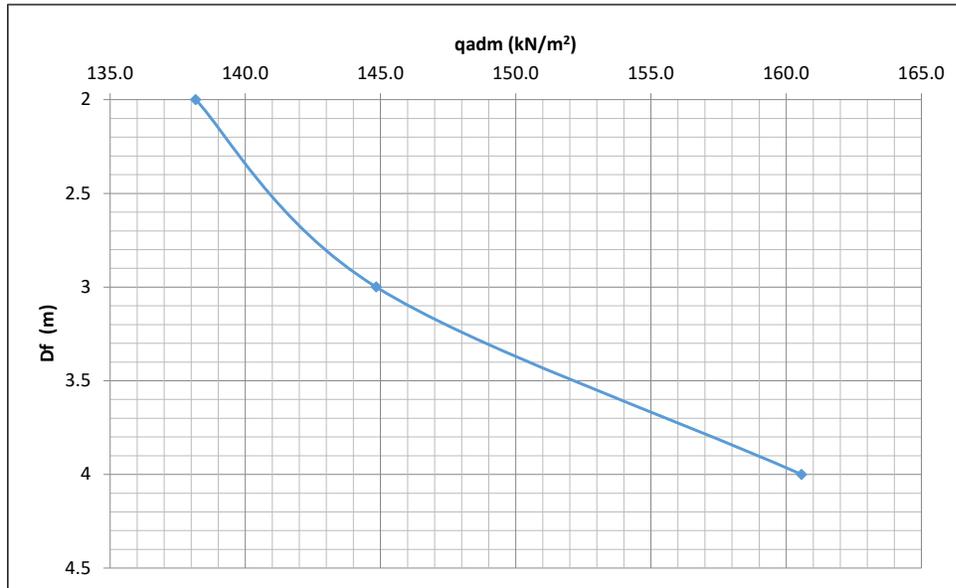


Figura 7.1.107. Capacidad de soporte versus nivel de desplante, cimentación rectangular estación de válvulas Jorco.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

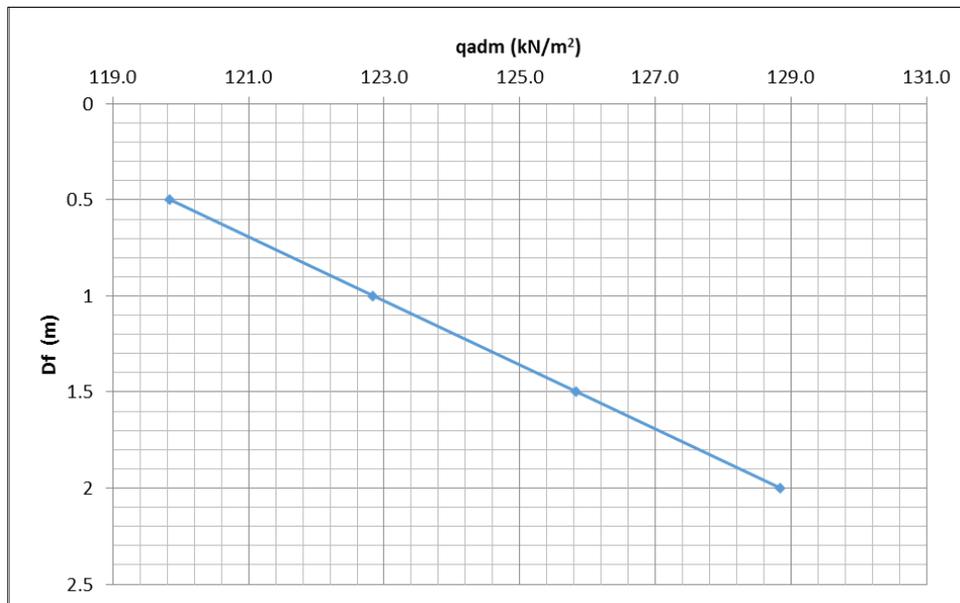


Figura 7.1.108. Capacidad de soporte versus nivel de desplante, placa corrida estación de válvulas Jorco.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

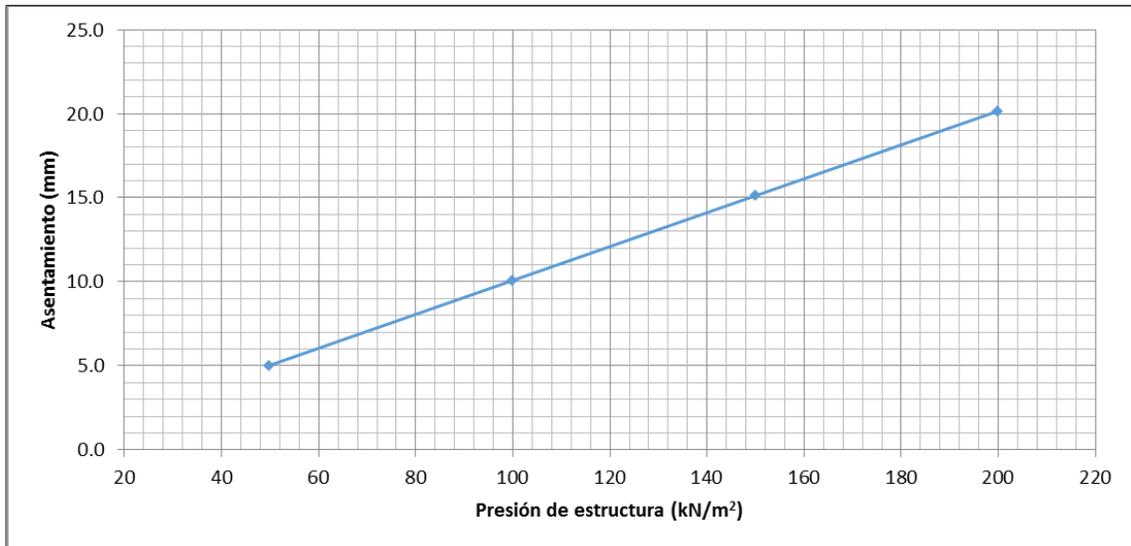


Figura 7.1.109. Asentamientos versus carga que transmitirá la estructura, Estación de Válvulas Jorco.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

c. Estación de válvulas Fátima

La Figura 7.1.110 y la Figura 7.1.111 muestran los resultados de capacidad soportante de la estación de válvulas Fátima. Por su parte la Figura 7.1.112 detalla los resultados de asentamientos correspondientes con este sitio.

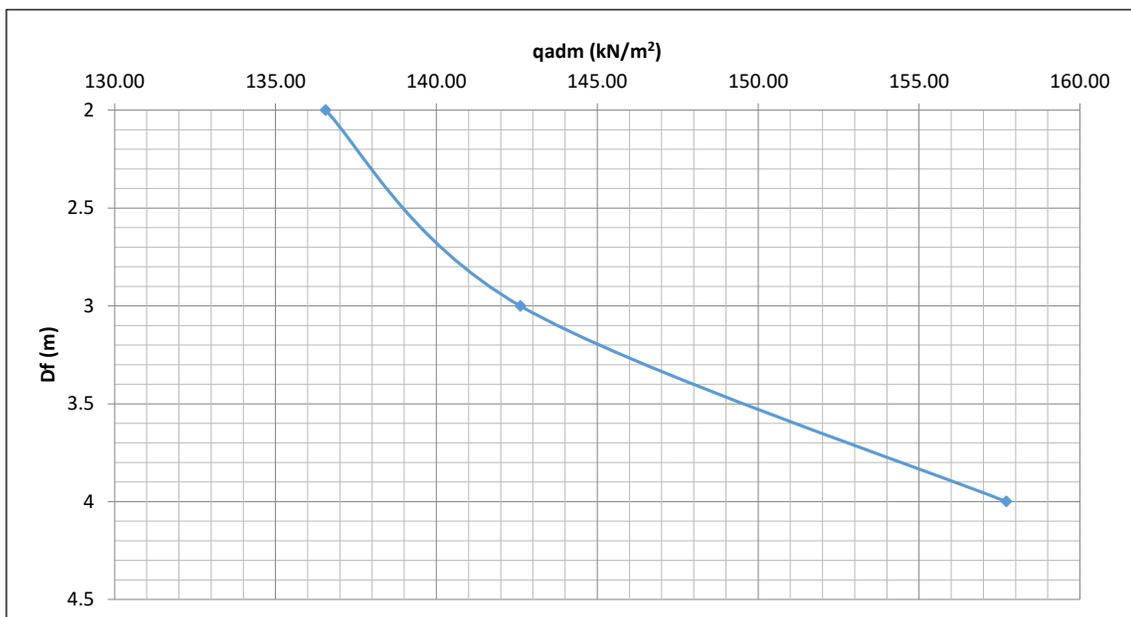


Figura 7.1.110. Capacidad de soporte versus nivel de desplante, cimentación rectangular estación de válvulas Fátima.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

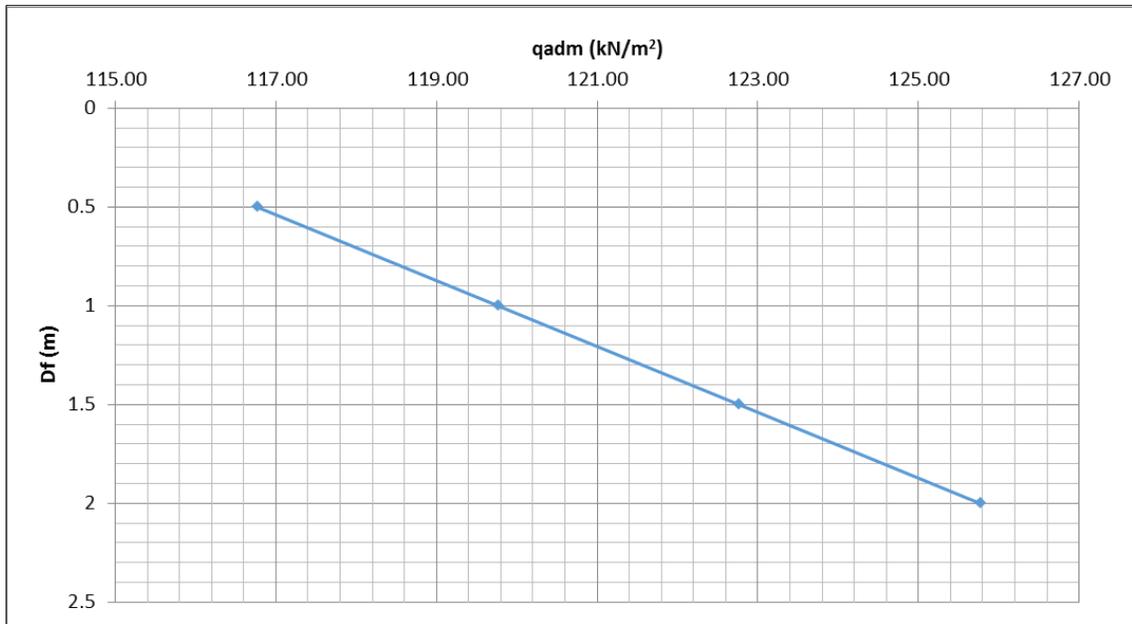


Figura 7.1.111. Capacidad de soporte versus nivel de desplante, placa corrida estación de válvulas Fátima.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

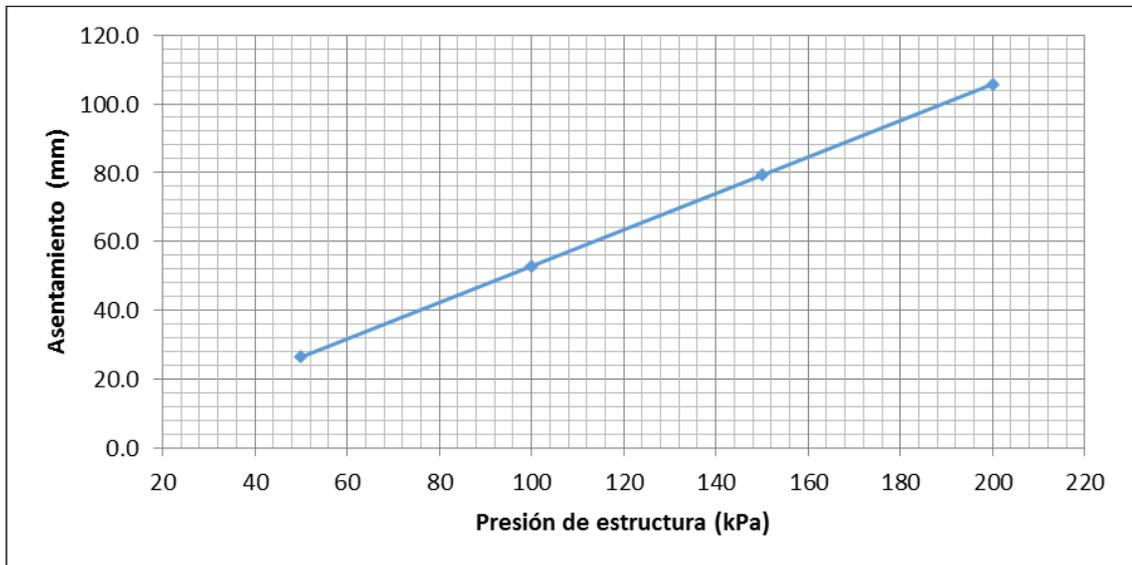


Figura 7.1.112. Asentamientos versus carga que transmitirá la estructura, Estación de Válvulas Fátima.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

- **Capacidad de soporte y asentamientos en el Tanque Jesús de Praga**

La topografía natural del sitio de tanque es plana, está compuesta por dos terrazas con una diferencia de nivel de 5 m aproximadamente.

Con respecto a la estabilidad de la zona no se observan evidencias que indiquen posibles mecanismos de falla.

A su vez debido a la presencia de roca sedimentaria detectada por los sondeos geofísicos, en general el material del sitio presenta condiciones geomecánicas favorables para la construcción de los tanques (excavación y cimentación), ya que la consistencia del material sobre el cual se fundarán las estructuras es muy compacta. Quedará para una etapa posterior realizar los análisis correspondientes para verificar tal condición.

Para el análisis de capacidad de soporte se evaluó una cimentación de 35.0 m de ancho y 60.0 m de largo. Para este tanque se analizaron diferentes niveles de desplante (Df), desde los 0.5 m hasta 1.5 m de profundidad, por lo tanto, de acuerdo al movimiento de tierras requerido el tanque quedaría cimentado sobre la roca sedimentaria, la cual se estima que tiene capacidad de soporte entre 4260 kPa a 4340 kPa. En la Figura 7.1.113 se muestra la variación de la capacidad de soporte con el nivel de desplante.

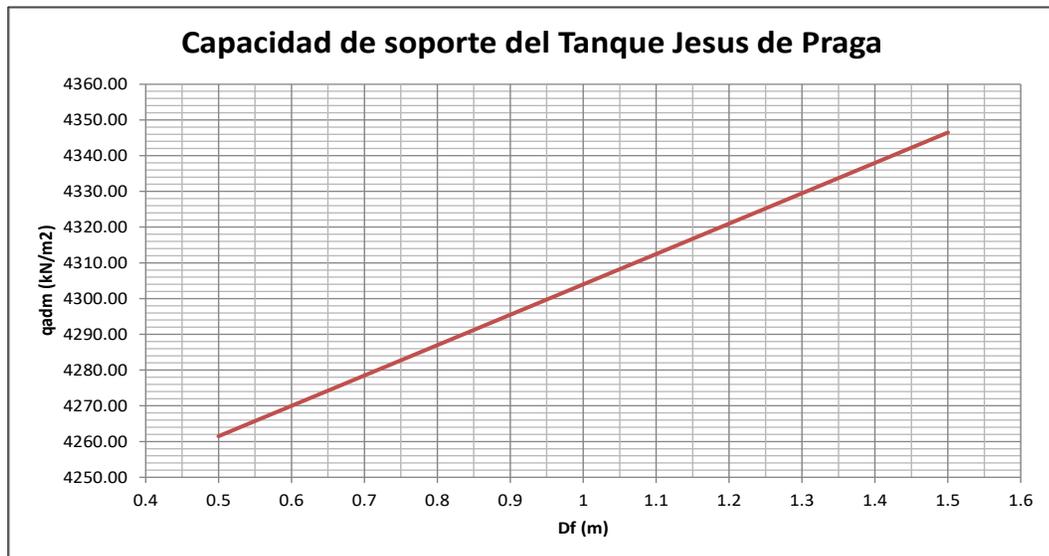


Figura 7.1.113. Variación de la capacidad de soporte con el nivel de desplante en el sitio del Tanque Jesús de Praga.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

Con respecto a los posibles asentamientos, se estiman entre los 3.3 mm a 6.6 mm. Para uniformizar la superficie a nivel de desplante se puede colocar un relleno de lastre compactado con un espesor de 0,30 m.

- **Capacidad de soporte y asentamientos en pasos de ríos y quebradas**

En los pasos de ríos y quebradas se consideró la estructura tipo puente tubo, con cimientos superficiales. El análisis de capacidad de soporte se realizó con una profundidad de desplante (Df) variable, entre 0,5 m y 2,0 m, tanto para cimentaciones cuadradas con dimensiones entre los 0,5 m y 2,0 m, como para cimentaciones rectangulares con una relación largo/ancho de 1,5.

En general se puede concluir que con base en las características de los materiales y a la carga que transmitirán las cimentaciones superficiales, entre 30 kN/m^2 y 50 kN/m^2 , se considera que la capacidad de carga en la mayoría de los casos es apta para la construcción de cimentaciones superficiales, así como que los asentamientos no serán significativos.

En este tipo de cimentaciones se recomienda colocar por debajo del nivel de desplante una capa de 0.3 m de espesor de material de relleno, para uniformizar la superficie sobre la cual se va a colocar la tubería, con un ancho del espesor de la zanja más de 0.3 m a cada lado.

A continuación, se presentan los resultados de capacidad de soporte (Figura 7.1.114 a la Figura 7.1.145).

a) Paso PRQ-1 – Quebrada Picado

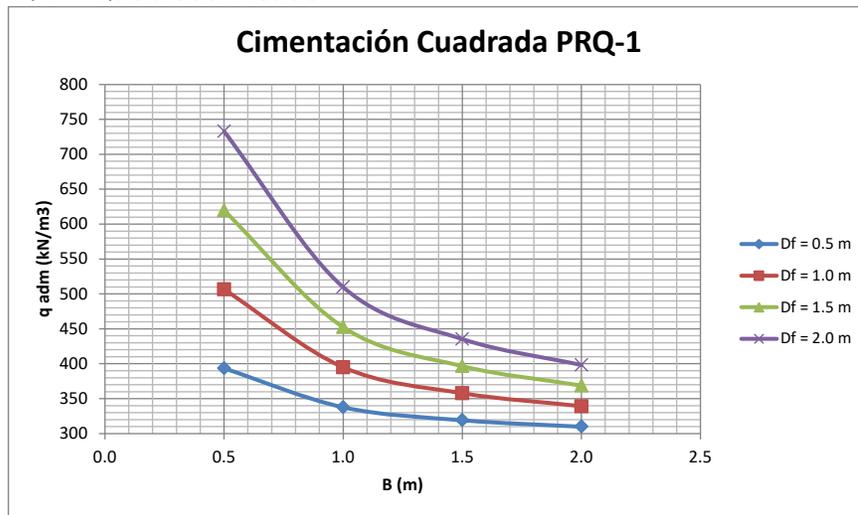


Figura 7.1.114. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación cuadrada PRQ-1.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

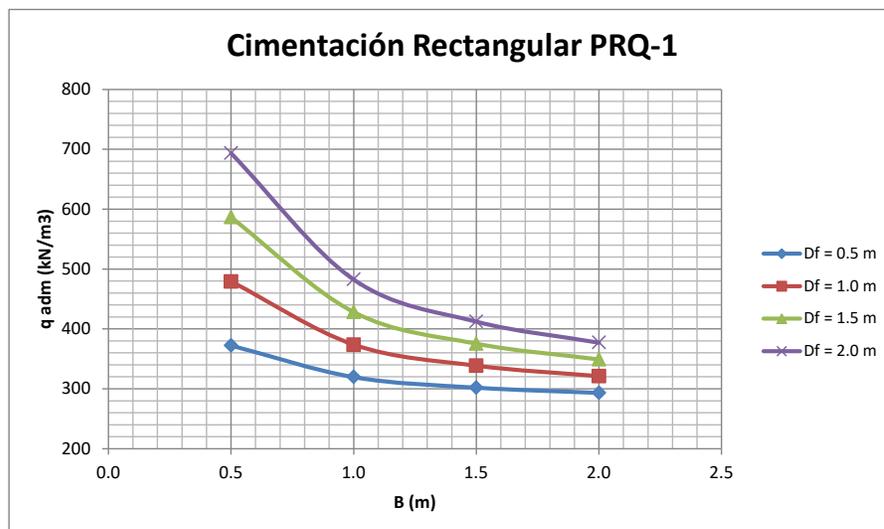


Figura 7.1.115. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación rectangular PRQ-1.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

b) Paso PRQ-2 – Quebrada Mesas

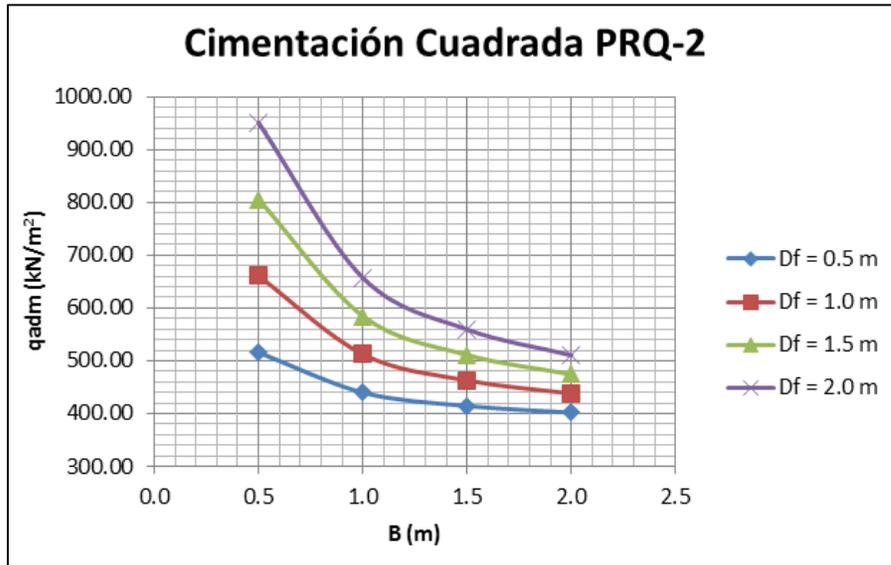


Figura 7.1.116. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación cuadrada PRQ-2.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

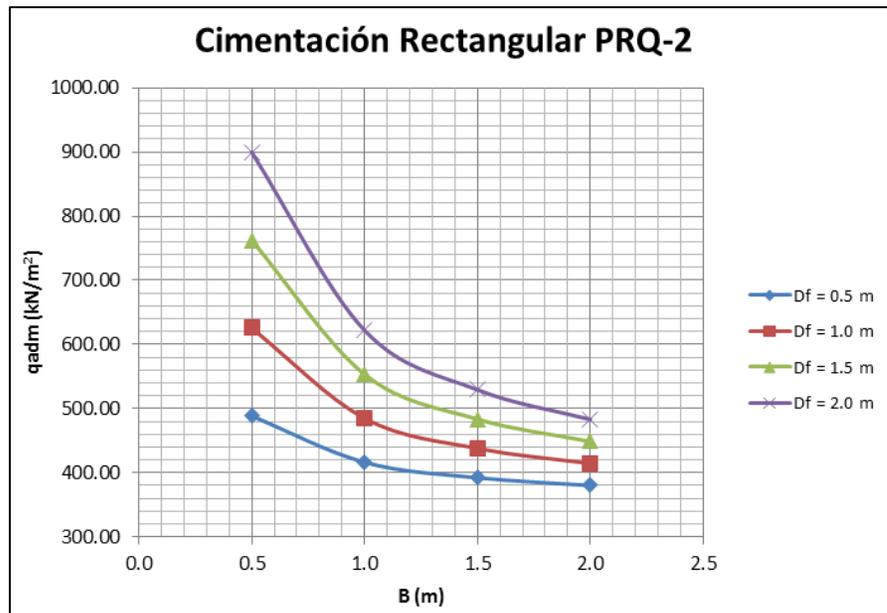


Figura 7.1.117. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación rectangular PRQ-2.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

c) Paso PRQ-3 – Quebrada Honda

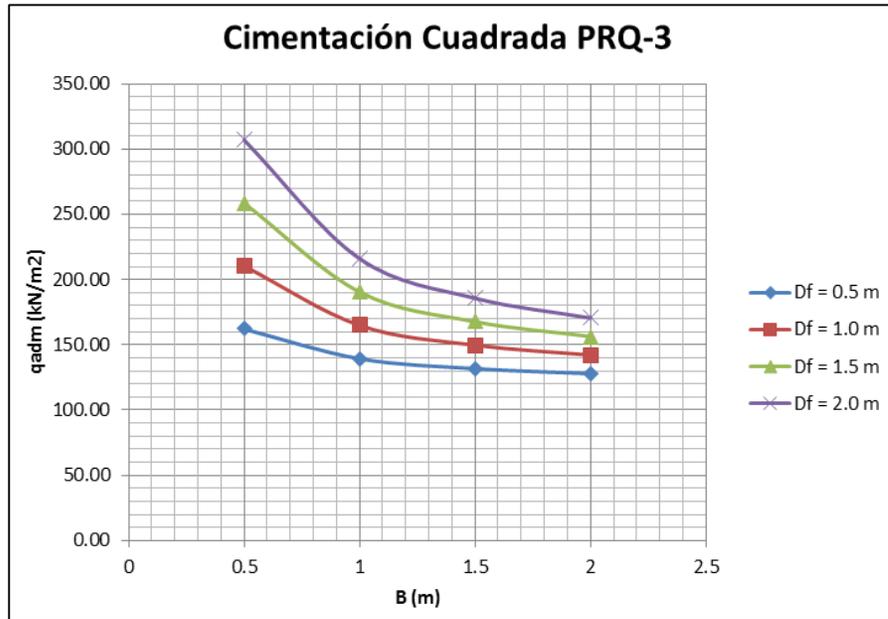


Figura 7.1.118. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación cuadrada PRQ-3.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

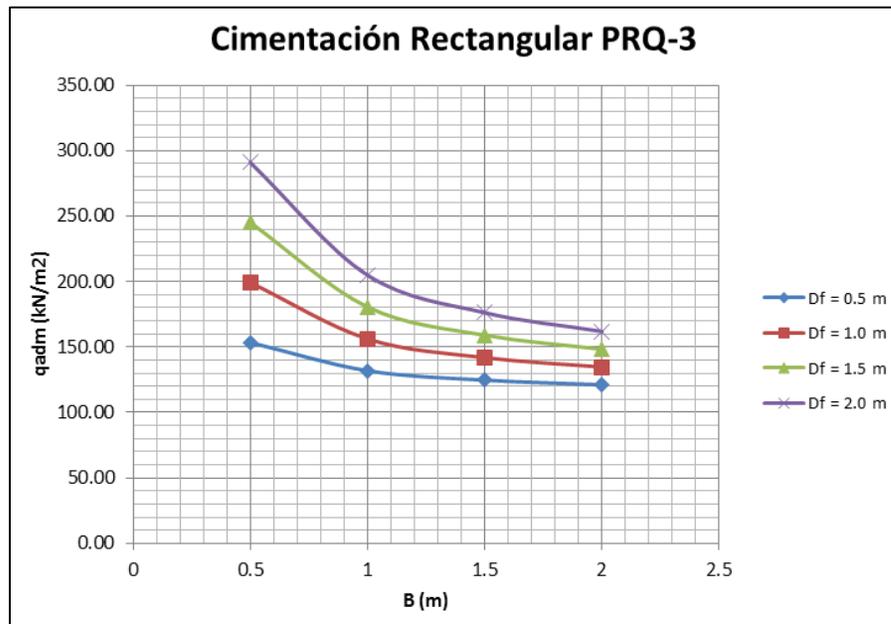


Figura 7.1.119. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación rectangular PRQ-3.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

d) Paso PRQ-4 – Quebrada Cuatro

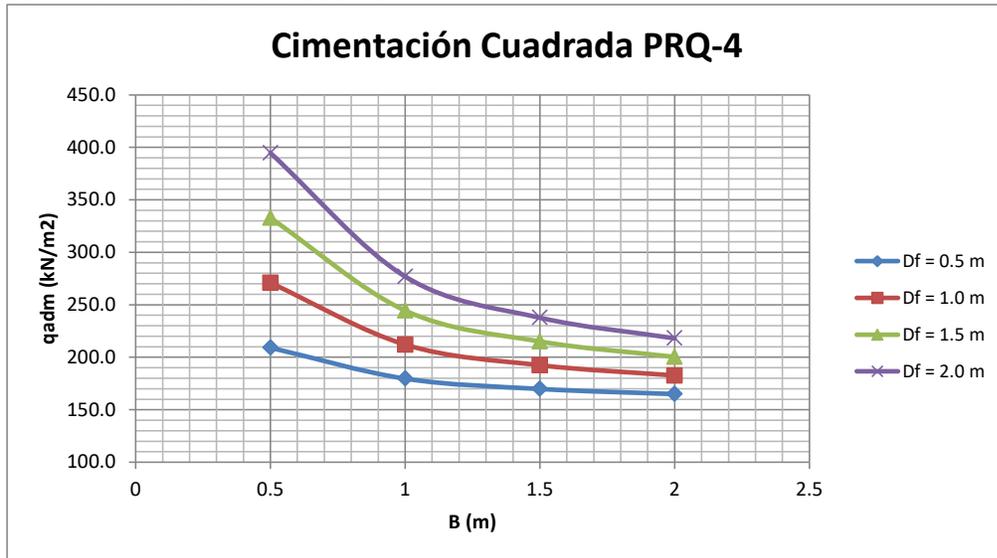


Figura 7.1.120. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación cuadrada PRQ-4.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

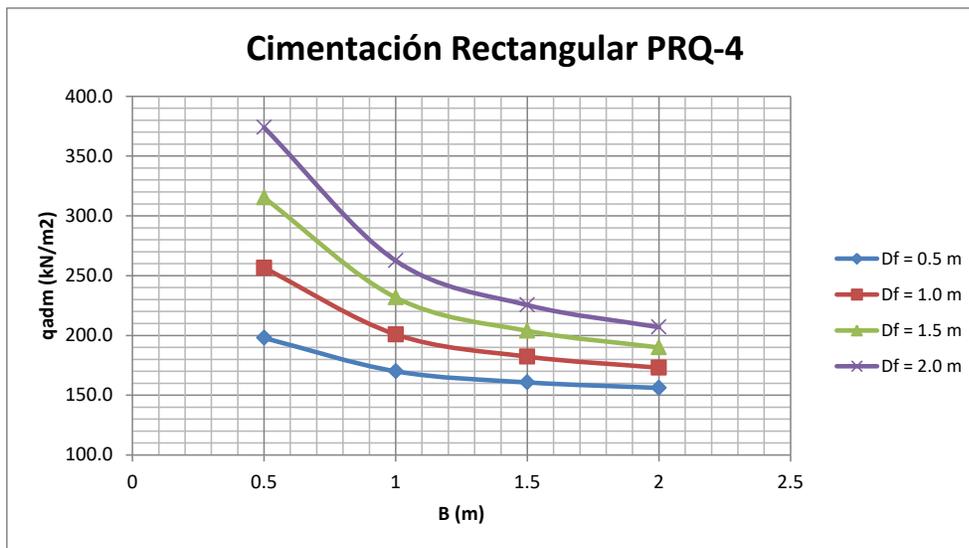


Figura 7.1.121. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación rectangular PRQ-4.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

e) Paso PRQ-5 – Quebrada Aguacate

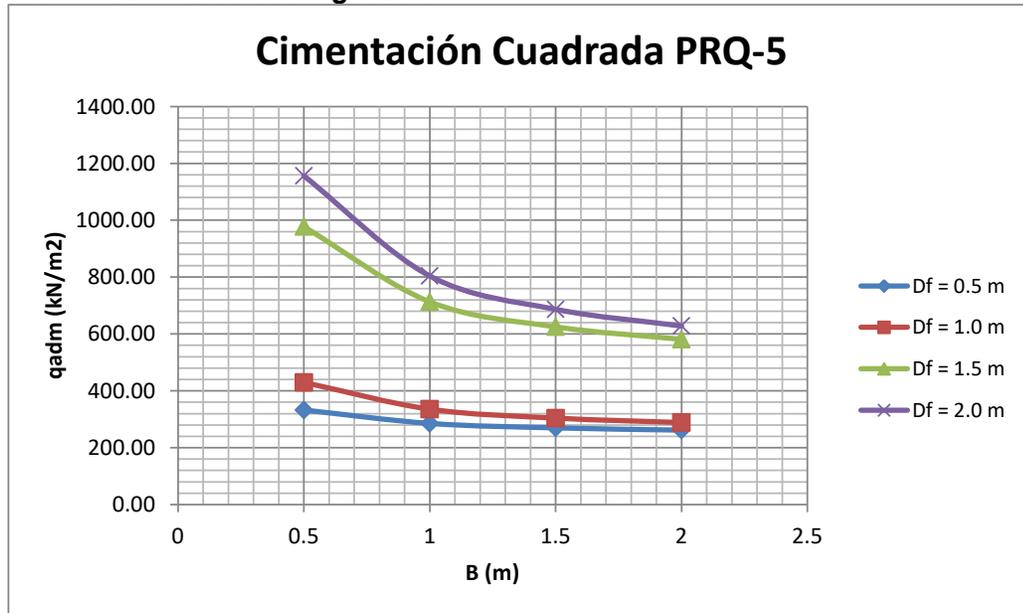


Figura 7.1.122. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación cuadrada PRQ-5.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

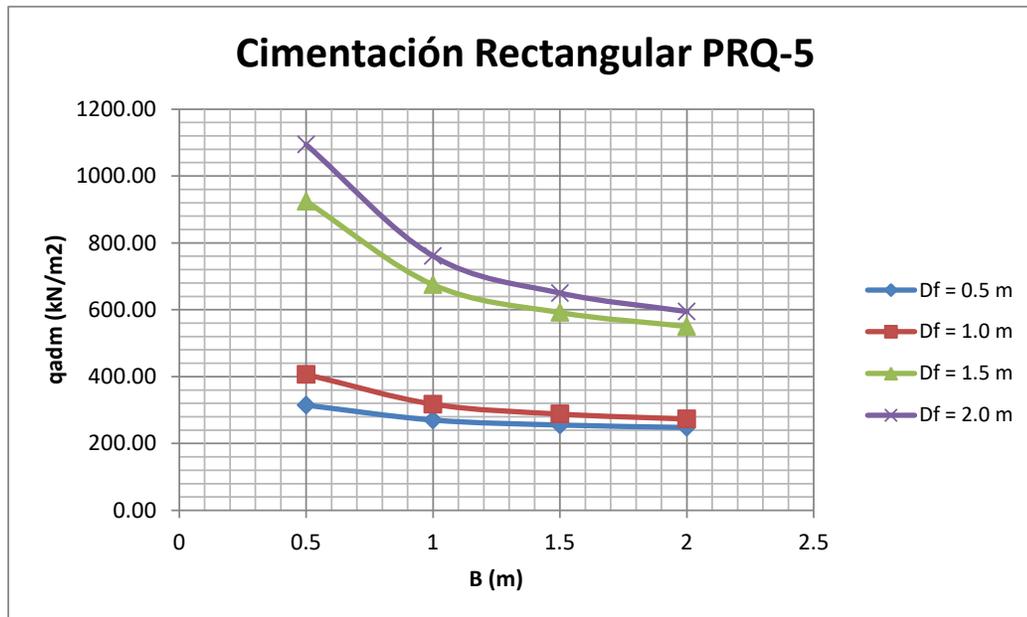


Figura 7.1.123. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación rectangular PRQ-5.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

f) Paso PRQ-6 – Quebrada Salitrillo

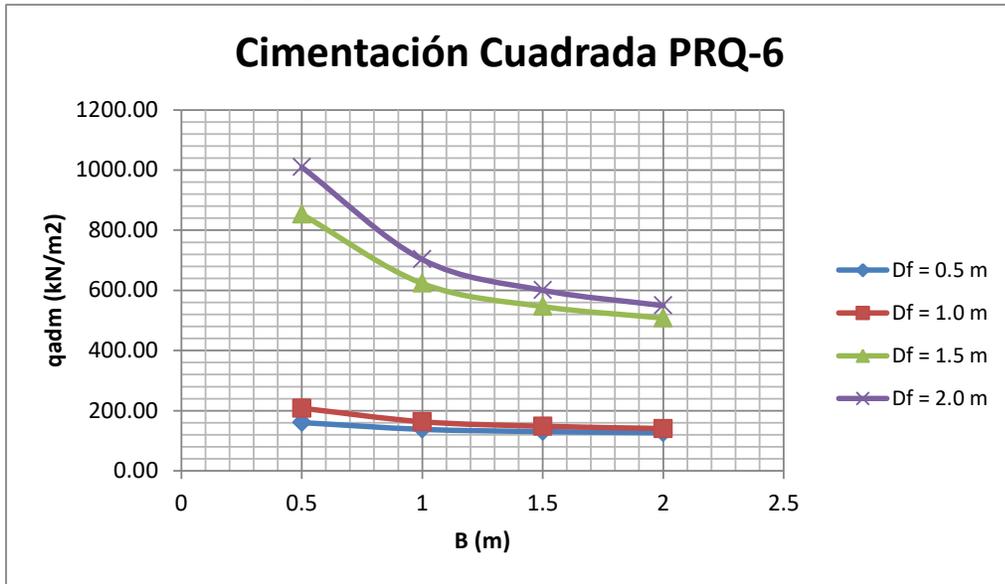


Figura 7.1.124. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación cuadrada PRQ-6.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

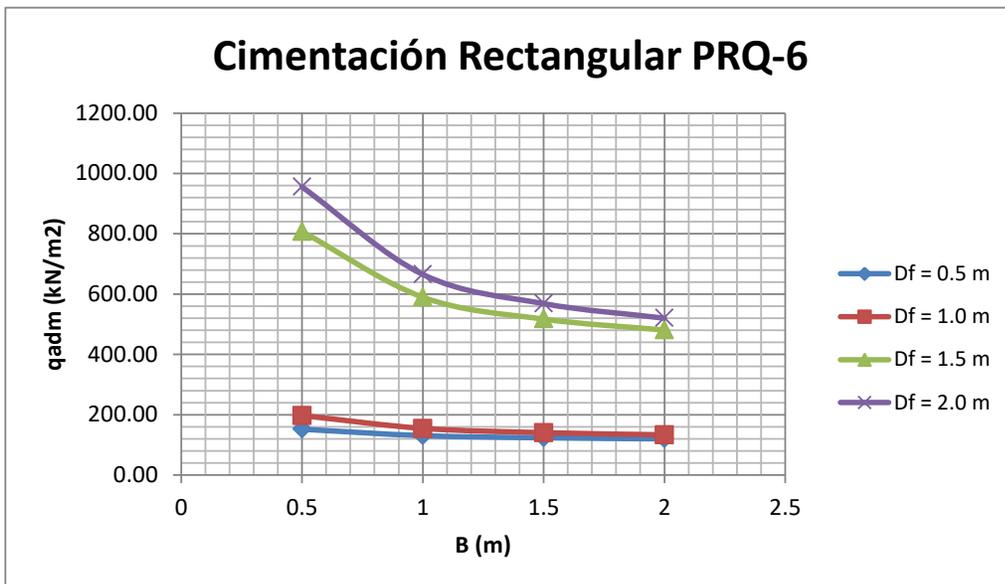


Figura 7.1.125. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación rectangular PRQ-6.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

g) Paso PRQ-7 – Sin nombre

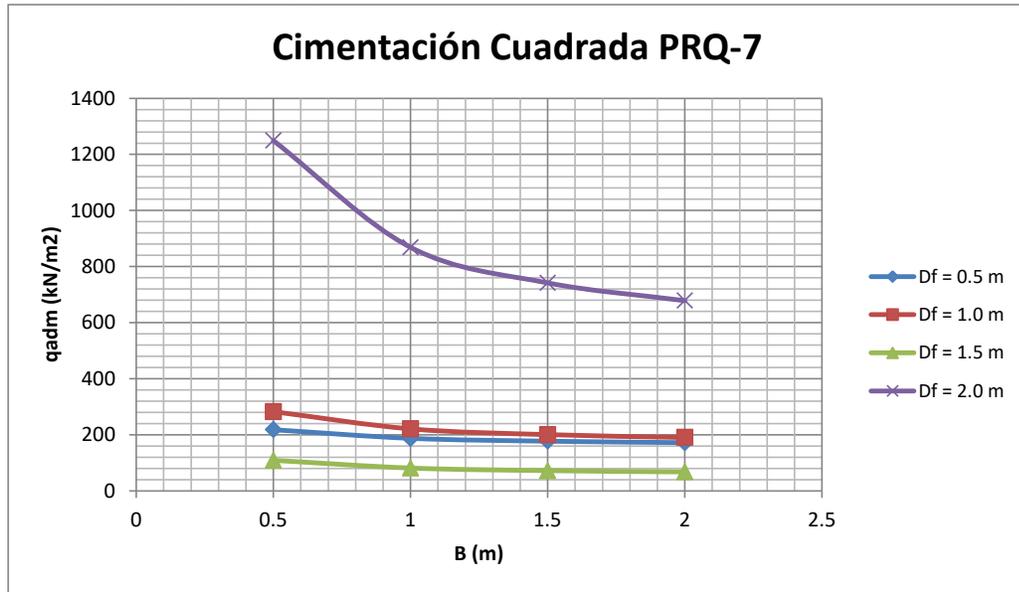


Figura 7.1.126. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación cuadrada PRQ-7.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

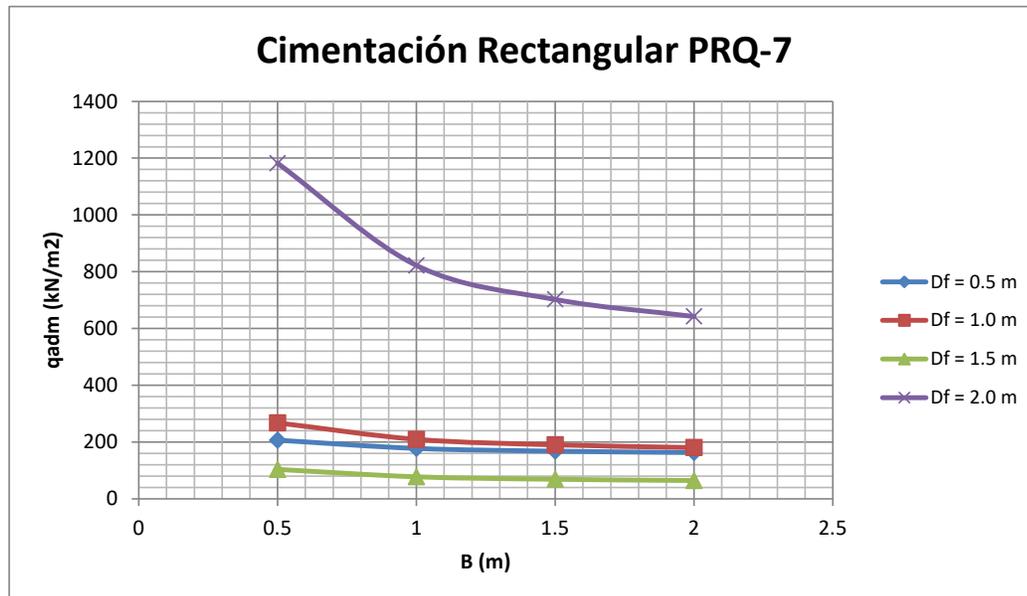


Figura 7.1.127. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación rectangular PRQ-7.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

En este paso PRQ-7 se presenta entre 1.0 m y 1.5 m de profundidad un estrato de consistencia blanda, en caso de requerir cimentar la estructura en esta capa se debe valorar la necesidad de sustituir con un material de relleno tipo lastre.

h) Paso PRQ-8 – Río Damas

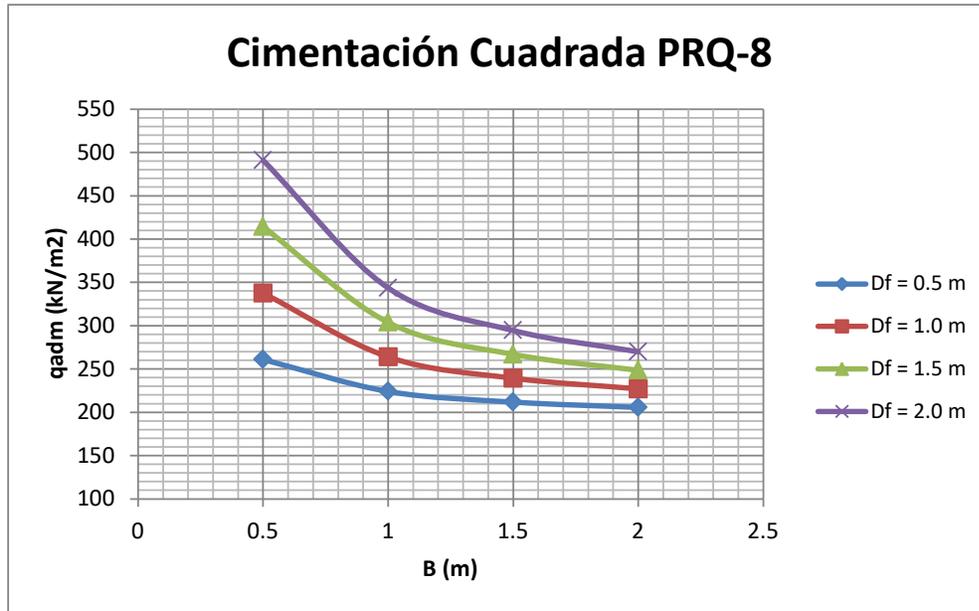


Figura 7.1.128. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación cuadrada PRQ-8.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

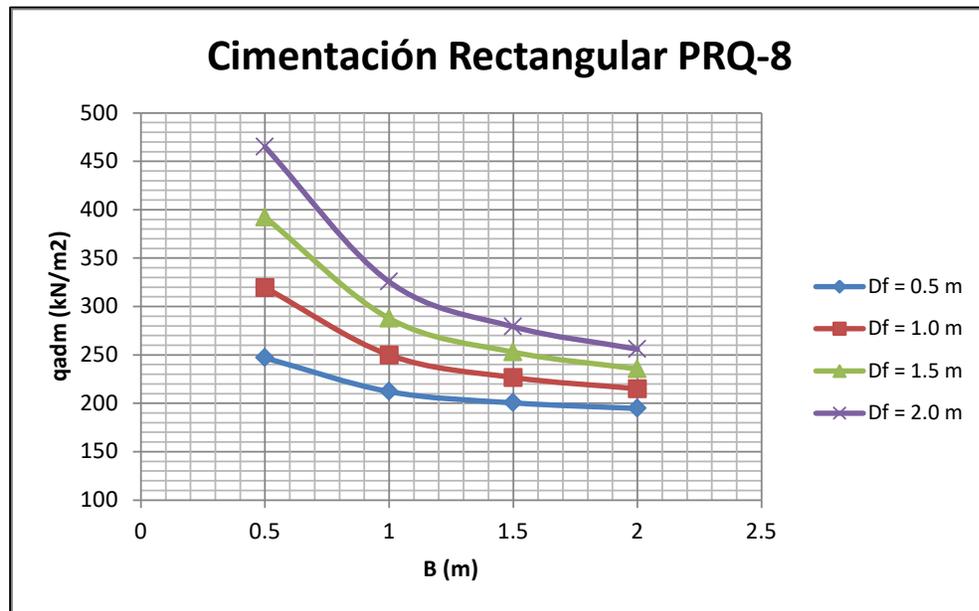


Figura 7.1.129. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación rectangular PRQ-8.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

i) Paso PRQ-13 – Río Jorco

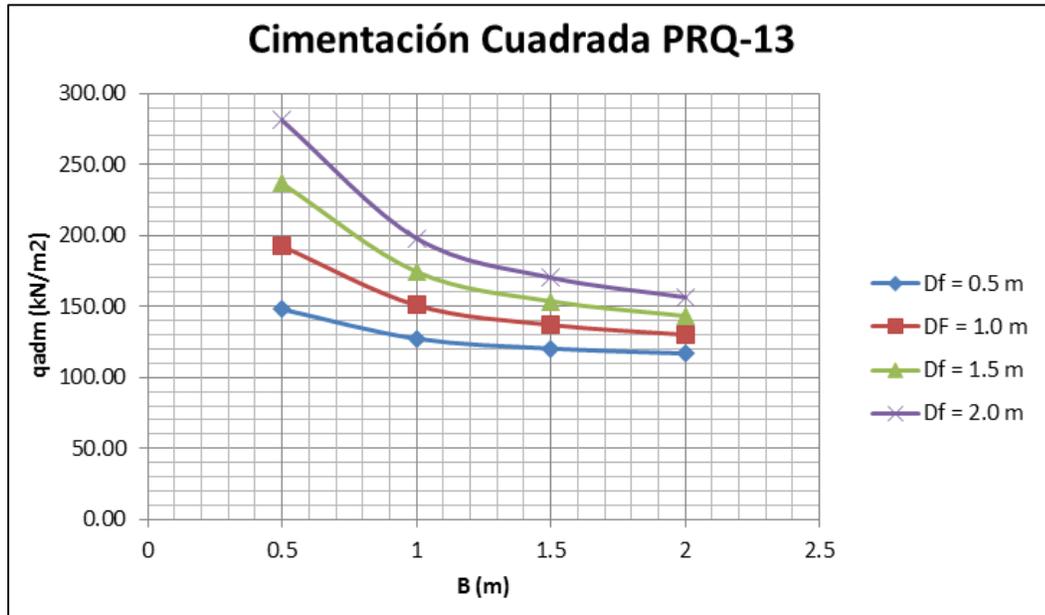


Figura 7.1.130. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación cuadrada PRQ-13.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

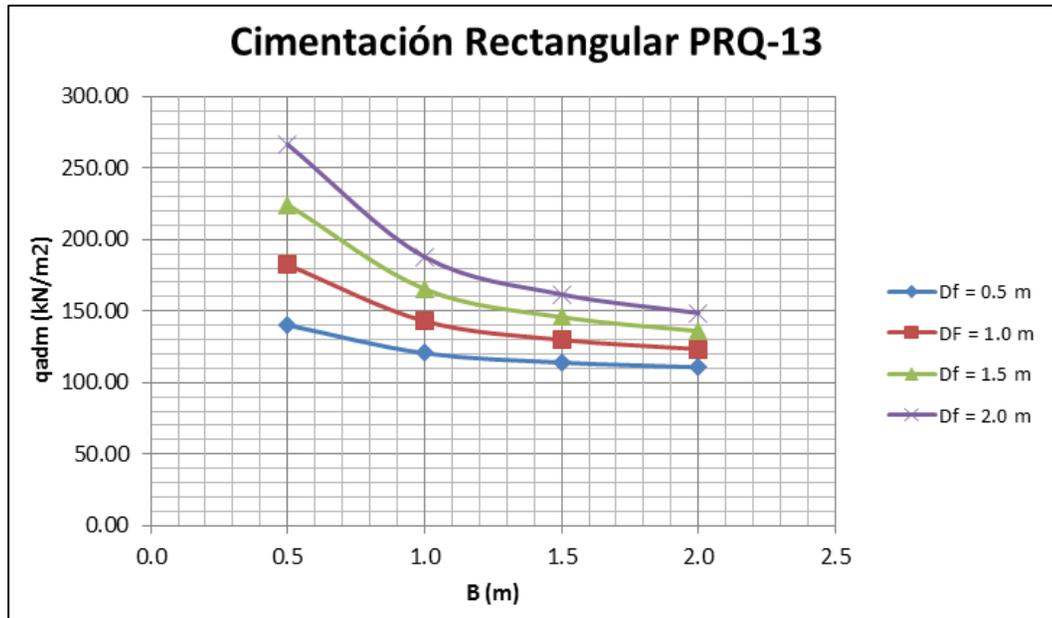


Figura 7.1.131. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación rectangular PRQ-13.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

j) Paso PRQ-14 – Río Jorco

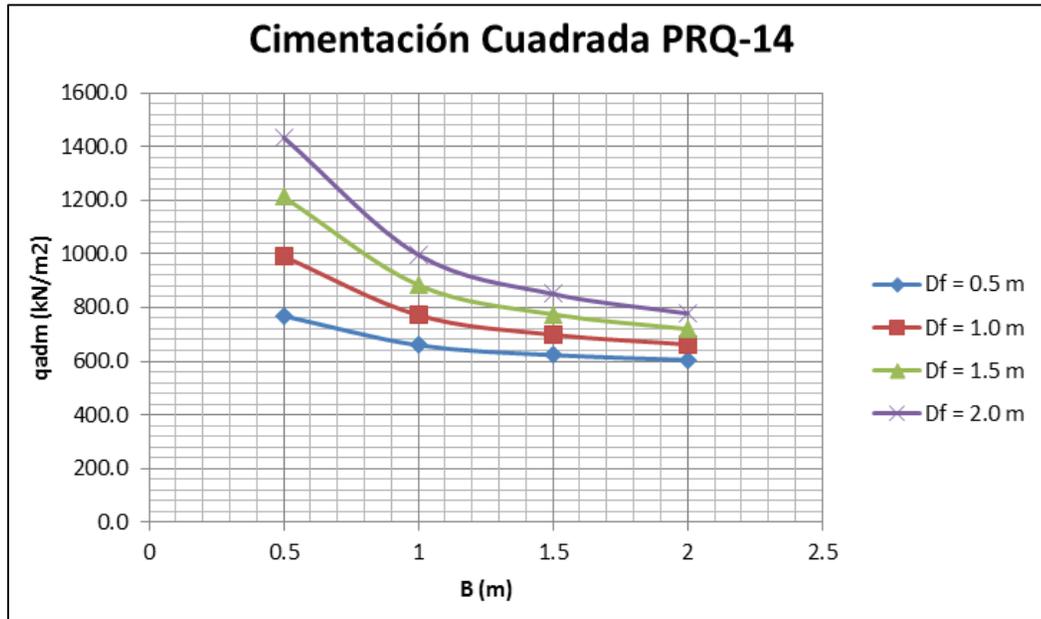


Figura 7.1.132. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación cuadrada PRQ-14.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

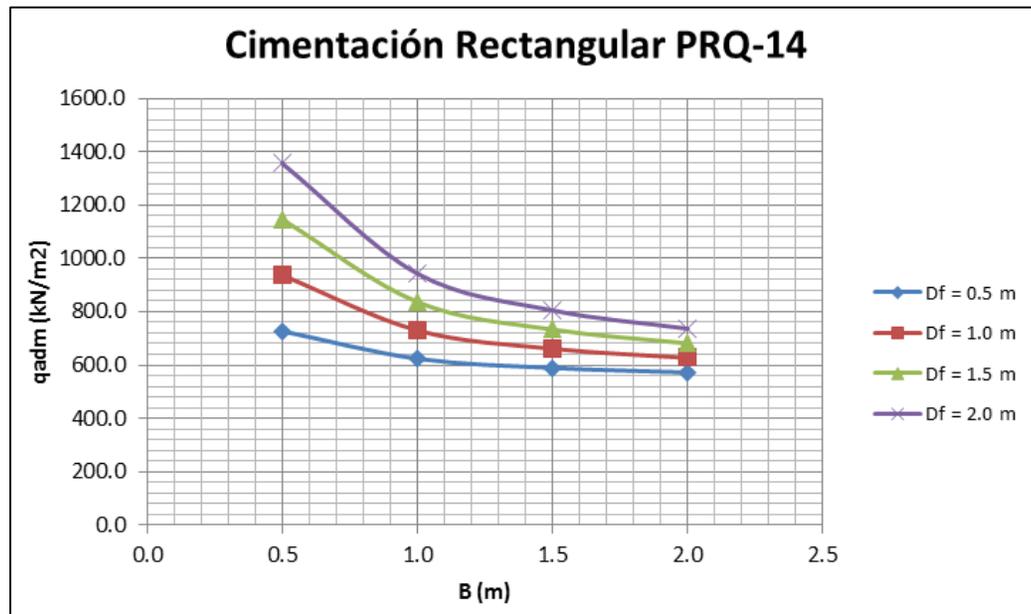


Figura 7.1.133. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación rectangular PRQ-14.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

k) Paso PRQ-15 – Sin nombre

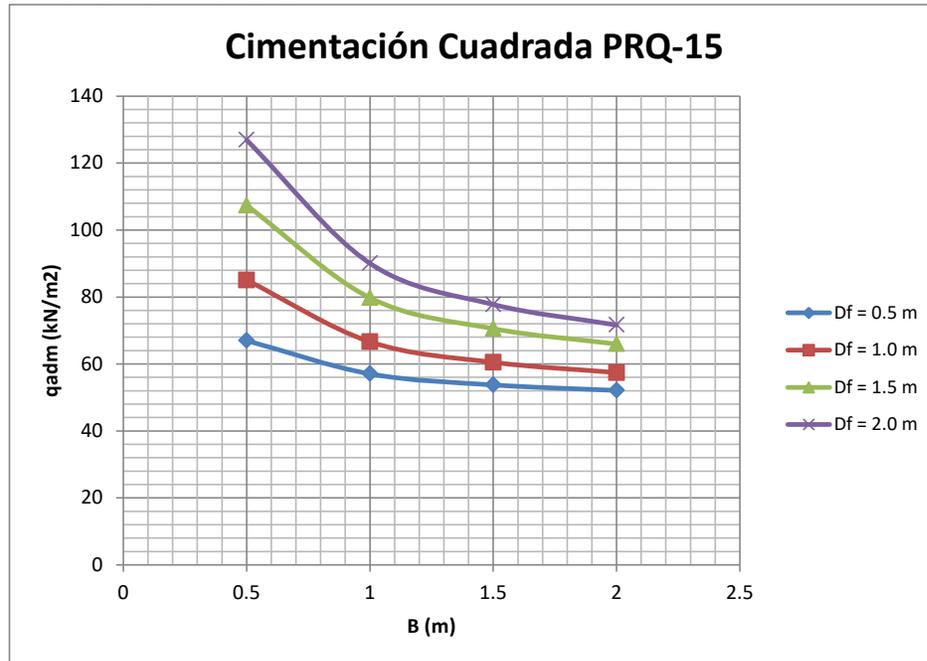


Figura 7.1.134. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación cuadrada PRQ-15.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

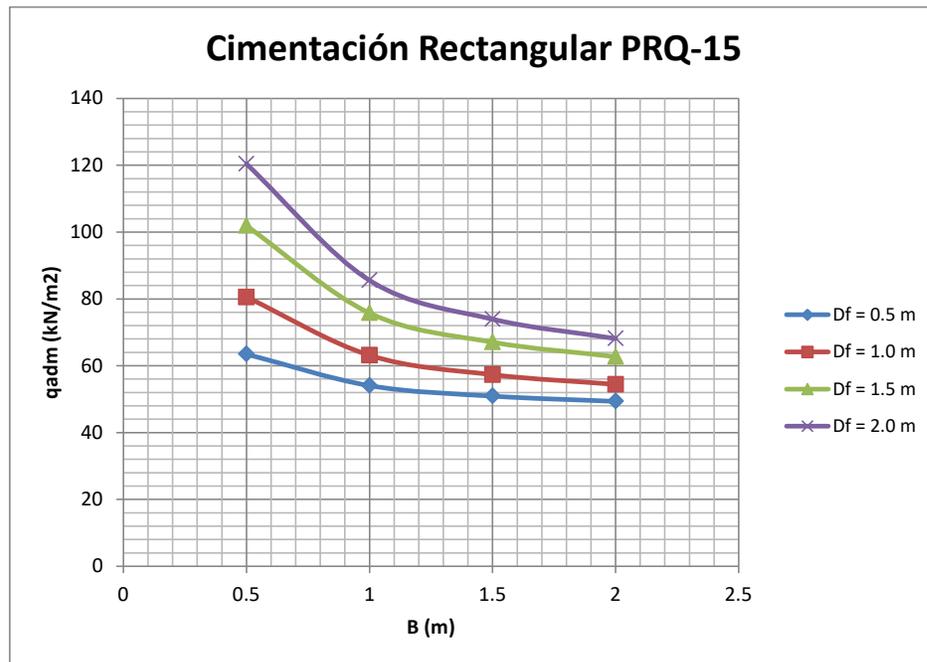


Figura 7.1.135. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación rectangular PRQ-15.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

Nuevamente en el paso PRQ-15 se detectó un material de consistencia blanda hasta los 5 m de profundidad, por lo tanto, en caso que sea necesario cimentar antes de los 5 m, será

necesario evaluar la utilización de un relleno de sustitución con material tipo lastre que garantice la capacidad de soporte como los asentamientos.

I) Paso PRQ-16 – Río Damas

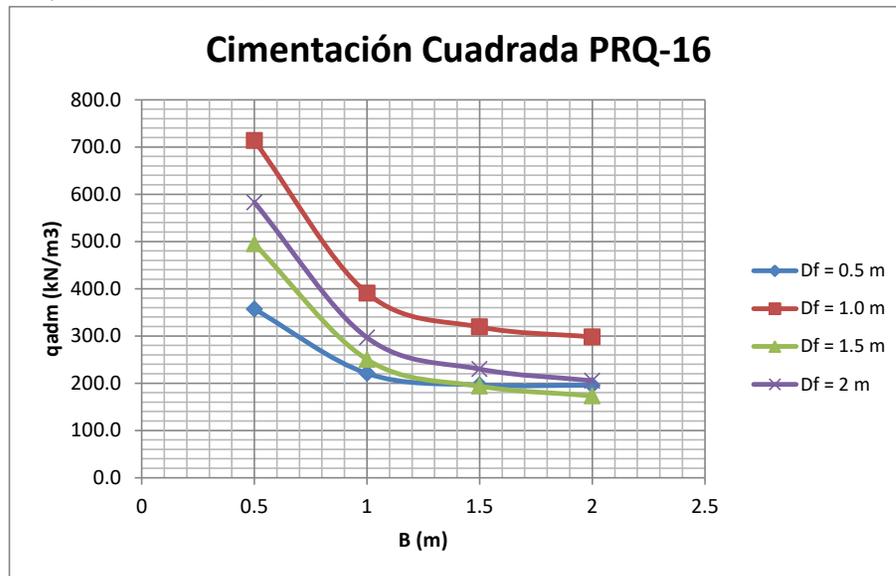


Figura 7.1.136. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación cuadrada PRQ-16.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

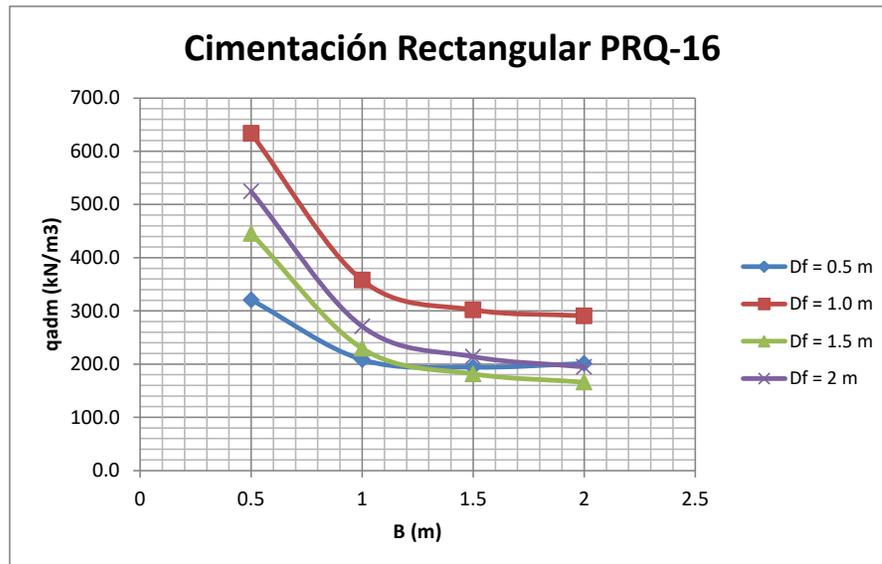


Figura 7.1.137. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación rectangular PRQ-16.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

Si existe la necesidad de cimentar alguna estructura en los primeros 1,5 m se recomienda sustituir toda la capa de consistencia blanda por un relleno de sustitución. Bajo estas condiciones se hizo el análisis de capacidad de carga.

m) Paso PRQ-17 – Río Damas

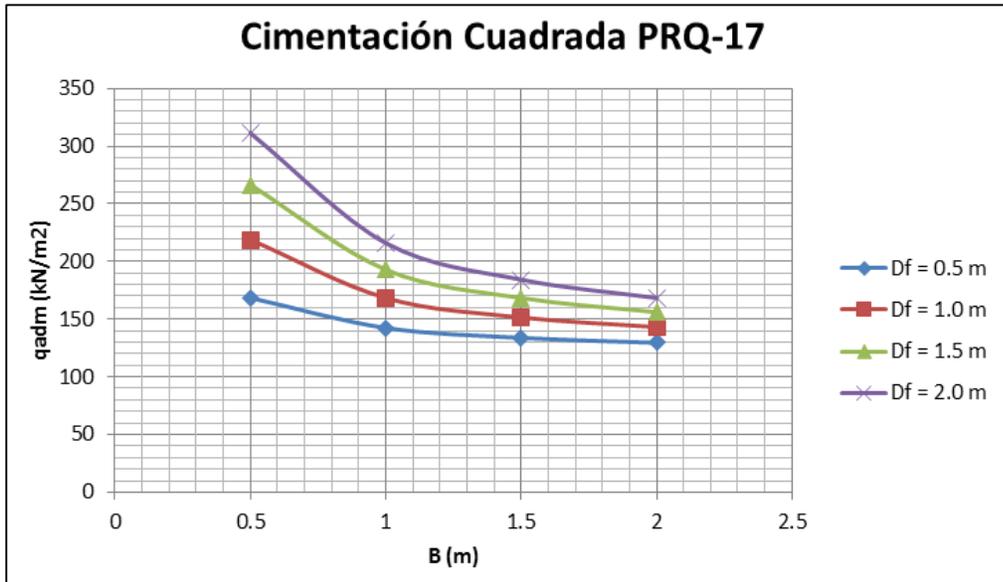


Figura 7.1.138. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación cuadrada PRQ-17.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

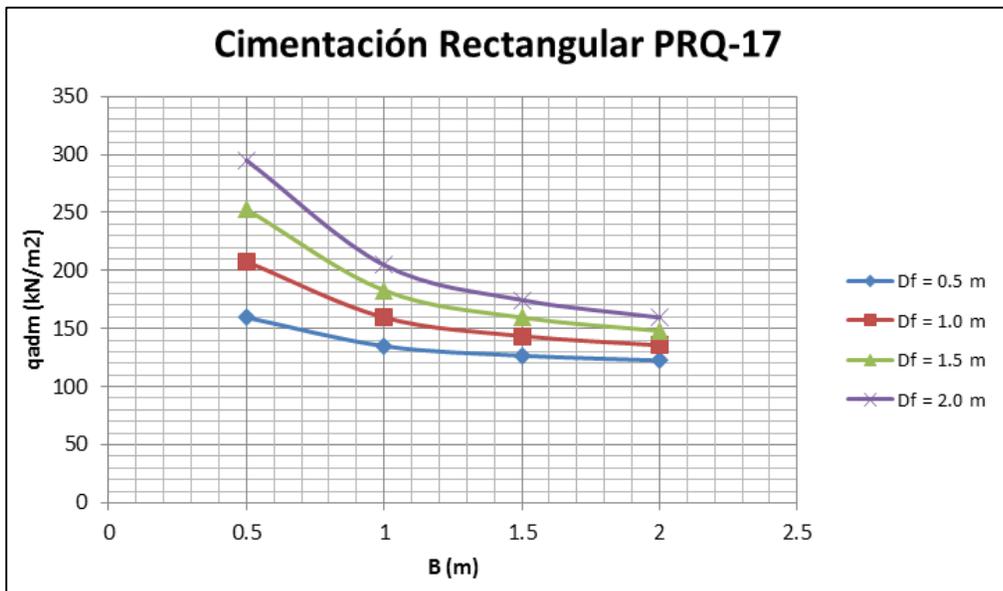


Figura 7.1.139. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación rectangular PRQ-17.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

n) Paso PRQ-18 – Río Damas

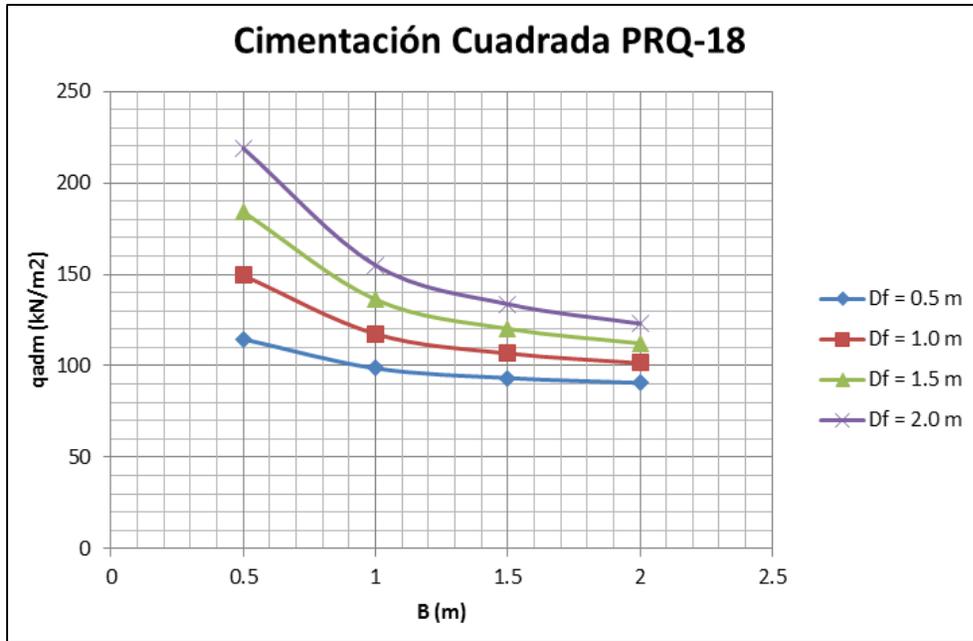


Figura 7.1.140. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación cuadrada PRQ-18.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

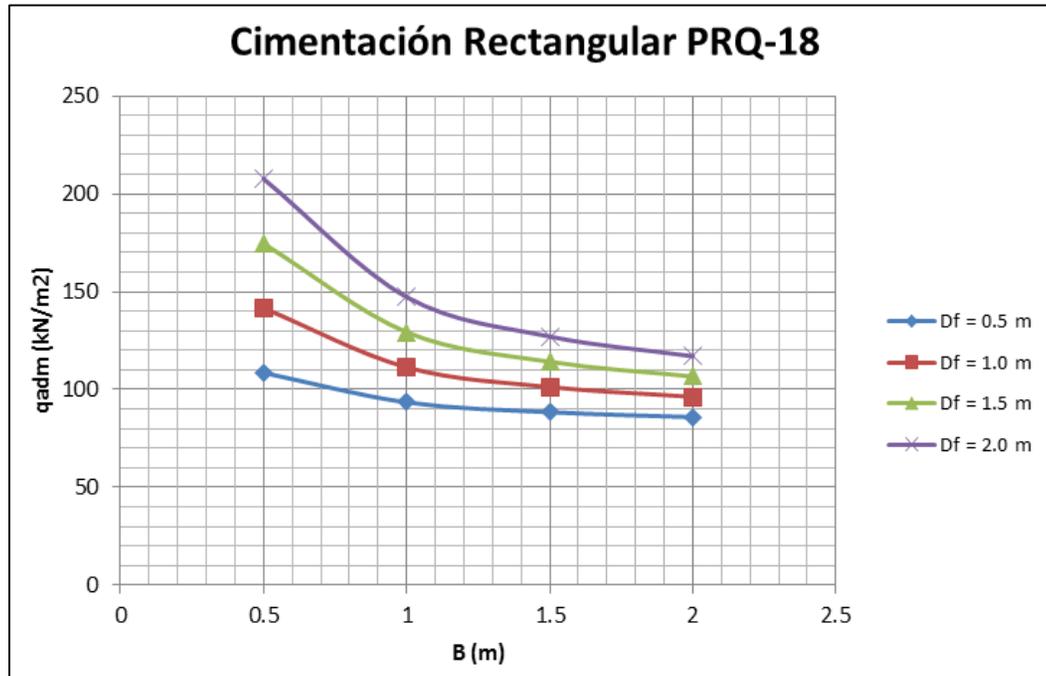


Figura 7.1.141. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación rectangular PRQ-18.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

o) Paso PRQ-19 – Río Damas

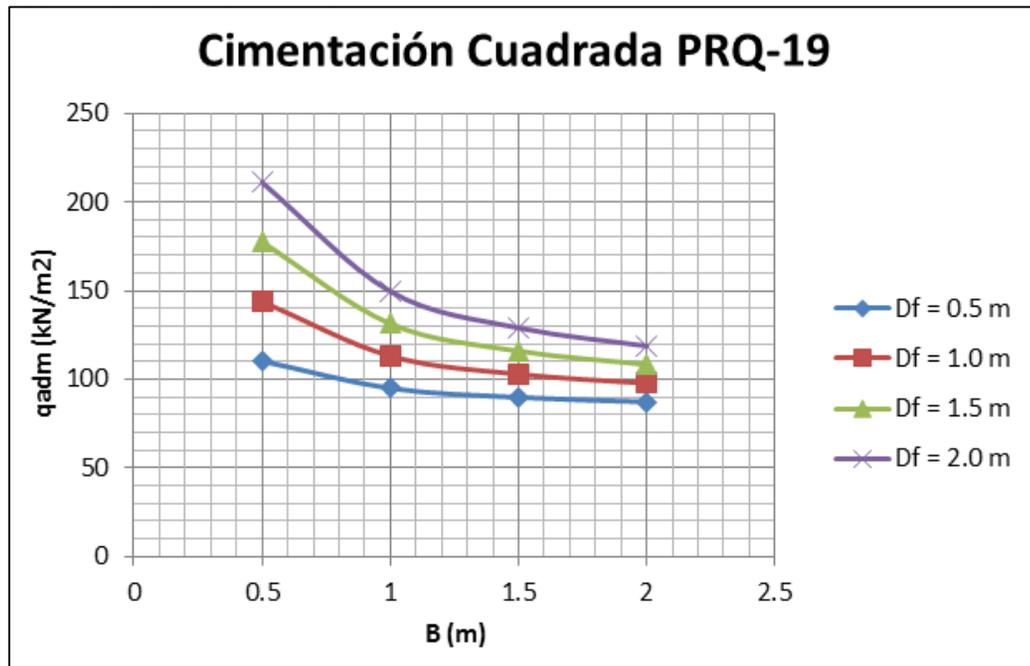


Figura 7.1.142. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación cuadrada PRQ-19.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

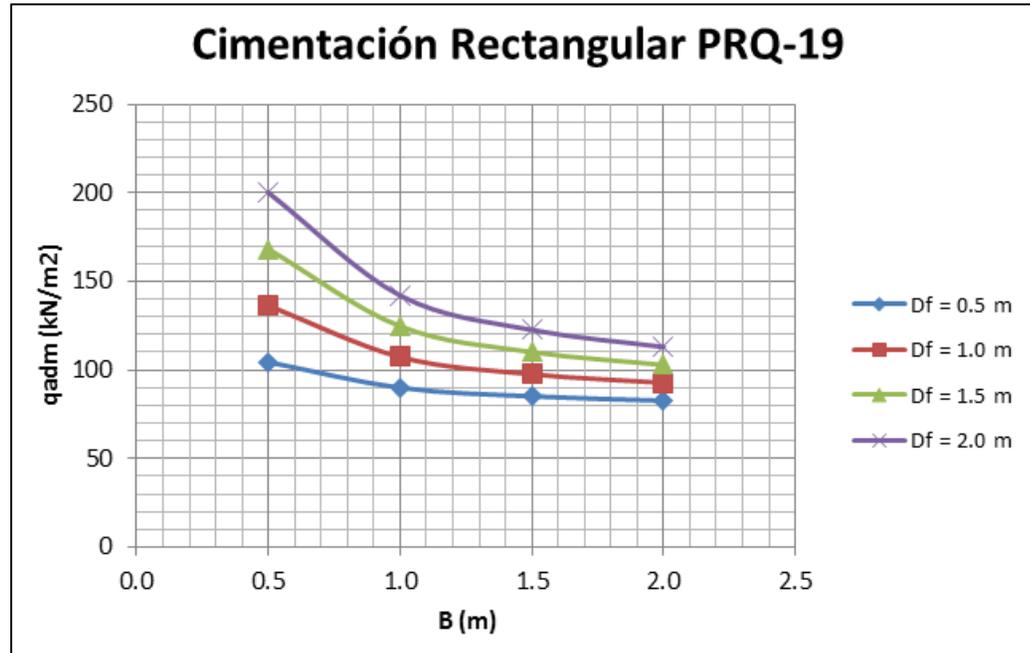


Figura 7.1.143. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación rectangular PRQ-19.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

p) Paso PRQ-20 – Río Tiribí

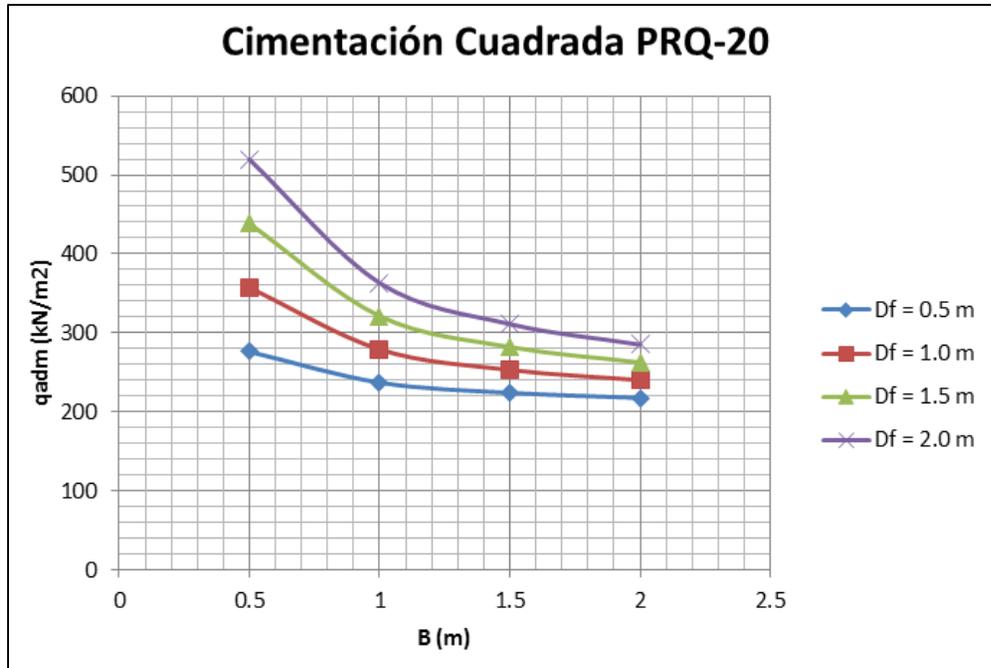


Figura 7.1.144. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación cuadrada PRQ-20.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

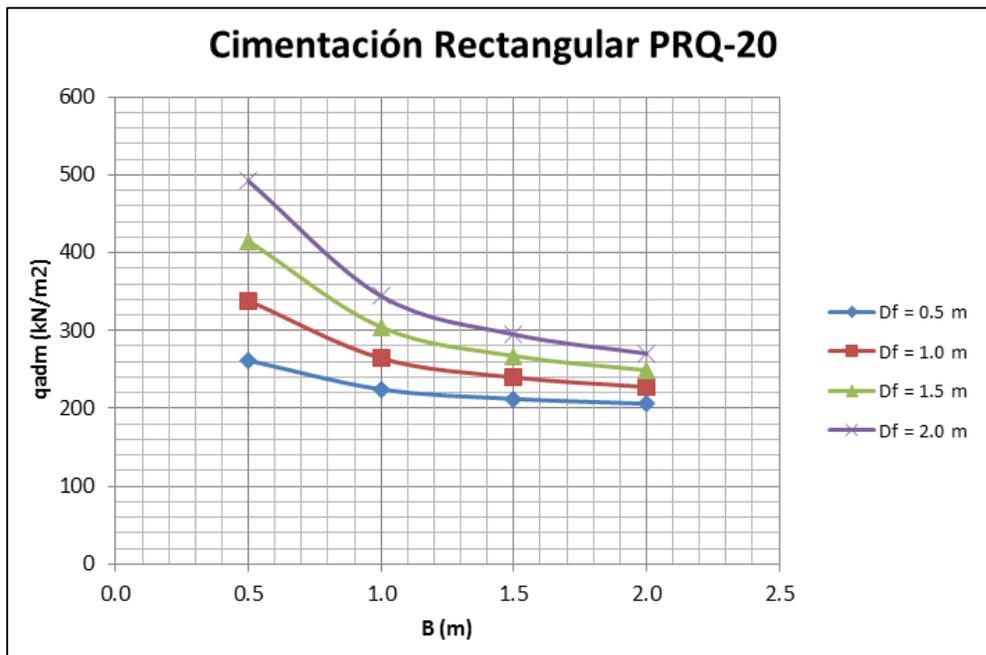


Figura 7.1.145. Capacidad de soporte versus nivel de desplante para cimentación rectangular PRQ-20.

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

- **Excavaciones**

En términos generales los materiales encontrados en la zona de estudio corresponden con suelos limosos, arcillosos y arenosos con consistencia variable, desde blandas hasta duras. Prácticamente todos los materiales pueden ser excavados por medios mecánicos (EM), como lo son: excavadoras, tractores o martillos; no se prevé la necesidad de utilizar explosivos en ninguna de las estaciones de válvulas ni en los tramos de distribución, únicamente en el sitio Tanque Jesús de Praga existe la posibilidad de utilizar martillos y no se descarta la necesidad de utilizar explosivos en algunas zonas, esto debido a la dureza de los materiales.

Por otro lado, debido a la plasticidad de los materiales el proceso de excavación podría resultar un poco lento al requerirse la limpieza de las palas ya que el material excavado tiende a quedarse pegado.

En cuanto a la zanja para colocar la tubería de conducción, por las limitaciones de espacio al tener calles angostas y muy transitadas, se deben realizar excavaciones con paredes verticales. Según el diseño hidráulico, la zanja requerida tendría entre 2,15 m y 2,55 m de profundidad, con anchos entre 1,6 m y 2 m.

Se considera que por la calidad de los materiales estas excavaciones pueden realizarse verticalmente, pero a pesar de lo anterior se recomienda el uso de sostenimiento temporal en las zonas donde el personal tenga que ingresar a la zanja durante el proceso constructivo, así como en zonas donde se evidencien problemas de estabilidad en las laderas circundantes. Este sostenimiento para las zanjas puede consistir en ademes apuntalados y tablestacas, las cuales deben ser dimensionadas en las siguientes etapas del proyecto.

Para las excavaciones en las estaciones de válvulas se recomiendan cortes verticales hasta 4 m de profundidad, aunque por condiciones particulares en algunos sitios o profundidades mayores puede requerirse taludes con cortes con pendiente 0,5H:1.0V.

En la terraza donde se ubicarán los tanques Jesús de Praga, se recomienda para la excavación utilizar taludes de corte y relleno con pendientes 1,5H:1.0V. Como medida de seguridad, se recomienda colocar al pie del talud de relleno un dique de material selecto. Se recuerda que para conformar la terraza se puede utilizar el mismo material de excavación del sitio, pero con la limitación de no cimentar ningún tipo de estructura en esta área.

Para las cimentaciones de los puentes tubo a colocar en los pasos de ríos y quebradas es factible efectuar cortes verticales, con 2 m de profundidad máxima. Si las condiciones de espacio del sitio y las características de los materiales lo requieren se pueden inclinar los cortes con pendientes 0,5H:1.0V. Por seguridad, al igual que en otros sitios, si se requiere que ingrese personal en la zanja se debe utilizar algún tipo de sostenimiento temporal.

Para los pasos de ríos y quebradas donde la tubería quedará enterrada, y el proceso de colocación sería corte y relleno, se recomiendan los mismos detalles de corte que las zanjas para tuberías de distribución. Para proteger la parte superior del relleno sobre la tubería en los cauces, se debe colocar una capa de concreto ciclópeo con un espesor de 0,5 m y al menos tres veces el diámetro de la tubería, para evitar que el flujo erosione el relleno y deje descubierta la tubería.

Para el diseño final de la conducción, el alineamiento horizontal como vertical podría ajustarse para disminuir las alturas de corte; se recomienda en lo posible que estos alineamientos tengan excavaciones que no excedan los 6 m de altura.

Por otro lado, en la siguiente etapa del proyecto se podría valorar técnicamente y económicamente del uso de perforaciones dirigidas en los pasos de ríos y quebradas donde la tubería pasaría enterrada.

Una de las ventajas de esta metodología constructiva es que tanto el equipo como el procedimiento permiten minimizar los daños a nivel de superficie, disminuye daños a la infraestructura existente e interrupciones del tráfico vehicular, así como de servicios básicos.

7.1.5.6. Caminos

En general, los caminos de acceso a las distintas obras se encuentran trazados y construidos actualmente. En algunos casos faltan unos tramos por completar hasta llegar a las obras propiamente, sin embargo, las distancias en estos casos son cortas.

A continuación, se presentan los aspectos encontrados en los caminos desde el punto de vista geotécnico y las recomendaciones respectivas para cada uno.

- **Acceso a Planta Potabilizadora**

Actualmente existe un camino de acceso público asfaltado hasta el inicio de la propiedad de la Planta Potabilizadora.

El diseño del camino dentro del terreno donde se emplazará la obra, depende de la propuesta de diseño de la Planta Potabilizadora propiamente y de los niveles de terraza que se vayan a plantear. No obstante, actualmente no se conocen estos datos, por lo que no se trazó dicho camino.

Para etapas posteriores cuando se realice el diseño del camino, se recomienda manejar taludes de corte con pendiente de 0,5H:1V para alturas menores a 4 m y taludes 1H:1V para alturas mayores a 4 m. En cuanto a los terraplenes o rellenos, se recomienda utilizar taludes no menores a 1,5H:1V, pero estará sujeto a las propiedades geotécnicas del material a colocar. Asimismo, es importante proteger los taludes de la erosión con algún tipo de vegetación, geomanto o geotextil.

Debido a que los materiales del sitio son finos (limos de alta plasticidad, MH), y la calzada podría verse afectada por la erosión y el paso de vehículos y maquinaria, se recomienda colocar una capa de 40 cm de material con características de sub base que sirva como superficie de rodadura al menos en la etapa constructiva, la cual debe ir separada de la rasante con un geotextil que impida que la sub base se mezcle con el material de rasante (Figura 7.1.146).

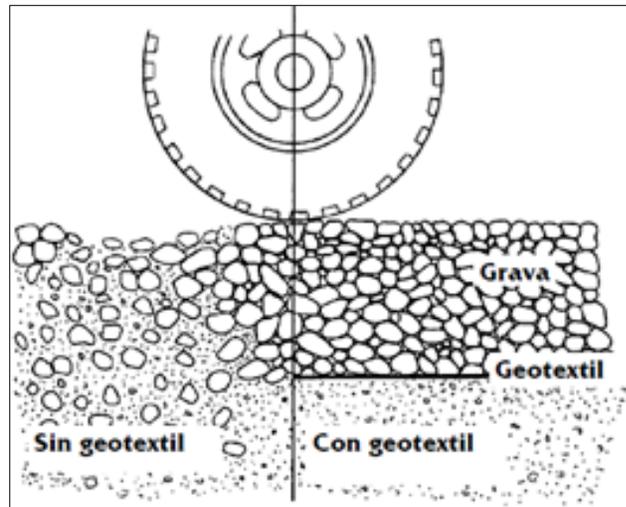


Figura 7.1.146. Ejemplo de mejoramiento del camino con geotextil o geomalla de refuerzo, (Keller y Sherar, 2005).

Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

A su vez, es adecuado considerar el manejo de aguas superficiales por medio de cunetas y contra cunetas en concreto para alargar la vida útil del camino y disminuir los plazos de mantenimiento. De igual forma, en caso de ser necesario, según la longitud del camino y la ubicación de los sitios de desagüe para las cunetas se recomienda efectuar estructuras de drenaje transversal como alcantarillas o vados superficiales, separados entre 30 m y 50 m, según se ilustra en la figura Figura 7.1.147.

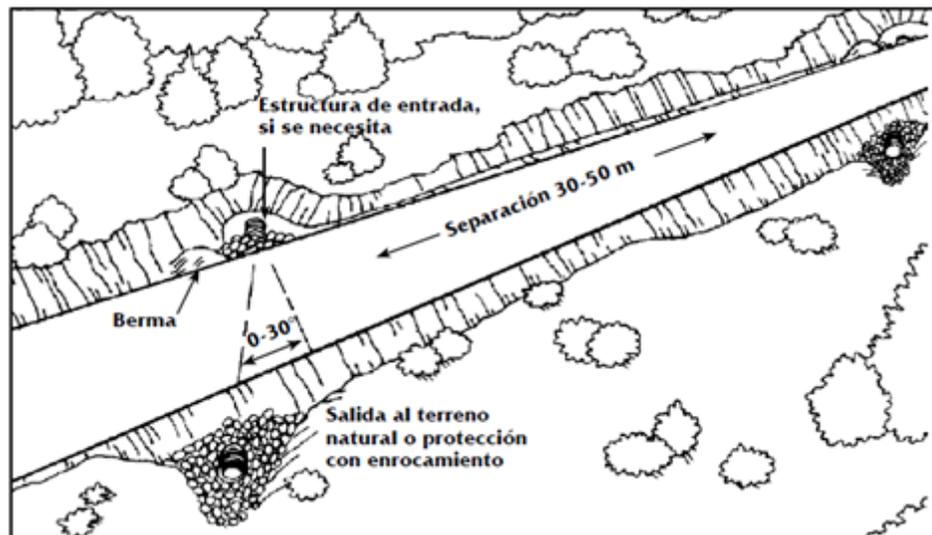


Figura 7.1.147. Ejemplo de distribución para colocación de drenajes transversales, (Keller y Sherar, 2005).

Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

- **Accesos a túnel “El Llano”**

Para el túnel El Llano se tienen dos frentes que requerirán caminos de acceso, el frente del portal de entrada el cual se ubica en la zona del Desarenador, y el frente del portal de salida, que se ubica en la propiedad de la familia Zunzunegui.

En el caso del portal de entrada, existe un camino dentro de la finca de la Universidad Nacional (UNA), el cual se encuentra en lastre actualmente. Sin embargo, se debe definir un acceso propiamente a la excavación del Desarenador. Este camino se ubicaría en material coluvial según se estudió en el modelo Geotécnico del Desarenador.

Para este camino se recomienda colocar una capa de material de sub base de 40 cm de espesor, separada de la rasante por un geotextil (Figura 7.1.152). Además, se sugiere valorar la necesidad de algún tipo de geomalla que sirva como refuerzo para evitar deformaciones ante cargas producto del paso de maquinaria.

En cuanto al camino de acceso al portal de salida del túnel, el cual se localiza en una propiedad privada, la mayor parte de éste se encuentra construido y conformado en lastre, sin embargo, existe un tramo hacia la llegada al portal que se debe reconformar para cumplir con las necesidades de la obra y otro tramo donde se debe mejorar la rasante.

Para este camino, se recomienda realizar pendientes de corte de 0,5H:1V para alturas menores de 5 m y taludes 1H:1V para alturas mayores de 5 m. En cuanto a los terraplenes considerar pendientes no menores de 1,5H:1V. Según el tipo de material presente, se recomienda proteger los taludes de corte y relleno con vegetación.

Se debe contemplar el manejo de las aguas superficiales por medio de cunetas, las cuales se pueden considerar en lastre o en el material de sitio, no obstante, no está de más considerarlas en concreto para alargar su vida útil y la del camino.

- **Accesos de túnel “Tejar” (Navarro del Muñeco)**

Para el túnel El Llano se tienen dos frentes que requerirán caminos de acceso, el frente del portal de entrada el cual se ubica en la zona del Desarenador, y el frente del portal de salida, que se ubica en la propiedad de la familia Zunzunegui.

El acceso al túnel Tejar en Navarro corresponde con el portal de entrada, el cual requiere la confección de un camino nuevo hasta donde se encuentra el inicio del túnel. La longitud del camino nuevo será de aproximadamente 75 m con un ancho de 6 m en un sector y 9 m en otro.

El material del sitio es un limo de alta plasticidad (MH), que por sus características geomecánicas, se puede considerar una excavación con taludes de corte con pendiente de 0,5H:1V para taludes con alturas de hasta 6 m, y taludes con pendiente 1H:1V para alturas mayores a 6 m. No se prevén terraplenes en este camino, pero si fuera necesario considerar pendientes no menores a 1,5H: 1V.

Se recomienda mejorar la rasante con 40 cm de material tipo sub base separado por medio de un geotextil (Figura 7.1.146) y considerar manejo de aguas superficiales por medio de cunetas y contra cunetas en concreto.

En cuanto al camino público hasta llegar propiamente a la zona del portal conocido como “Cuesta del Vidrio” se recomienda considerar un mejoramiento, ya que presenta tramos con

altas pendientes donde la rasante está conformada con el material *in situ* (suelo fino) y constantemente se ven afectados por la escorrentía superficial debido a la falta de manejo de aguas. Esto podría representar un punto crítico para el proyecto, ya que el mismo da acceso tanto al túnel Tejar como al tramo final del Sector 3 de la conducción superficial.

El mejoramiento del camino público contemplaría al menos una capa de sub base separada de la rasante por un geotextil (Figura 7.1.146) y manejo de aguas con cunetas en concreto al menos en las zonas más críticas. Es posible la necesidad de pasos de agua transversal por medio de alcantarillas (Figura 7.1.147).

En la zona con mayor pendiente se puede considerar la colocación de concreto compactado con rodillo (RCC), ya que debido a su rugosidad mejora la fricción entre el pavimento y las llantas de los vehículos. Esto podría generar una ventaja para la maquinaria durante la construcción del proyecto.

▪ **Accesos a sitios de Escombreras**

Los sitios de escombrera seleccionados cuentan actualmente con fácil acceso por medio de caminos públicos. Lo que se debe considerar son los caminos internos dentro de cada sitio, lo cual depende del diseño de cada escombrera.

Únicamente la escombrera Cedral posee un tramo corto de acceso a través de una finca privada, en donde el camino se encuentra en lastre y es un poco estrecho. Para este caso se podría considerar una ampliación del ancho de calzada para facilitar el paso de maquinaria y mantenimientos por deterioro debido al tránsito.

▪ **Acceso entre Planta Potabilizadora y Damas**

Entre la Planta Potabilizadora y Damas existen dos tramos de conducción a las cuales se les debe dotar de un camino de acceso, tanto para el proceso constructivo como para la etapa de operación del acueducto. En ambos tramos la topografía es variable con pendientes desde bajas hasta altas.

El trazado y diseño de los caminos de acceso queda fuera del alcance de este estudio, se realizaría en una siguiente etapa. A nivel de factibilidad se pueden destacar los siguientes aspectos para el trazado de estos caminos:

- Tramo 1: se inicia en la estación 0+000 en la Planta Potabilizadora y termina en la estación 0+460. Este tramo presenta zonas de reptación entre la estación 0+050 a la 0+100.
- Tramo 2: desde la estación 1+240 hasta la estación 1+760. Presenta zonas con evidencia de deslizamientos entre las estaciones 1+300 y 1+400. También, se observan zonas de escarpes al final de tramo, entre las estaciones 1+750 a la 1+760.

7.1.5.7. Escombreras

En apartado se presenta una propuesta de sitios potenciales para ser utilizados como sitios de almacenamiento permanente de escombros.

La escogencia de estos sitios se basó en sus características geomorfológicas y capacidad de almacenamiento principalmente.

Los lugares se seleccionaron lo más cerca posible de los sitios de obra principales, para disminuir la distancia de acarreo y la presencia de maquinaria en las poblaciones vecinas y las rutas principales de acceso.

Después de ubicar varios posibles sitios de escombrera, se seleccionaron finalmente seis de ellos para considerarlos a nivel de factibilidad.

A continuación, se presenta una descripción breve de lo que se observó a nivel geológico y geotécnico.

- **Escombrera Piedra Grande**

La escombrera Piedra Grande se localiza en la llanura aluvial del río Macho, cerca del poblado con el mismo nombre. Actualmente el terreno se utiliza para el cultivo de café.

El sitio está propuesto para depositar los materiales provenientes de las excavaciones del Desarenador y el frente de trabajo en el inicio del túnel El Llano.

Desde el punto de vista geotécnico el sitio fue investigado mediante la realización de trincheras exploratorias. La ubicación de estos ensayos se muestra en la Figura 7.1.148.

En el Cuadro.7.1.97 se presenta un resumen de la descripción de los materiales encontrados.

Cuadro.7.1.97. Resumen de la descripción geotécnica de los materiales encontrados en las trincheras exploratorias realizadas en la escombrera Piedra Grande.

Trinchera	Prof. (m)	Descripción
T1	0,0 – 0,3	Relleno, matriz limo arenosa con bloques sanos sub redondeados y sub angulosos.
	0,3 – 0,8	Capa de material orgánico con bloques
	0,8 – 1,6	Aluvión con matriz de arena limosa (SM) con una densidad relativa firme. Bloques sanos, angulosos y de gran tamaño.
T2	0,0 – 0,1	Relleno tipo lastre
	0,1 – 1,2	Aluvión con matriz de arena limosa (SM) con una densidad relativa firme. Bloques sanos, angulosos y de gran tamaño.
T4	0,0 – 0,2	Capa de material orgánico
	0,2 – 0,9	Aluvión con matriz de arena limosa (SM) con una densidad relativa firme. Bloques sanos, angulosos y de gran tamaño.
	0,9 – 2,3	Aluvión con matriz de arena limosa (SM) y gravilla con una densidad relativa firme. Bloques sanos, sub redondeados y de gran tamaño.



Figura 7.1.148. Ubicación de trincheras exploratorias en el sitio de escombrera Piedra Grande (coordenadas en CRTM05).

El diseño geométrico preliminar para este sitio de escombrera se muestra en la Figura 7.1.149 y en la Figura 7.1.150.

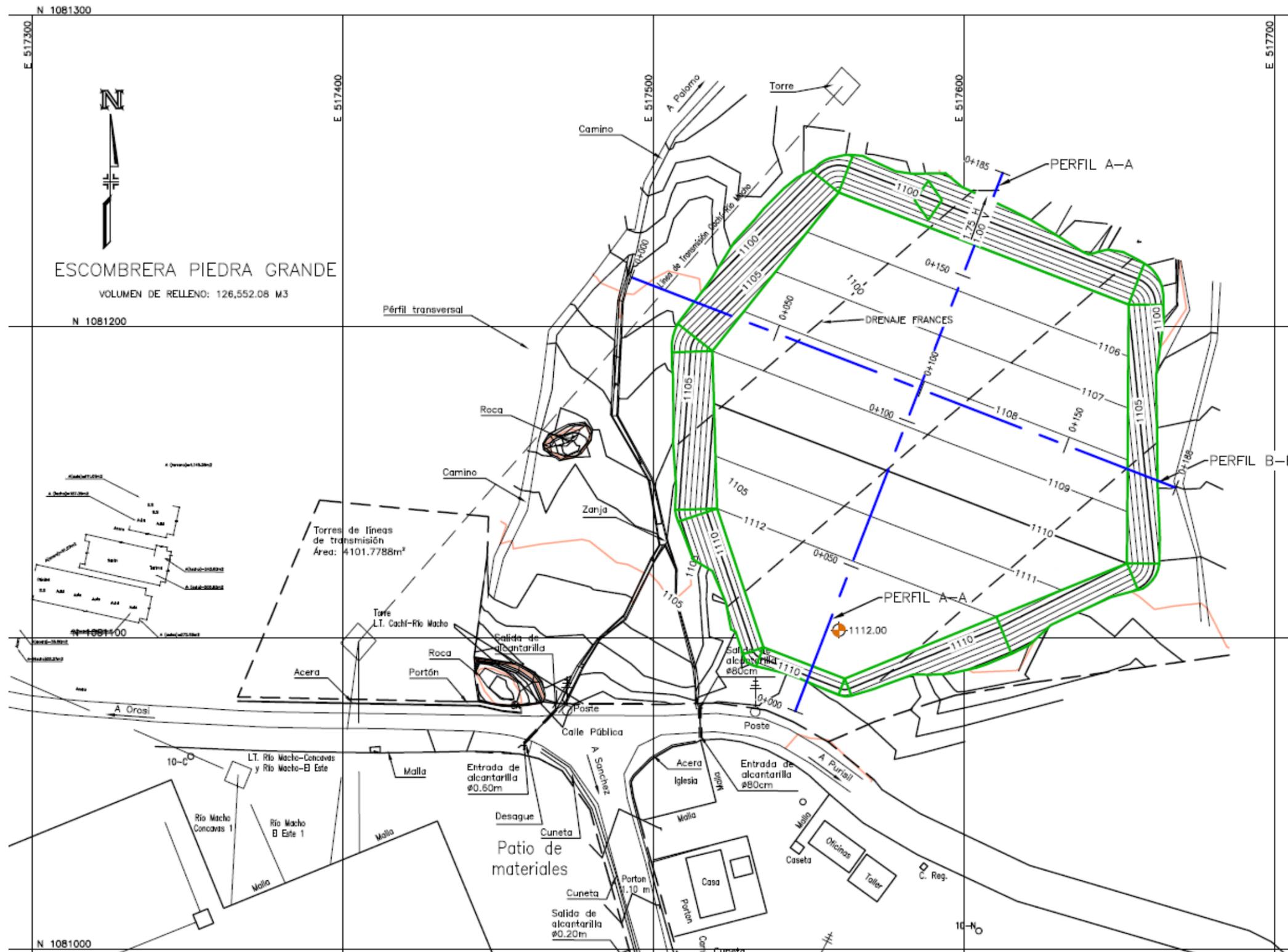


Figura 7.1.149. Propuesta geométrica de factibilidad para la conformación de la escombrera Piedra Grande.
Fuente: Arroyo F. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

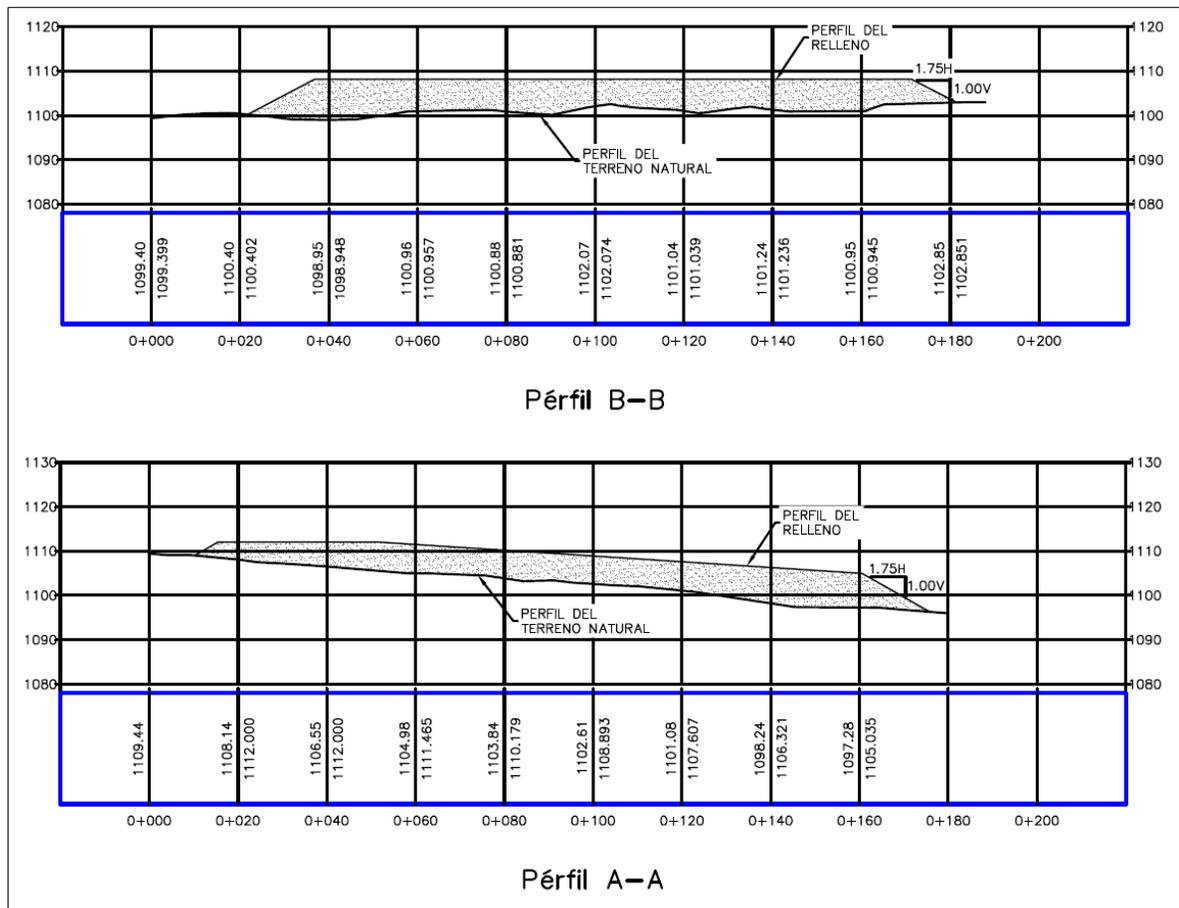


Figura 7.1.150. Perfiles transversales de la propuesta geométrica de factibilidad para la conformación de la escombrera Piedra Grande.

Fuente: Arroyo F. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

Con respecto a los materiales, con base en la investigación realizada, existe una capa de suelo vegetal la cual se debe remover para colocar los escombros. El material de cimentación corresponde con material aluvial de compacidad relativa firme, cuyas propiedades se detallan en el Cuadro.7.1.98.

Cuadro.7.1.98. Propiedades geotécnicas del material de fundación para la conformación de la escombrera piedra grande.

Material	γ_{seco} (kN/m ³)	Resistencia al corte
Aluvión	21,5	$\Phi = 40^\circ$

▪ **Escombrera Cedral**

El sitio propuesto para la escombrera Cedral corresponde desde el punto de vista geomorfológico con un sector de terrazas aluviales producto de la interacción del río Naranjo y el río Navarro. Por su ubicación el sitio está propuesto para colocar los materiales de la excavación del portal de salida del túnel El Llano, el frente de trabajo que ingresa por el final del túnel El Llano y los materiales de la conducción superficial Sector 3.

El diseño geométrico preliminar para este sitio de escombrera se muestra en la Figura 7.1.151 y en la Figura 7.1.152.

Durante el desarrollo del EsIA no fue posible realizar ensayos geotécnicos de campo, debido a que el propietario no otorgó los permisos correspondientes. Dadas las características geomorfológicas del sitio se estima que el material de fundación para a esta escombrera presentará condiciones similares a lo descrito para la escombrera Piedra Grande.

▪ **Escombrera Guatuso**

La escombrera Guatuso se encuentra contiguo a la conducción superficial en el Sector 5, en una zona que presenta topografía del terreno natural plana, sitio en el cual actualmente se utiliza para cultivos.

Esta escombrera está prevista para la colocación de los materiales provenientes del túnel Tejar y la conducción superficial Sector 5.

Desde el punto de vista geotécnico el sitio fue investigado mediante la realización de ensayos con el dilatómetro Marchetti (DMT). La ubicación de estos sondeos se muestra en la Figura 7.1.153.

En el Cuadro.7.1.99, para cada ensayo DMT, se muestra la variación de la resistencia al corte no drenada (S_u) con la profundidad y su correspondiente valor del peso específico en condición natural. A partir de esta investigación se detectó un nivel freático entre 4 m y 6 m de profundidad.

Cuadro.7.1.99. Principales resultados (resistencia al corte y peso específico) obtenidos de la ejecución de ensayos DMT en el sitio de escombrera Guatuso.

DMT	Prof. (m)	γ_{seco} (kN/m ³)	S_u (kPa)
17-81	0,0 – 2,8	15,9	19,1 – 25,9
	2,8 – 3,6	17,2	39,2 – 93,0
	3,6 – 10,4	18,8	71,7 – 133,8
17-82	0,0 – 4,2	16,0	10,9 – 29,5
	4,2 – 5,2	17,1	33,2 – 63,6
	5,2 – 9,8	18,6	79,0 – 118,6

Como complemento a la investigación de campo se obtuvieron muestras de los materiales encontrados para determinar el contenido de humedad y la clasificación SUCS correspondiente. Los resultados obtenidos se muestran en el Cuadro.7.1.100.

Cuadro.7.1.100. Contenido de humedad y clasificación SUCS de los materiales presentes en el sitio de escombrera Guatuso.

Muestra	Prof. (m)	%Wnat	LL	LP	IP	SUCS
5	1,8 – 3,0	48	46	26	20	CL
6	4,0 – 5,2	31	58	25	33	CH
7	2,0 – 3,2	48	58	30	28	CH
8	5,0 – 6,2	38	55	25	30	CH

El diseño geométrico preliminar para este sitio de escombrera se muestra en la Figura 7.1.158.



Figura 7.1.151. Propuesta geométrica de factibilidad para la conformación de la escombrera El Cedral.
Fuente: Arroyo F. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

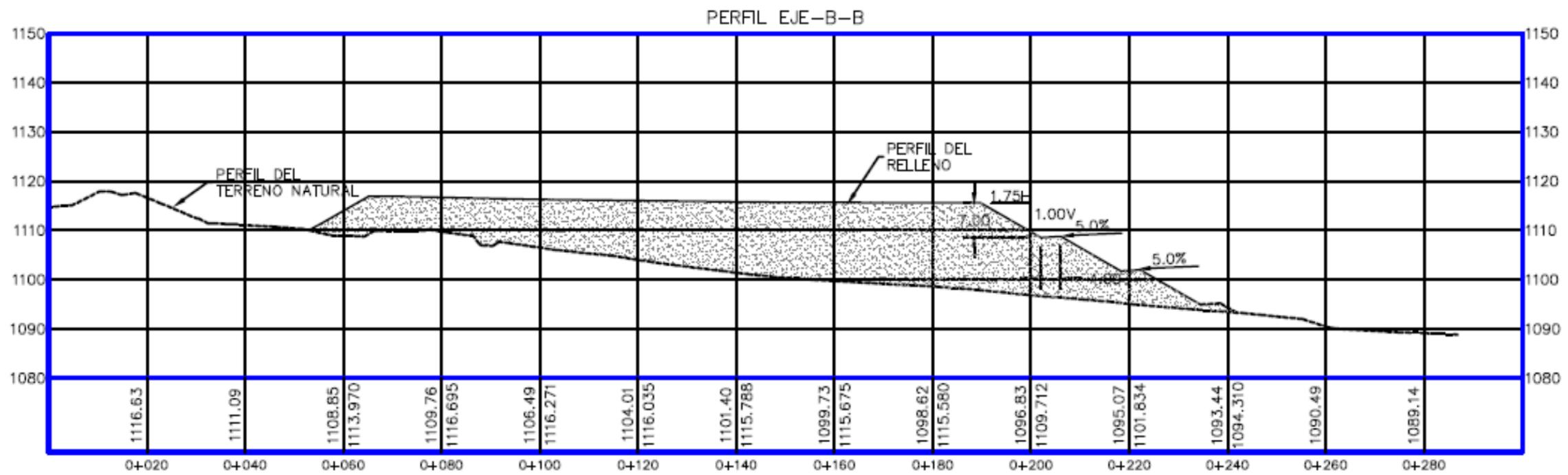
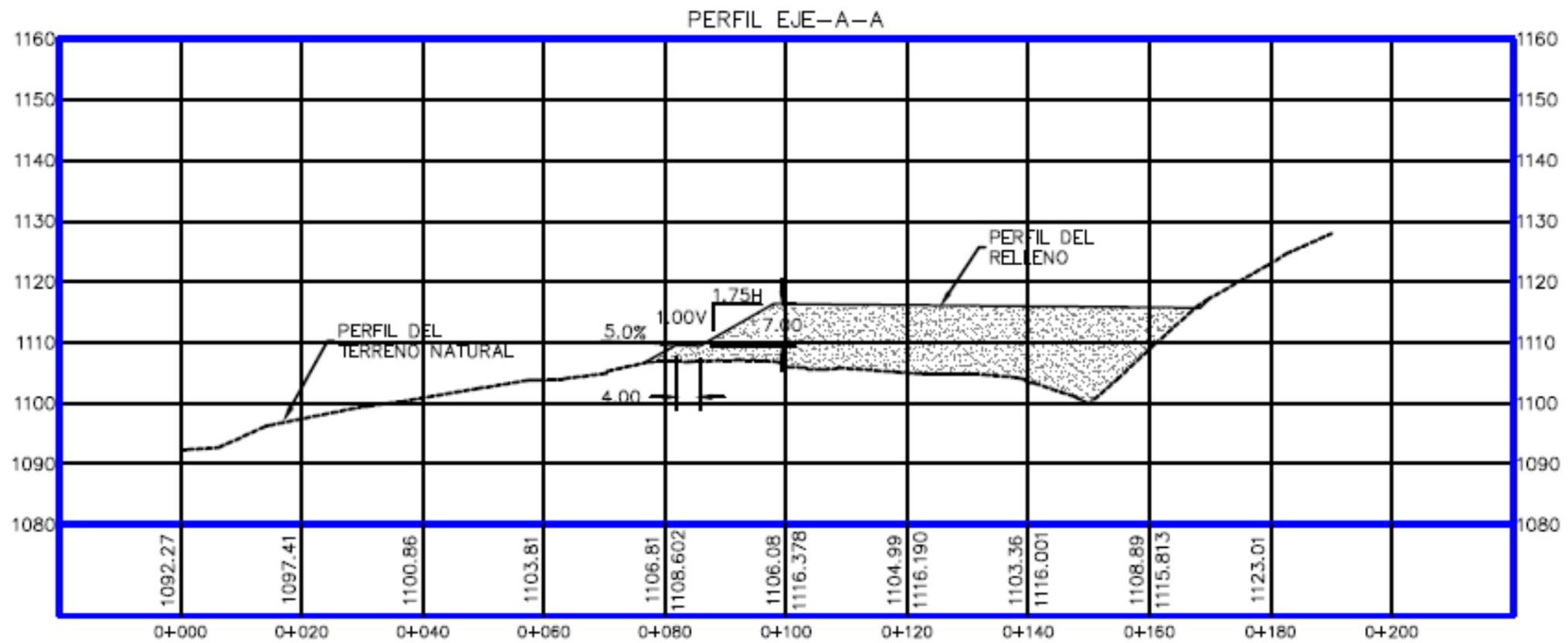


Figura 7.1.152. Perfiles transversales de la propuesta geométrica de factibilidad para la conformación de la escombrera El Cedral.
Fuente: Arroyo F. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).



Figura 7.1.153. Ubicación de ensayos DMT en el sitio de escombrera Guatuso (coordenadas en CRTM05).

Según lo que se estudió en el Sector 5 de la tubería de conducción, los materiales presentes a poca profundidad para este sitio de escombrera son arcillas de alta plasticidad y consistencia blanda (UG5), las cuales registraron números de golpe bajos en los ensayos SPT.

Lo anterior concuerda con lo obtenido de la investigación con DMT. Por lo tanto, el modelo geotécnico se conceptualizó como varios depósitos de arcillas de diferentes consistencias.

El detalle del modelo se presenta en la Figura 7.1.155 y las propiedades geotécnicas de cada material se detallan en el Cuadro.7.1.101.

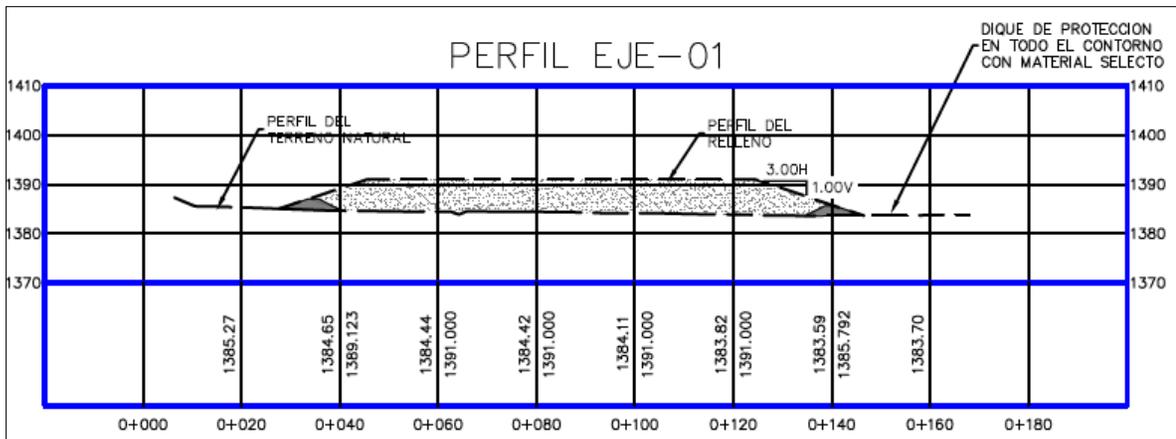
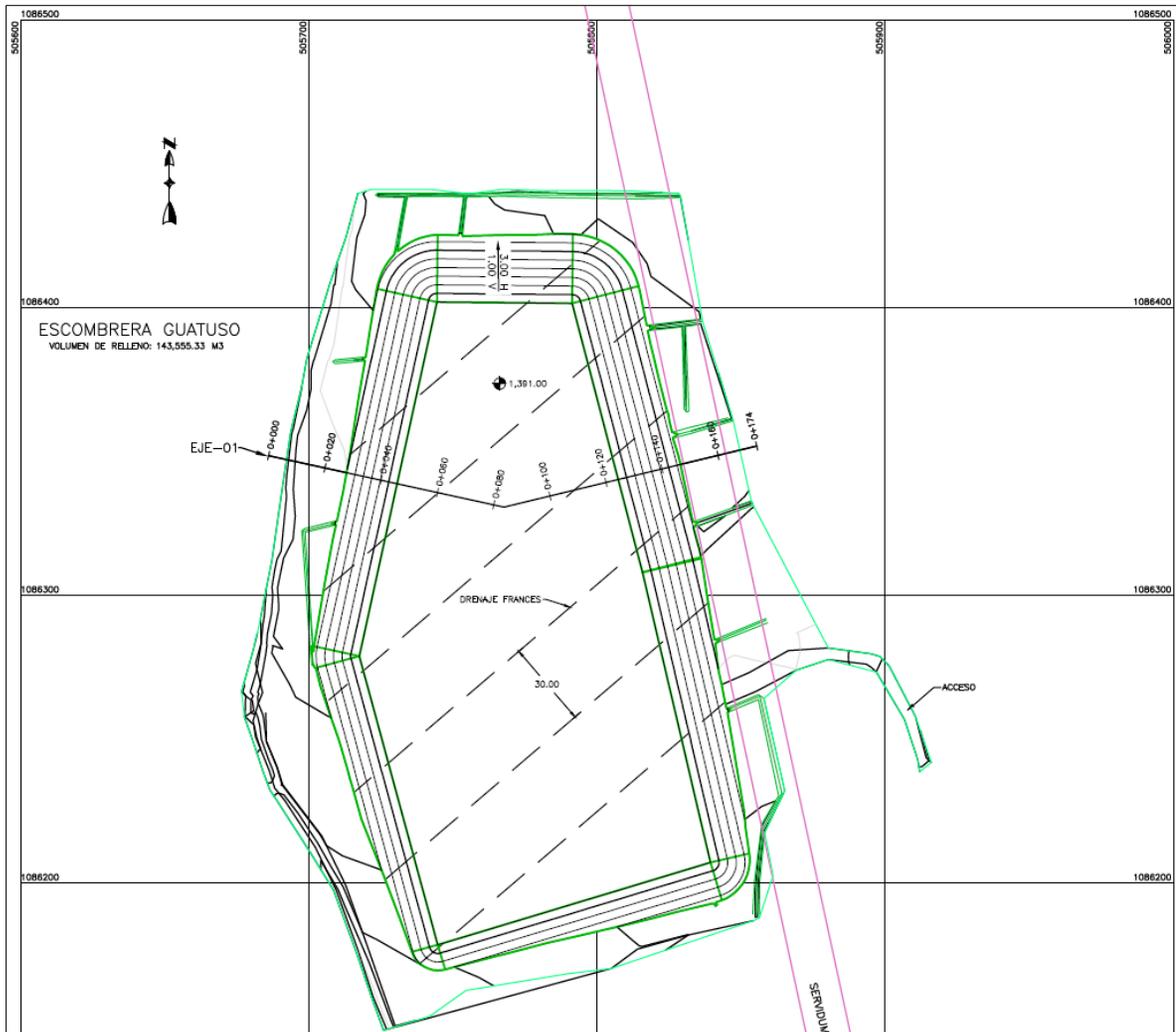


Figura 7.1.154. Propuesta geométrica (planta y perfil) de factibilidad para la conformación de la escombrera Guatuso.

Fuente: Arroyo F. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

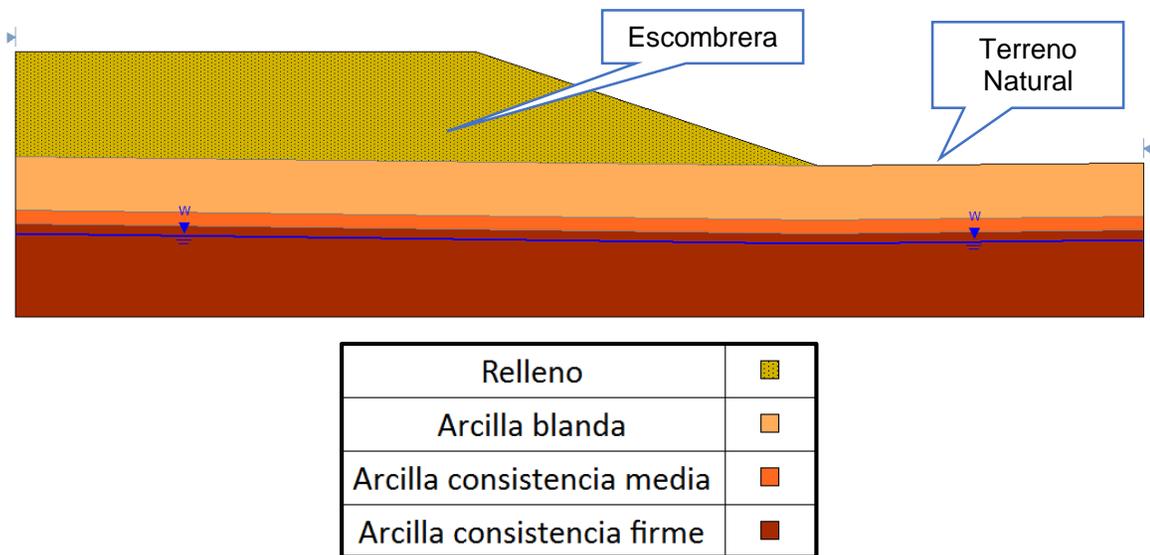


Figura 7.1.155. Perfil geotécnico (perfil Eje 01, Figura 7.1.154) de los materiales presentes en el sitio de escombrera Guatuso.

Cuadro.7.1.101. Propiedades geotécnicas de los materiales presentes en la fundación del sitio de escombrera Guatuso.

Material	γ_{seco} (kN/m ³)	Resistencia no drenada, S_u (kPa)
Arcilla blanda	16,0	22 (17 – 27)
Arcilla consistencia media	17,2	55 (34 – 77)
Arcilla consistencia firme	18,7	96 (78 – 114)

▪ Escombrera Coris

La escombrera Coris se ubica como su nombre lo indica en la localidad de Coris, entre las quebradas Luisa y Barahora, cerca de la conducción superficial Sector 6 (estación 3+900).

Esta escombrera está prevista para colocar los materiales de la conducción superficial Sectores 6 y 7, túnel Lajas y Planta Potabilizadora.

La topografía del terreno es plana por lo que no se espera algún problema de inestabilidad de laderas.

Desde el punto de vista geotécnico el sitio fue investigado mediante la realización de ensayos con el dilatómetro Marchetti (DMT). La ubicación de estos sondeos se muestra en la Figura 7.1.156.

En el Cuadro.7.1.106, para cada ensayo DMT, se muestra la variación de la resistencia al corte no drenada (S_u) con la profundidad y su correspondiente valor del peso específico en condición natural.

A partir de esta investigación se detectó un nivel freático a 1 m de profundidad.



Figura 7.1.156. Ubicación de ensayos DMT en el sitio de escombrera Coris (coordenadas en CRTM05).

Cuadro.7.1.102. Principales resultados (resistencia al corte y peso específico) obtenidos de la ejecución de ensayos DMT en el sitio de escombrera Coris.

DMT	Prof. (m)	γ_{seco} (kN/m ³)	Su (kPa)
17-77	0,0 – 3,4	15,9	15,0 – 25,7
	3,4 – 4,6	16,5	44,7 – 46,5
	4,6 – 6,6	16,3	19,9 – 36,8
	6,6 – 8,4	18,4	79,0 – 119,5
	8,4 – 11,6	18,0	60,1 – 97,4
17-78	0,0 – 2,0	16,0	19,0 – 34,1
	2,0 – 3,2	16,8	43,1 – 57,2
	3,2 – 8,0	16,2	18,0 – 36,8
	8,0 – 9,2	16,7	36,0 – 56,3
	9,2 – 10,4	17,9	63,9 – 92,1
	10,4 – 12,6	17,7	49,2 – 61,6
	12,6 – 13,2	17,0	24,4 – 29,9
	13,2 – 13,6	17,2	53,6 – 61,4
	13,6 – 14,4	17,9	-
14,4 – 15,4	17,9	52,6 – 67,3	
17 - 79	0,0 – 2,8	16,0	13,1 – 27,9
	2,8 – 4,4	17,2	34,4 – 71,5
	4,4 – 6,6	16,1	17,1 – 35,3
	6,6 – 7,8	16,8	33,2 – 55,4
	7,8 – 9,2	16,7	29,9 – 39,1
	9,2 – 15,4	17,4	31,0 – 72,9

Adicional a la investigación de campo se obtuvieron muestras de los materiales encontrados para determinar el contenido de humedad y la clasificación SUCS correspondiente. Los resultados obtenidos se muestran en el Cuadro.7.1.103.

Cuadro.7.1.103. Contenido de humedad y clasificación SUCS de los materiales presentes en el sitio de escombrera Coris.

Muestra	Prof. (m)	%Wnat	LL	LP	IP	SUCS
1	3,0 – 4,2	37	63	29	34	CH
2	2,0 – 3,2	35	60	23	37	CH
3	4,0 – 5,2	39	57	32	25	MH
4	6,0 – 7,2	49	66	28	38	CH

El diseño geométrico preliminar para este sitio de escombrera se muestra en la Figura 7.1.157 y en la Figura 7.1.158.



Figura 7.1.157. Propuesta geométrica (planta) de factibilidad para la conformación de la escombrera Coris.
Fuente: Arroyo F. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

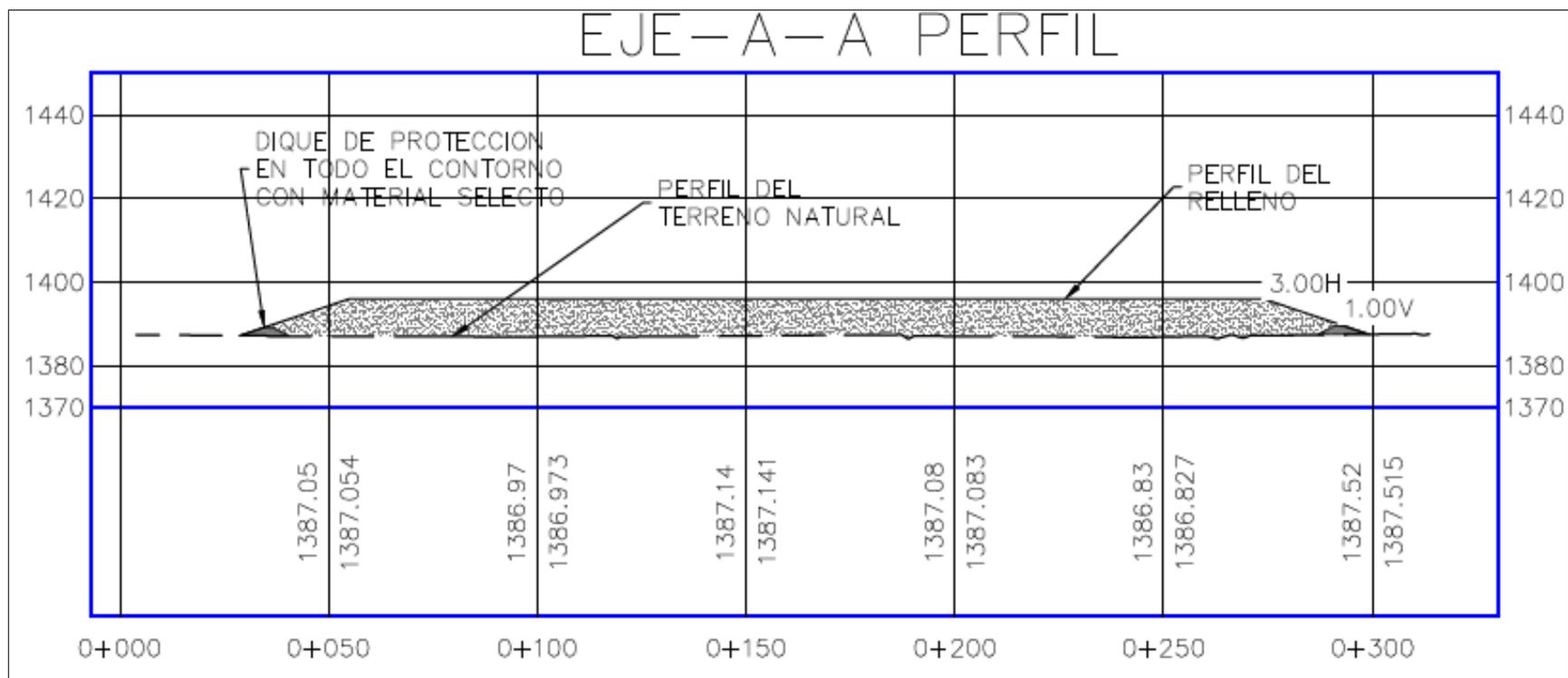


Figura 7.1.158. Propuesta geométrica (perfil) de factibilidad para la conformación de la escombrera Coris.

Fuente: Arroyo F. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

Según la investigación geotécnica realizada el sitio de la escombrera Coris está compuesto por capas de suelo tipo limos de alta plasticidad y arcillas de consistencia variable. El detalle del modelo se presenta en la Figura 7.1.159 y las propiedades geotécnicas de cada material se detallan en el Cuadro.7.1.104.

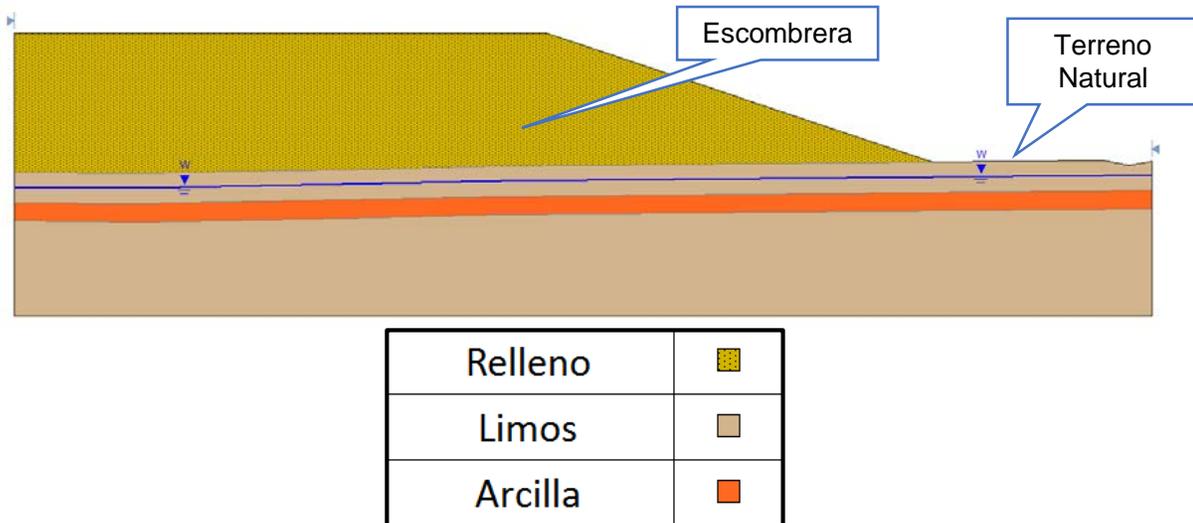


Figura 7.1.159. Perfil geotécnico (perfil eje A-A, Figura 7.1.158) de los materiales presentes en el sitio de escombrera Coris.

Cuadro.7.1.104. Propiedades geotécnicas de los materiales presentes en la fundación del sitio de escombrera Coris.

Material	γ_{seco} (kN/m ³)	Resistencia no drenada, S_u (kPa)
Limos	16,0	25 (19 – 31)
Arcilla consistencia media	16,8	51 (41 – 62)

▪ Escombrera Damas

En este sitio se realizaron 2 perforaciones con SPT, las cuales se ubicaron conforme se indica en el Cuadro.7.1.105.

Cuadro.7.1.105. Ubicación de Perforaciones SPT en la escombrera Damas.

Escombrera	COD_ENS	E	N	Elevación	Prof. (m)
Damas	ED1	496012	1091587	1221,80	4,00
Damas	ED2	496061	1091476	1231,80	4,00

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

Los resultados derivados de la prueba con SPT se detallan en el Cuadro.7.1.106.

Cuadro.7.1.106. Resultados de pruebas con SPT, Escombrera Damas.

COD_ENS	Prof. (m)	N _{MÍN} - N _{MÁX}	N _{PROM}	Consistencia	Su, kPa
ED1	0,0 – 3,0	3 - 13	4	Media	26
	3,0 – 4,0		11	Compacta	84
ED2	0,0 – 2,0	4 - 13	5	Media	38
	2,0 – 4,0		9	Compacta	66

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

En los dos puntos investigados en el sitio de escombrera Damas se evidenció la presencia de nivel freático entre los 0.55 m a 1.95 m. Los ensayos de campo fueron ejecutados en junio del 2016.

De la investigación realizada en este sitio de escombrera se observa que los materiales presentan una consistencia compacta hasta los 4.00 m de exploración. De acuerdo a su granulometría los materiales corresponden con arcillas densas y arcillas ligeras con arena. En el Cuadro.7.1.107 se muestran los resultados de las pruebas de laboratorio.

Cuadro.7.1.107. Resultados de laboratorio de la Escombrera Damas.

Prof. (m)	SUCS	Descripción	Malla 200	%W	LL	LP	IP
0,0 – 3,0	CH / CL	Arcilla densa / Arcilla ligera con arena	83	37	48	21	27
3,0 – 4,0	CL	Arcilla ligera con arena	77	54	44	21	23

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

Con lo anterior conceptualmente se planteó un modelo geotécnico de dos capas de materiales, cuyas propiedades geomecánicas se detallan en el Cuadro.7.1.108.

Cuadro.7.1.108. Propiedades de las Unidades Geotécnicas en las Escombrera Damas.

Unidad Geotécnica	Prof. (m)	SUCS	Material	Su (kPa)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	Ka
ED-UG1	0,0 – 1,0	CH / CL	Arcilla densa / Arcilla ligera con arena	83	18	19,5	0,38
ED-UG2	1,1 – 4,0	CL	Arcilla ligera con arena	77	18	19,5	0,38

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

El diseño geométrico preliminar para este sitio de escombrera se muestra en la Figura 7.1.160.

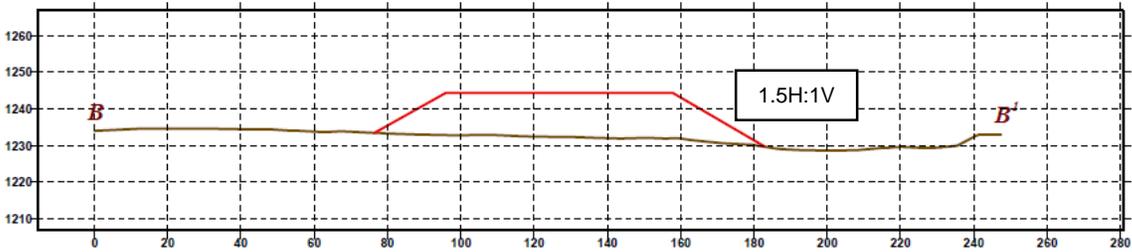
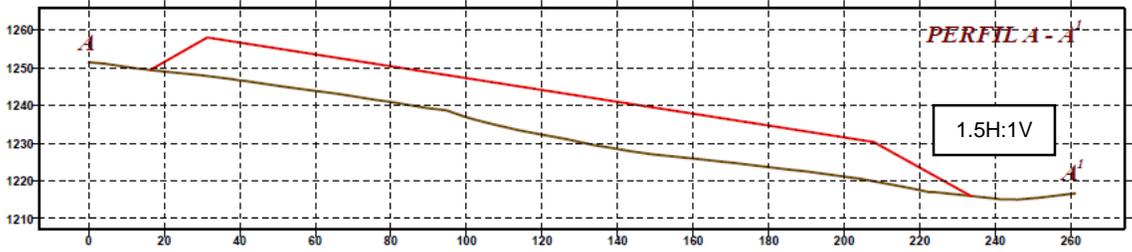
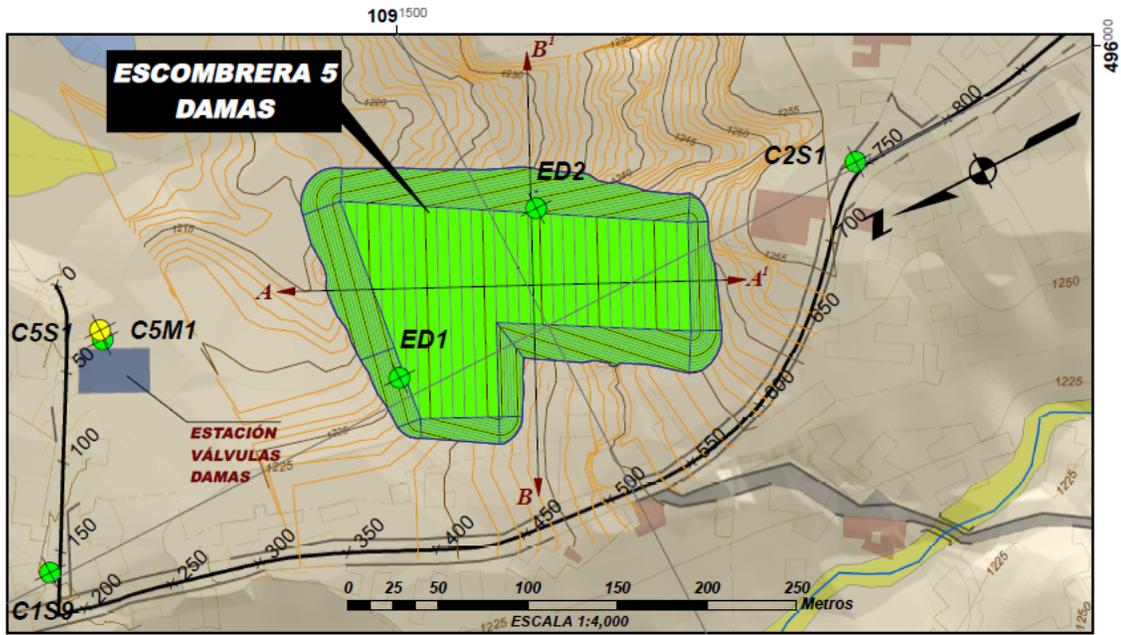


Figura 7.1.160. Propuesta geométrica (planta y perfil) de factibilidad para la conformación de la escombrera Damas.
Fuente: Cruz K. & Bonilla J. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

- **Escombrera Jorco**

En el sitio de escombrera Jorco se realizó una perforación SPT (código EJ1), la cual se ubicó en las coordenadas CRTM05 Este: 492178 y Norte: 1092305, a una elevación de 1163.97 msnm y con una profundidad de 3.5 m.

Los resultados de esta prueba se muestran en el Cuadro.7.1.109.

Cuadro.7.1.109. Resultados de pruebas con SPT, Escombrera Jorco.

COD_ENS	Prof. (m)	N _{MÍN} - N _{MÁX}	N _{PROM}	Consistencia	Su, kPa
EJ1	0,0 – 2,5	4 - 30	6	Media	41
	2,5 – 3,5		30	Dura	225

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

En este sitio se evidencio la presencia de nivel freático entre los 1.55 m a los 2.00 m. Los ensayos de campo fueron ejecutados en junio del 2016.

Con la investigación realizada se determinó que los materiales presentan una consistencia compacta. De acuerdo al Sistema de Clasificación Unificada de Suelos los materiales clasifican como arcilla ligera arenosa y limo elástico con arena. En el Cuadro.7.1.110 se muestran los resultados de las pruebas de laboratorio.

Cuadro.7.1.110. Resultados de laboratorio de la Escombrera Jorco.

Prof. (m)	SUCS	Descripción	Malla 200	%W	LL	LP	IP
0,0 – 3,0	CL	Arcilla ligera arenosa	63	14	40	20	20
3,0 – 4,0	ML	Limo elástico con arena	77	63	50	32	18

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

El sitio de escombrera está conformado por dos capas de materiales, las cuales se asocian con las unidades geotécnicas EJ-UG1 y EJ-UG2. Las propiedades geomecánicas de estas unidades se presentan en el Cuadro.7.1.111.

Cuadro.7.1.111. Propiedades de las Unidades Geotécnicas en la Escombrera Jorco.

Unidad Geotécnica	Prof. (m)	SUCS	Material	Su (kPa)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	Ka
EJ-UG1	0,0 – 3,0	CL	Arcilla ligera arenosa	41	18	19,5	0,38
EJ-UG2	3,0 – 3,5	ML	Limo elástico con arena	225	18	19,5	0,38

Fuente: Cruz K. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

El diseño geométrico preliminar para este sitio de escombrera se muestra en la Figura 7.1.161.

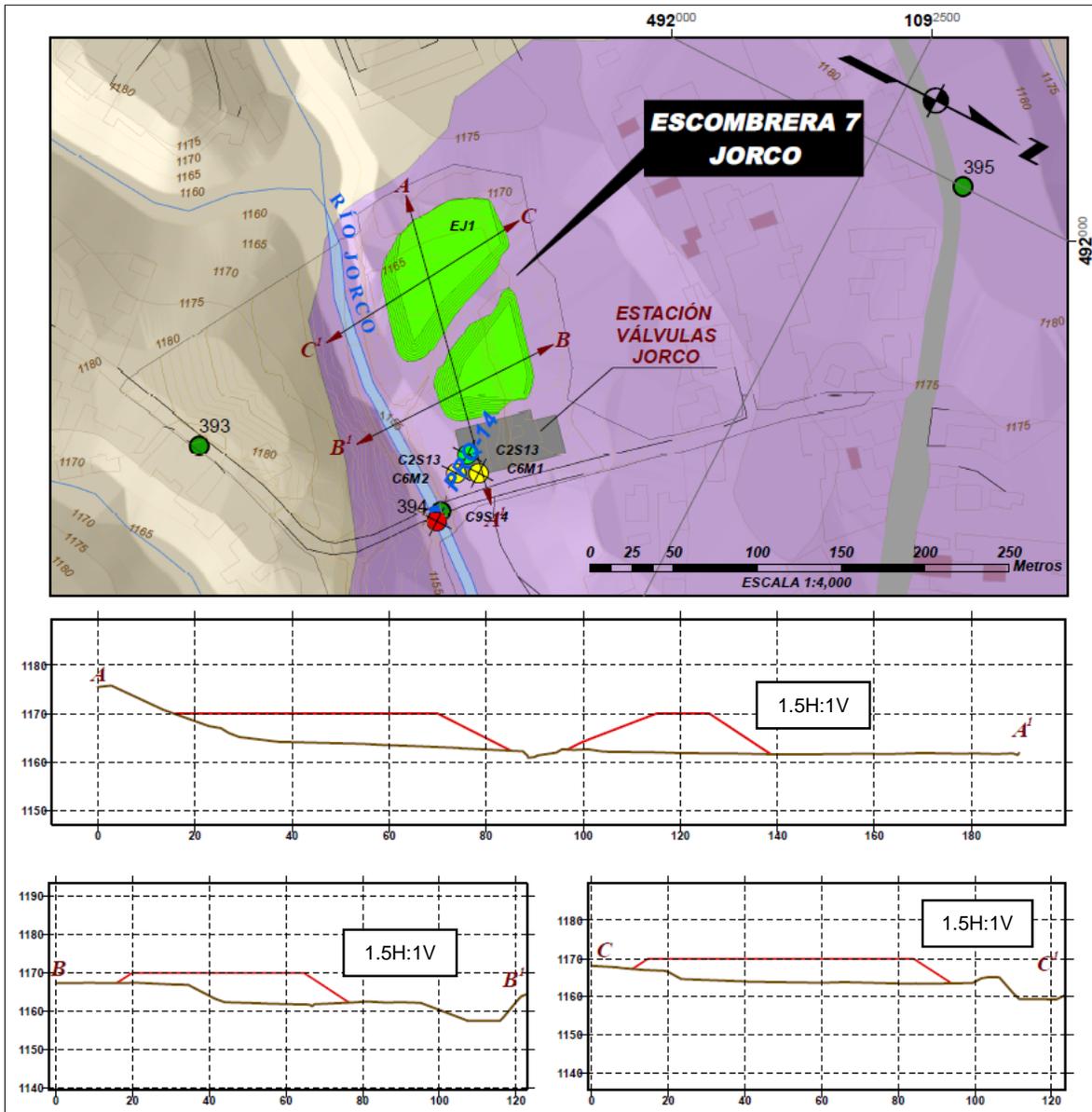


Figura 7.1.161. Propuesta geométrica (planta y perfil) de factibilidad para la conformación de la escombrera Jorco.

Fuente: Cruz K. & Bonilla J. (2017), a partir de Centro de Servicio Diseño (2017).

7.1.6. Estabilidad de taludes

A continuación, se presentan los resultados de análisis de estabilidad de las obras de mayor consideración en lo que respecta con procesos de movimientos de tierra.

7.1.6.1. Desarenador

- **Diseño de excavación**

La estructura del Desarenador posee un nivel de desplante que varía desde 6,5 m hasta 19 m bajo el nivel del terreno natural, por lo que requiere una excavación con taludes estables y espacio suficiente en la base para que se desarrollen las obras constructivas de una forma segura, tanto para los trabajadores como para la obra en sí.

El diseño de excavación de esta obra contempla la excavación del portal de salida del túnel de Ventana, por donde se aporta el agua inicialmente, y el portal de entrada al túnel El Llano, el cual conecta en el extremo aguas abajo del Desarenador.

La geometría de la excavación contempla dos tipos de zonas en las cuales se tomaron como premisa diferentes inclinaciones de talud según los materiales en los que se desarrollarán. La primera zona es la de los taludes laterales, los cuales se desarrollarán en las unidades geotécnicas 2, 3 y 4, debido al tipo de material éstas se consideraron con taludes con pendiente 1H: 1V. La segunda zona es la de los portales, debido a que éstas excavaciones son un poco más altas y la unidad geotécnica 5 (roca meteorizada) se encuentra cerca, se consideraron taludes un poco más empinados, con pendiente 0,5H: 1V con el fin de disminuir la altura total de corte.

Se consideró en todos los casos, independientemente de la zona, la configuración de taludes de 6 m de altura seguidos de una berma de 2,5 m de ancho con el fin de mejorar la estabilidad en los taludes de la excavación y facilitar el “tránsito” por las mismas. En el caso de la excavación de la Ventana esta condición no se cumple en el talud superior. Todas las bermas tienen el mismo ancho y cuentan con un bombeo de 2% para facilitar el encauce del agua de escorrentía a las contra cunetas.

El detalle de diseño de excavación a nivel de factibilidad se presenta en la Figura 7.1.162.

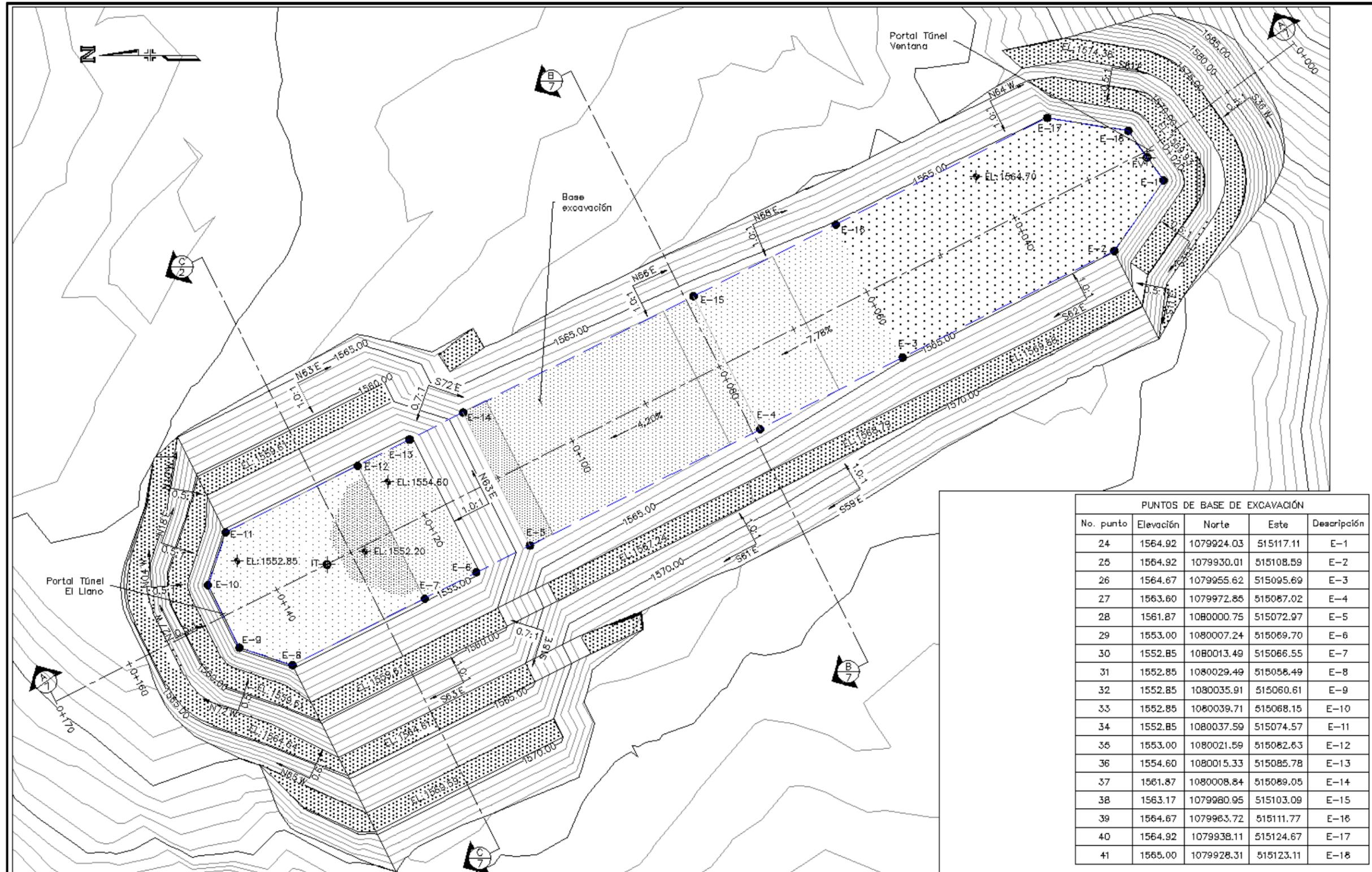


Figura 7.1.162. Propuesta de excavación en factibilidad para la conformación de la obra del desarenador.
Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

▪ **Criterios de diseño de los taludes de corte**

Para el diseño de los taludes de excavación se realizaron análisis de estabilidad con el software Slide 6.0 de la casa matriz Rocscience, tomando en consideración los siguientes criterios:

- Análisis de sensibilidad de la estabilidad de los taludes excavados en suelo residual y roca meteorizada. Se realizaron análisis determinísticos de equilibrio límite por el método de las dovelas (Bishop Simplificado, Janbu Simplificado y Spencer), a través de superficies de fallas circulares y no circulares.
- No se realizó análisis con cargas externas, ya que en este caso no se considera que existan cargas que puedan afectar la estabilidad de los taludes.
- Los análisis de estabilidad se realizaron en condiciones secas y saturadas, según el comportamiento normal del nivel freático y su impacto producto de la excavación.
- Se consideraron modelos con el nivel freático abatido o modificado únicamente por la excavación y otro caso considerando la inclusión de drenajes perforados de profundidad variable según el caso. Los factores de seguridad en los distintos casos varían, ya que siempre se espera una mejoría en la estabilidad abatiendo el nivel freático.
- Para analizar los casos con sismo se consideró un coeficiente pseudoestático horizontal de 0,20g y vertical de 0,02g, según datos suministrados por el Código geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2015), en función del entorno sísmico descrito en el estudio de amenaza sísmica y características geotécnicas de la zona, de acuerdo con los modelos correspondientes. Para el sitio del Desarenador se consideró que éste se encuentra en la zona III y en términos generales el tipo de sitio es S2.
- Con base en recomendaciones dadas por el Código geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2015), el diseño de los taludes de corte deberán cumplir con un factor de seguridad mínimo para excavaciones permanentes de 1,50 en condición estática y 1,10 en condición pseudoestática, según un nivel de riesgo contra pérdidas humanas medio y un riesgo alto contra daños económicos y ambientales.

A partir de los resultados de los análisis de estabilidad, se definieron las medidas de estabilización y los sistemas de refuerzos de los taludes de las excavaciones.

▪ **Estabilidad de taludes**

Esta sección está orientada a mostrar la estabilidad de los taludes de corte, los cuales estarán expuestos durante la construcción y algunos de ellos durante la operación de la obra.

A continuación, se presentan los resultados de los análisis de estabilidad y el diseño geotécnico establecido. Se toma como referencia una sección longitudinal que cruza por los portales del túnel y dos secciones transversales al eje de la excavación.

Se evaluaron distintas condiciones para los análisis de estabilidad. Una condición es la inicial considerando solo la excavación con el nivel freático solamente abatido por la excavación. De ser necesario, una segunda condición con el nivel freático abatido por drenajes y la tercera condición con refuerzo.

Los factores de seguridad obtenidos en los análisis de estabilidad para cada una de las condiciones planteadas se muestran a continuación (Cuadro.7.1.112 al Cuadro.7.1.115). Los parámetros de resistencia considerados para los materiales modelados, fueron determinados a partir del modelo geotécnico correspondiente.

Los valores que se muestran son el promedio de los tres métodos analizados (Bishop Simplificado, Janbu Simplificado y Spencer). Además, se indica si se cumple o no según los factores mínimos recomendados.

Cuadro.7.1.112. Resultados de los análisis de estabilidad para el talud del Portal del Túnel de Ventana (perfil A-A, Figura 7.1.162).

Condición	Estático		Pseudoestático	
	Prom	Condición	Prom	Condición
Corte sin soporte	0,91	No cumple	0,69	No cumple
Corte sin soporte + drenajes	0,93	No cumple	0,76	No cumple
Corte con soporte (Anclajes) + drenajes	1,59	Cumple	1,36	Cumple
Talud inferior	2,60	Cumple	5,16	Cumple
Talud intermedio	2,56	Cumple	6,67	Cumple
Talud superior	1,65	Cumple	1,35	Cumple

Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

Cuadro.7.1.113. Resultados de los análisis de estabilidad para el talud del Portal del Túnel El Llano (Perfil A-A, Figura 7.1.162).

Condición	Estático		Pseudoestático	
	Prom	Condición	Prom	Condición
Corte sin soporte	1,41	No cumple	1,02	No cumple
Corte sin soporte + drenajes	1,45	No cumple	1,06	No cumple
Corte con soporte (Anclajes) + drenajes	1,69	Cumple	1,25	Cumple
Talud inferior	3,47	Cumple	3,31	Cumple
Talud intermedio	3,15	Cumple	2,56	Cumple
Talud superior	3,44	Cumple	2,35	Cumple

Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

Cuadro.7.1.114. Resultados de los análisis de estabilidad para el talud del Perfil B – B (Figura 7.1.162).

Condición	Estático		Pseudoestático	
	Prom	Condición	Prom	Condición
Margen derecha - Sin soporte	1,77	Cumple	1,29	Cumple
Margen izquierda - Sin soporte	1,44	Cumple	1,11	Cumple
Talud inferior	1,85	Cumple	1,41	Cumple
Talud superior	1,79	Cumple	1,30	Cumple

Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

Cuadro.7.1.115. Resultados de los análisis de estabilidad para el talud del Perfil C – C (Figura 7.1.162).

Condición	Estático		Pseudoestático	
	Prom	Condición	Prom	Condición
Margen derecha - Sin soporte	1,72	Cumple	1,21	Cumple
Talud inferior	2,62	Cumple	1,94	Cumple
Talud superior	1,72	Cumple	1,29	Cumple
Margen izquierda - Sin soporte	1,58	Cumple	1,10	Cumple
Talud inferior	2,78	Cumple	2,08	Cumple
Taludes intermedio 1	3,33	Cumple	2,35	Cumple
Taludes intermedio 2	1,85	Cumple	1,37	Cumple
Talud superior	2,05	Cumple	1,52	Cumple

Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

Los resultados finales de los factores de seguridad obtenidos en los análisis son superiores a los mínimos recomendados. Por esta razón se concluye que los taludes son estables y no representan riesgo alguno para la excavación y los trabajos posteriores.

A partir de los resultados de los análisis de estabilidad, se definieron las medidas de estabilización y los sistemas de refuerzos de los taludes de las excavaciones.

▪ Refuerzo y protección de taludes

Según los resultados obtenidos de los análisis de estabilidad, se definió la necesidad de utilizar refuerzo y protección a los taludes según cada zona.

Se puede observar que, en el caso de los taludes laterales de la excavación, no se requiere mayor refuerzo, debido a que los factores de seguridad cumplen sin la implementación de algún tipo de soporte. Sin embargo, para ambos márgenes de los taludes laterales, tanto derecha como izquierda, se recomienda la colocación de concreto lanzado en un espesor pequeño de 5 cm para protección contra la erosión. Además, se plantean drenajes cortos de 1 m de longitud para abatir los niveles de agua ocasionales que se puedan presentar y evitar la carga sobre el concreto lanzado.

En el caso de los taludes de los portales, como se puede apreciar, los taludes no cumplen con los factores seguridad mínimos establecidos, con el corte en condiciones naturales y con el nivel freático solo abatido por efectos de la excavación, tanto en condiciones estáticas como pseudoestáticas. Se obtuvieron los factores de seguridad utilizando solo drenajes, sin embargo, tampoco fue suficiente para superar los factores mínimos. Bajo estas circunstancias es necesario establecer las medidas de prevención, control o estabilización en los taludes para mitigar los niveles de amenaza y riesgo que puedan afectar la obra. Para este caso se estableció como medidas de estabilización el uso de drenajes medianamente profundos (de 3 m y 6 m de longitud, según la profundidad del nivel freático indicada en el modelo geológico) y la introducción de elementos estructurales resistentes como anclajes pasivos (varilla N°8 y N°10) de longitud variable según la zona, y concreto lanzado reforzado.

Tomando en consideración la acción de los drenajes se logra disminuir el agua presente en el talud y, por tanto, la presión de poros que actúa como factor desestabilizador en las superficies de rotura y grietas de tracción.

Por su parte los anclajes conformados por barras de acero trabajan a tracción y proporcionan una fuerza contraria al movimiento, por lo que se logra un incremento de las tensiones normales de las superficies de rotura (González de Vallejo et al, 2002).

En conclusión, se puede observar que con la implementación de drenes sub horizontales y elementos estructurales tipo perno pasivo se logra estabilizar el talud, obteniendo factores de seguridad adecuados acorde con los límites establecidos.

En el Cuadro.7.1.116, que se muestra a continuación se puede apreciar las áreas aproximadas de cada talud, las cuales se verán afectadas por los sistemas de refuerzo y protección de taludes.

Cuadro.7.1.116. Distribución porcentual por áreas, según el tipo de soporte de los taludes en la excavación del Desarenador.

Sector	Tipo de soporte	Área (m ²)	Porcentaje (%)
Margen Derecha	Tipo 1	2865	38,1
Margen Izquierda	Tipo 2	2510	33,4
Portal túnel de ventana	Tipo 3	340,2	4,5
	Tipo 4	874,8	11,6
Portal Túnel El Llano	Tipo 2	930	12,4
Total		7520	100,0

Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

Los tipos de refuerzo y protección de taludes definidos para cada una de las zonas de la excavación se muestran con mayor detalle en la Figura 7.1.163.

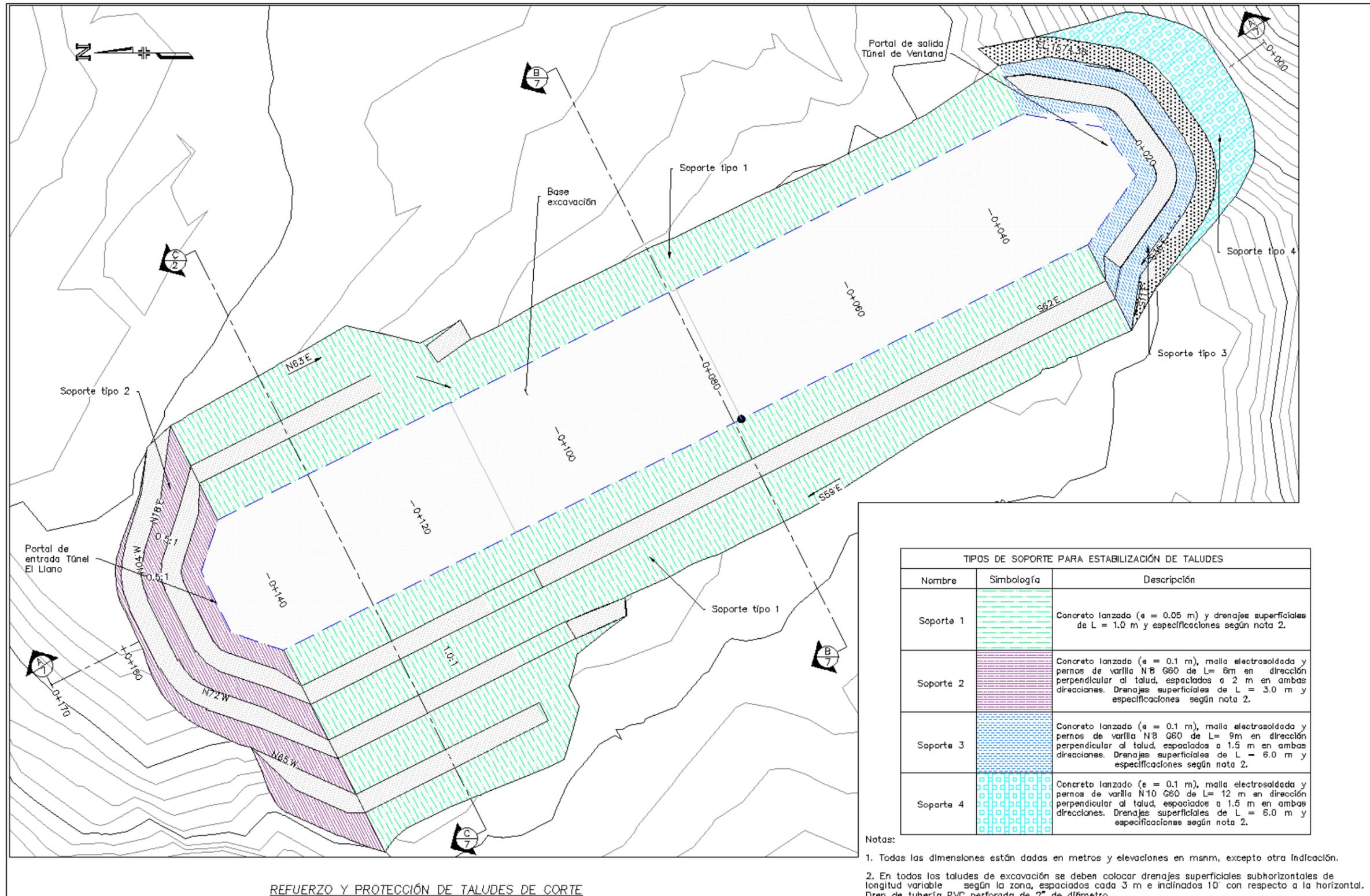


Figura 7.1.163. Representación en planta de los tipos de soporte para la estabilización de los taludes de la excavación del desarenador.
Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

7.1.6.2. Portales de entrada y salida en túneles de conducción

En este apartado se exponen las propuestas de excavación y soporte de taludes para los portales de entrada y salida de las obras subterráneas (túneles) del proyecto. Inicialmente se presentan las premisas o criterios utilizados para evaluar la estabilidad de los taludes de corte, posteriormente se indican los resultados de los análisis de estabilidad y finalmente se plantean las recomendaciones en relación con los tipos de soporte como medidas de protección y estabilización de taludes.

▪ Premisas de diseño de los taludes de corte

Para el diseño geotécnico de los taludes de excavación se realizaron análisis de estabilidad con el software Slide 6.0 de la casa matriz Rocscience, tomando en consideración los siguientes criterios:

- Se toma como referencia los modelos geológico – geotécnicos de cada uno de los túneles de conducción.
- Se analiza únicamente la estabilidad de los cortes longitudinales a las líneas de túneles correspondientes, en donde se obtienen los cortes de mayor altura.
- Se realizaron análisis determinísticos de equilibrio límite considerando los siguientes métodos: Bishop Simplificado, Janbu Simplificado y Spencer, a través de superficies de fallas circulares y no circulares.
- Inicialmente se aplicaron análisis de sensibilidad para determinar la pendiente de los taludes (generalmente entre 0,5H:1V y 1H:1V) y valorar la inclusión de bermas.
- No se consideraron análisis con cargas externas.
- Los análisis de estabilidad se realizaron en condiciones a largo plazo (consolidado – drenado), en donde los parámetros de resistencia al corte fueron determinados a criterio, con base en los resultados obtenidos de pruebas cercanas. Así mismo, se consideró el comportamiento normal del nivel freático y su impacto producto de la excavación o debido a la utilización de sistemas de drenaje.
- Para analizar los casos con sismo se consideró un coeficiente pseudoestático horizontal de 0.20g, según datos derivados del Código geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2015), en función del entorno sísmico y características geotécnicas de la zona. En general, se consideró que los sitios de estudio se encuentran en la zona III y el tipo de sitio varía entre S2 y S3.
- Se definió un nivel riesgo bajo contra pérdidas de vidas humanas, ya que durante la operación de la obra se considera una permanencia eventual de personas. Además, se consideró un nivel de riesgos alto contra daños económicos y ambientales, debido a que un fallo en la obra podría ocasionar una interrupción prolongada del servicio básico de agua potable.
- Con base en el punto anterior y en recomendaciones dadas por el Código geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2015), el diseño de los taludes de corte deberán cumplir con un factor de seguridad mínimo para excavaciones permanentes de 1,40 en condición estática y 1,05 en condición pseudoestática.

Con base en los resultados de los análisis de estabilidad, se definieron las medidas de estabilización y los sistemas de refuerzos de los taludes de las excavaciones correspondientes.

▪ **Resultados del análisis de estabilidad del portal de salida del túnel “El Llano”**

A continuación, en el Cuadro.7.1.117 se muestran los resultados obtenidos (factores de seguridad) de los análisis de estabilidad realizados sobre el perfil longitudinal A – A entre las estaciones 0+150 y 0+260 (ver planta y perfil de la Figura 7.1.164).

Cuadro.7.1.117. Resultados de los análisis de estabilidad para el talud del Portal de Salida del túnel El Llano (Perfil longitudinal A-A, Figura 7.1.164).

Tipo de falla	Superficie	Análisis estático		Análisis pseudoestático	
		F.S. Prom.*	Cumplimiento con FS mínimo	F.S. Prom.*	Cumplimiento con FS mínimo
Circular	Global (talud completo)	1,51	SI	1,09	SI
	Superficie saliendo a nivel de berma superior	1,69	SI	1,21	SI
	Superficie saliendo a nivel de berma intermedia	1,78	SI	1,25	SI
	Superficie saliendo a nivel de berma inferior	1,79	SI	1,20	SI

*Considera el promedio de los tres métodos de análisis utilizados.

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

En general las diferentes superficies evaluadas presentan una condición de estabilidad satisfactoria.

Sin embargo, se aclara que, de acuerdo con el criterio hidrogeológico establecido para este sitio, con la información e investigación actual no fue posible determinar la existencia o no de un nivel freático o acuífero dentro del modelo correspondiente. Según lo visto in situ, es posible que el talud tenga un comportamiento en condiciones parcialmente secas. Para efectos de esta etapa del proyecto, se considera que las pendientes adoptadas en el diseño de excavación son válidas para dicha circunstancia, en donde los factores de seguridad cumplen con los requerimientos mínimos.

Para futuras etapas se debe verificar adecuadamente las condiciones reales del agua dentro del talud y su efecto en la estabilidad, a través de una investigación más localizada y orientada a esta zona (portal de salida del túnel el Llano). Si se determina un nivel freático alto, se debe considerar la utilización de un sistema de drenajes transversales.

En la Figura 7.1.164 se muestra la propuesta de factibilidad para la excavación del portal de salida del túnel El Llano, con la cual se realizó los análisis anteriormente mostrados.

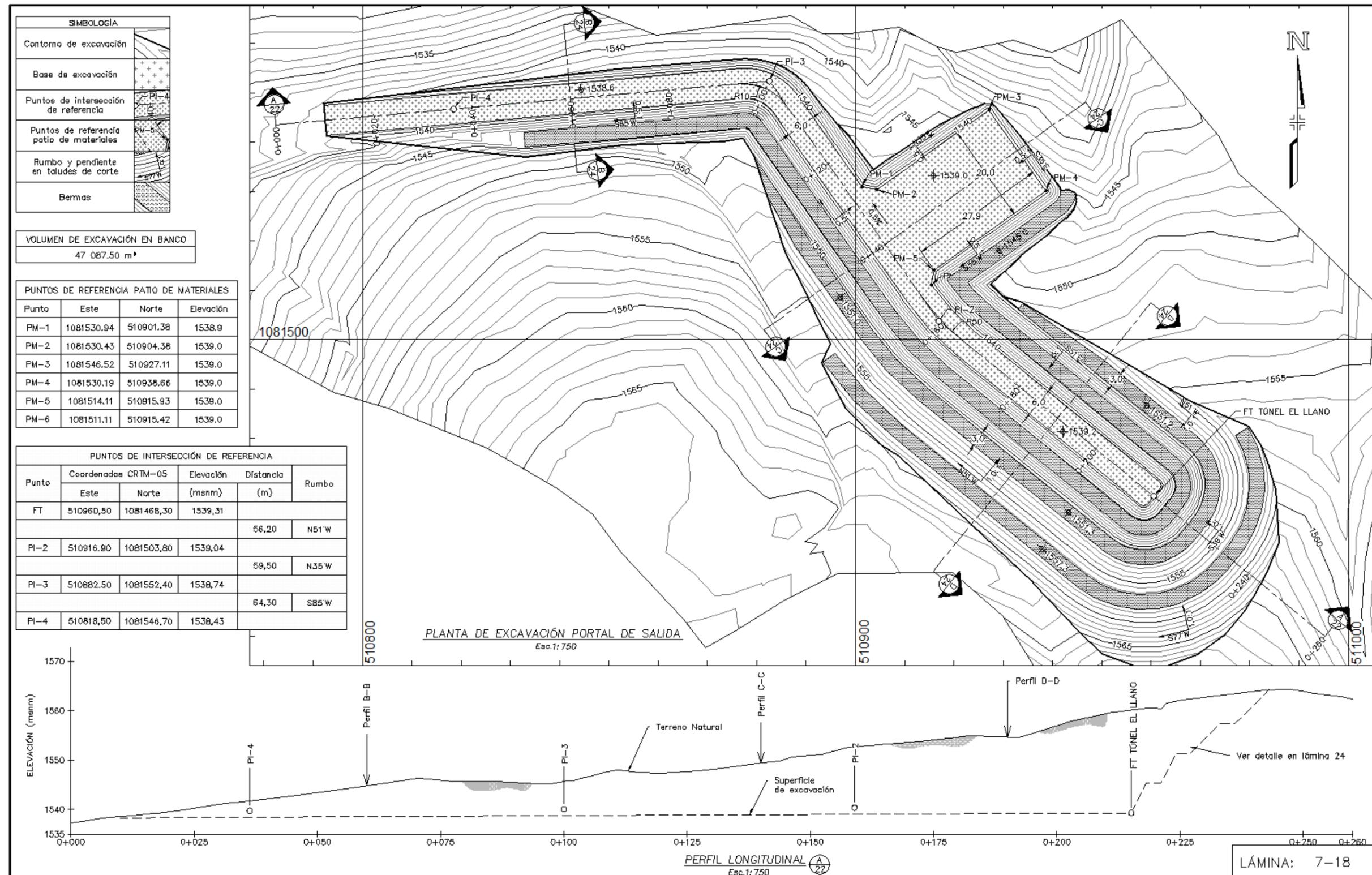


Figura 7.1.164. Propuesta de excavación en factibilidad para la conformación del portal de salida del túnel “El Llano”.

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

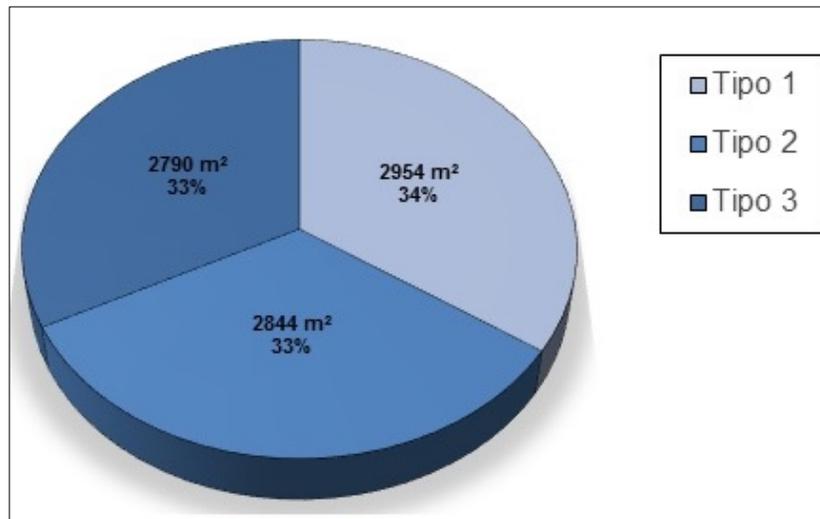
▪ **Propuesta de excavación y medidas de estabilización de taludes**

Con base en los resultados mostrados en el apartado anterior se propone que el portal de salida del túnel El Llano sea excavado con taludes 0,5H:1V hasta una altura de 12 m y posteriormente se realicen cortes con pendientes 1H:1V. Igualmente, se deben considerar bermas de 3 m de ancho a cada 6 m de altura.

Además, se plantean las siguientes medidas de estabilización:

- **Sistema de protección Tipo 1:** concreto lanzado sin refuerzo con el objetivo de impedir la infiltración de agua y la ocurrencia de fenómenos superficiales de erosión. Este sistema es recomendado para taludes no mayores a 12 m de altura, y con pendientes mayores a 60°, en donde se complica establecer una buena vegetación como protección contra erosión.
- **Sistema de protección Tipo 2:** sistema integrado por concreto lanzado, malla electrosoldada y pernos con el objetivo de impedir la infiltración del agua, evitar la ocurrencia de fenómenos de erosión y reforzar el suelo sub-superficial. Este sistema debe ser utilizado en los taludes inferiores de los cortes mayores a 12 m de altura, los cuales presentan una pendiente mayor a 60°, lo que complica establecer una buena vegetación como protección contra erosión. Considerar la inclusión de drenajes profundos si así lo amerite durante el proceso constructivo.
- **Sistema de protección Tipo 3:** recubrimiento con vegetación, el cual puede ser complementado con biomantos y cuyo objetivo es impedir la infiltración de agua y la ocurrencia de fenómenos superficiales de erosión. Este sistema es recomendado para los taludes superiores de los cortes mayores a 12 m de altura y con pendientes de 45°.

En la Figura 7.1.165 se representa la distribución porcentual de los tipos de sistemas de protección anteriormente establecidos para los taludes de excavación del portal de salida del túnel El Llano.

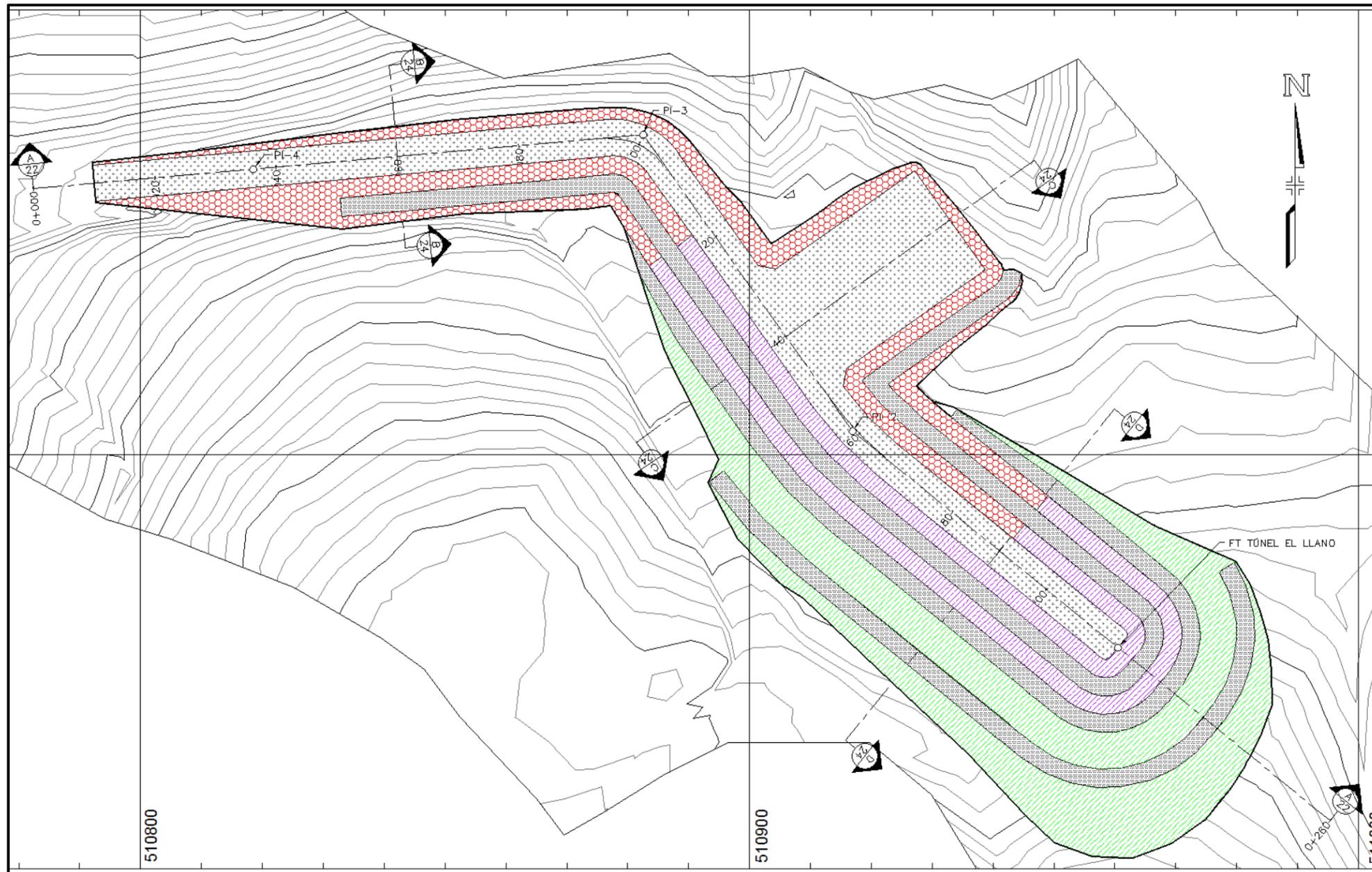


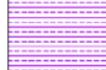
*Se incluye área de bermas

Figura 7.1.165. Distribución de los sistemas de protección de taludes para la excavación del portal de salida del túnel El Llano.

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

La ubicación de los sistemas de protección de taludes para esta obra se detalla en la Figura 7.1.166.



SISTEMAS DE PROTECCIÓN DE TALUDES DE CORTE		
Tipo 1		Concreto lanzado (e=0,05m) sin refuerzo
Tipo 2		Concreto lanzado (e=0,01m), malla electrosoldada y pernos de varilla N°6 de L=3m espaciados @2,50m en ambas direcciones e inclinados 10° con la horizontal
Tipo 3		Recubrimiento con vegetación complementado con biomantos

NOTAS:

1. Todas las dimensiones están dadas en metros, excepto otra indicación.
2. Colocar canales de drenaje en la corona del talud y en las bermas intermedias.
3. En las superficies con concreto lanzado se deberán construir "lloraderos" de 5 cm de diámetro @ 1 m en ambas direcciones.
4. El alcance final de los sistemas de protección de taludes quedará sujeto a lo establecido en etapas posteriores y a las condiciones finalmente encontradas.

Figura 7.1.166. Representación en planta de los tipos de soporte para la estabilización de los taludes de la excavación del portal de salida del túnel El Llano.

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

- **Resultados del análisis de estabilidad del portal de entrada del túnel “Tejar”**

En la Figura 7.1.167 se muestra la propuesta de factibilidad para la excavación del portal de entrada del túnel Tejar, la cual se tomó como referencia para llevar a cabo los análisis correspondientes.

A continuación, en el Cuadro.7.1.118 se muestran los resultados obtenidos (factores de seguridad) de los análisis de estabilidad realizados sobre el perfil longitudinal A – A entre las estaciones 0+150 y 0+250, Figura 7.1.167).

Cuadro.7.1.118. Resultados de los análisis de estabilidad para el talud del Portal de Entrada del túnel Tejar (Perfil longitudinal A-A, Figura 7.1.167).

Tipo de falla	Superficie	Soporte	Análisis estático		Análisis pseudoestático	
			FS Prom*	Cumplimiento con FS mínimo	FS Prom*	Cumplimiento con FS mínimo
Circular	Global (talud completo)	NO	1.34	NO	0,96	NO
	Estabilizado	SI	1.45	SI	1,17	SI
No circular	Falla a través del contacto entre el suelo y el macizo rocoso. Superficie saliendo a nivel de taludes superiores	NO	1.36	NO	0,98	NO
		SI	1.77	SI	1,32	SI

*Considera el promedio de los tres métodos de análisis utilizados

Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

En conclusión, se obtuvo que para el portal de entrada se considera que los taludes superiores, que corresponden con suelos residuales, presentan condiciones inestables ya que no cumplen con los factores de seguridad mínimos tanto en condiciones estáticas como pseudoestáticas (efecto de un sismo). Debido a esto, se considera un sistema de refuerzo para los taludes (anclajes pasivos), con lo cual se logró superar los factores de seguridad mínimos establecidos para estas obras.

- **Propuesta de excavación y medidas de estabilización de taludes**

Con base en los resultados de los análisis de estabilidad mostrados en el apartado anterior se propone que los portales de acceso al túnel Tejar sean excavados con taludes 0,5H:1V con altura de 6 m y bermas de 3 m de ancho.

Como medidas de estabilización de taludes se proponen los siguientes sistemas de protección:

Sistema de protección tipo 1: recubrimiento con concreto lanzado reforzado con fibra sintética, el cual cumple con el objetivo de evitar la erosión y algún tipo de falla superficial que se pueda ocasionar por efecto del agua y la meteorización. Se deben colocar, además, drenajes tipo “lloraderos” con el fin de que el agua pueda salir entre el concreto lanzado y evitar que la pantalla reciba carga por efecto de la presión del agua.

Sistemas de protección tipo 2, 3 y 4: sistema integrado por concreto lanzado, malla electrosoldada y pernos pasivos con el objetivo de:

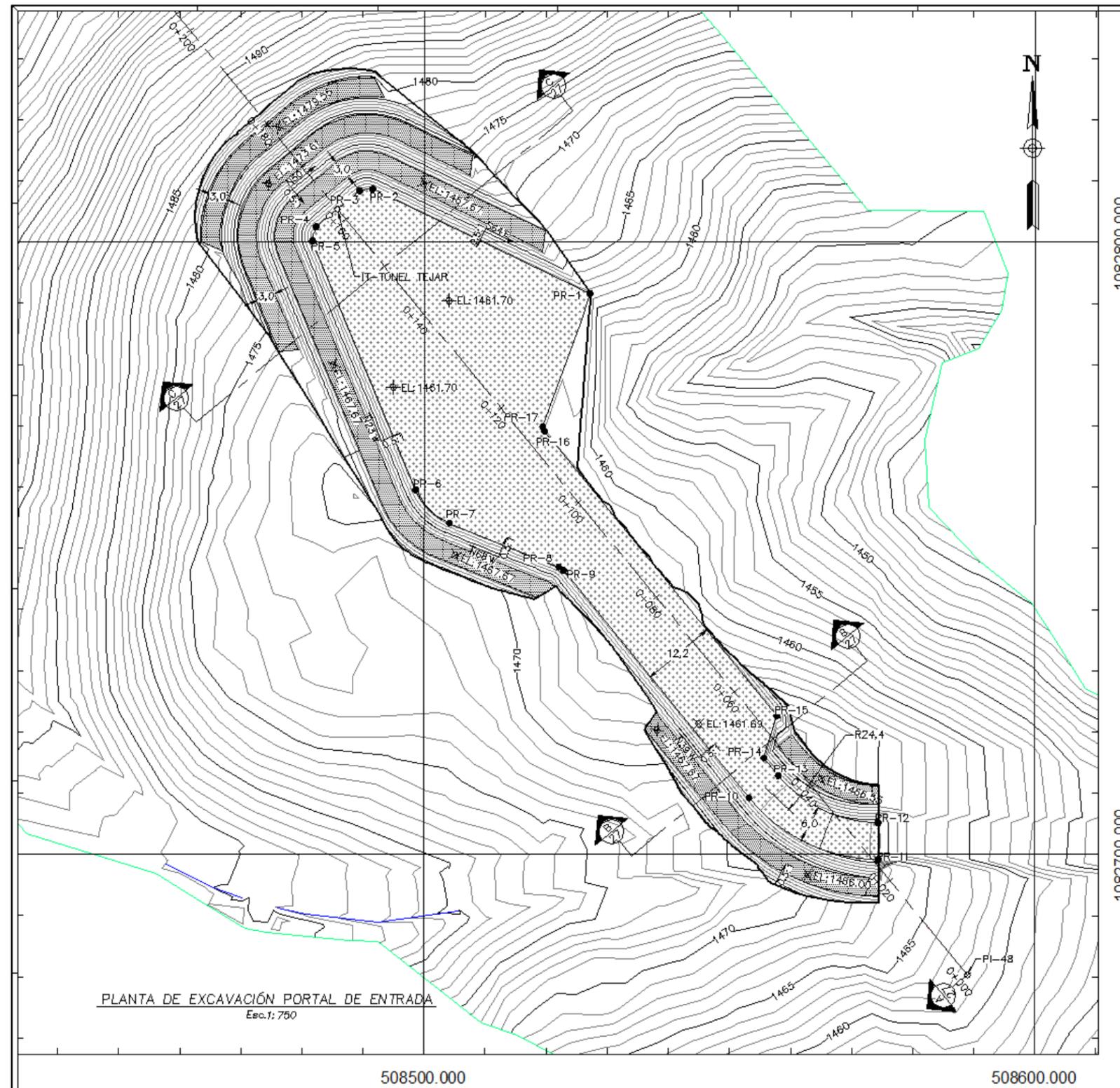


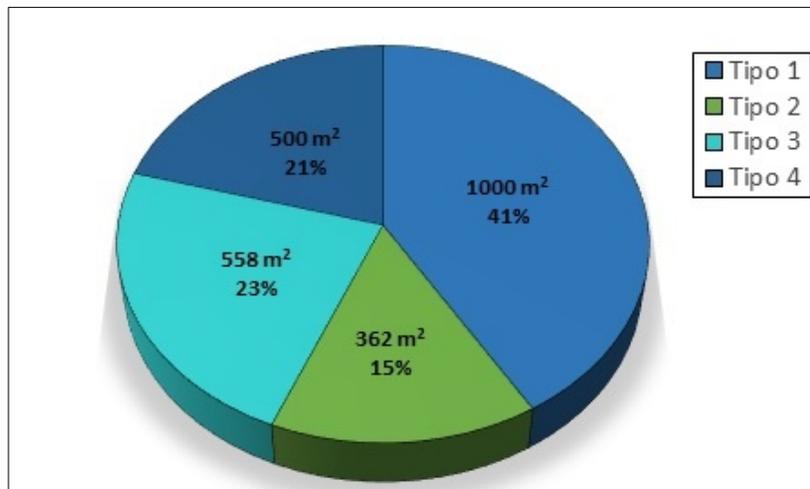
Figura 7.1.167. Propuesta de excavación de factibilidad para la conformación del portal de entrada del túnel Tejar.
Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

- Proporcionar una fuerza contraria al movimiento de la masa de suelo.
- Evitar caídos o desprendimientos de bloques de roca.
- Proteger la superficie del talud contra la erosión, principalmente en suelos o macizo rocoso meteorizado.
- Proteger la roca expuesta contra la meteorización.
- Darle continuidad superficial y apoyo a los refuerzos (pernos pasivos).

La diferencia entre estos tipos de sistemas de protección se basa en las características propias de cada elemento, por ejemplo: espesor de concreto lazado y el tipo, longitud y distribución de los pernos (varillas dentro de una lechada de cemento).

Complementario a las medidas de estabilización, se debe considerar el manejo de aguas superficiales con el fin de evacuar las aguas que se acumulan en los taludes e impedir su infiltración hacia el suelo.

En la Figura 7.1.168 se representa la distribución porcentual de los tipos de sistemas de protección anteriormente establecidos para los taludes de excavación del portal de entrada del túnel Tejar.

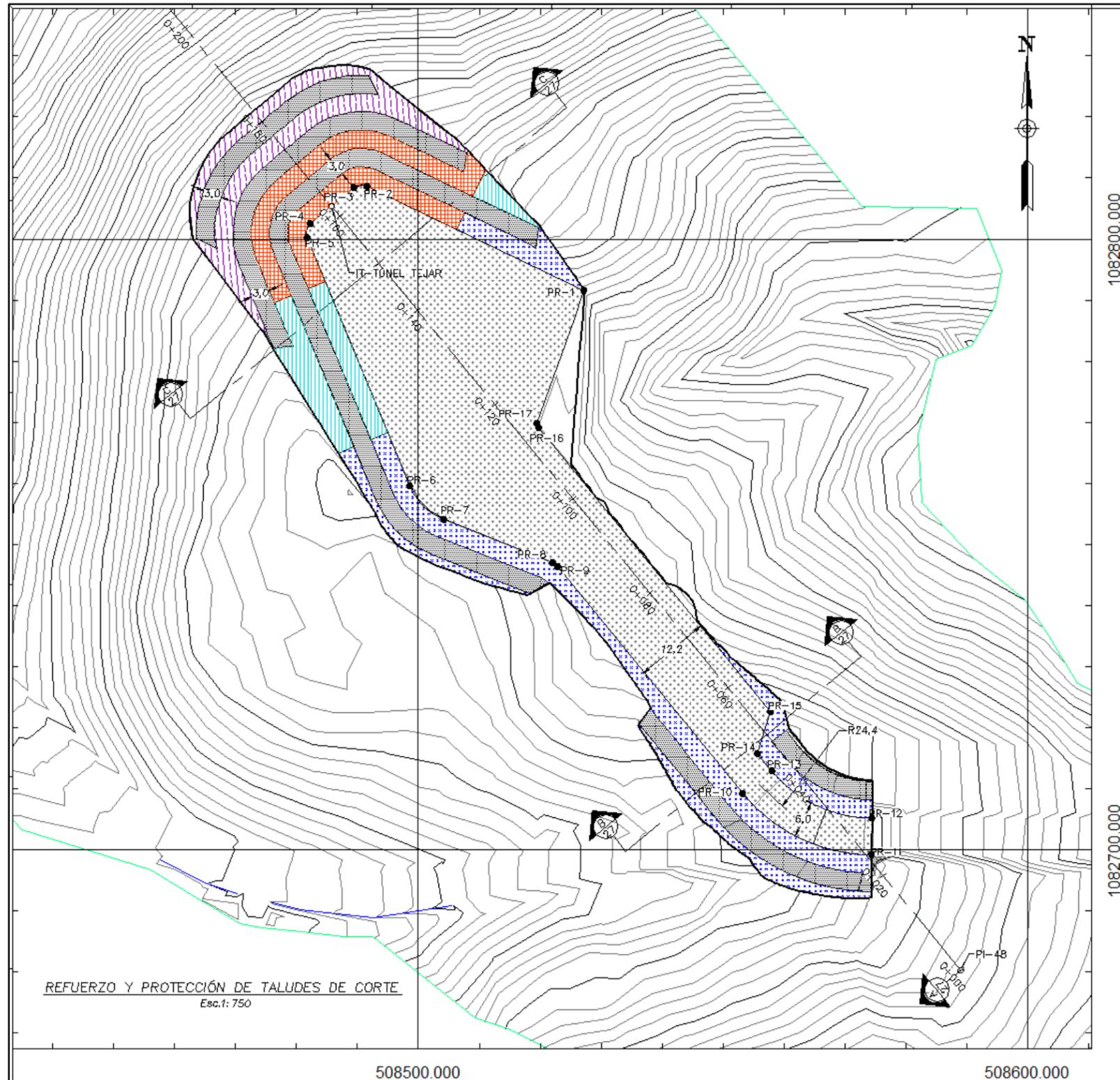


*Se incluye área de taludes y bermas

Figura 7.1.168. Distribución de los sistemas de protección de taludes para la excavación del portal de entrada del túnel Tejar.

Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

La ubicación de los sistemas de protección de taludes para esta obra se detalla en la Figura 7.1.169.



SISTEMAS DE PROTECCIÓN DE TALUDES DE CORTE		
Tipo 1		Concreto lanzado (e = 0.07 m) con fibra sintética y "lloraderos" en tubería de PVC de 5 cm de diámetro.
Tipo 2		Concreto lanzado (e = 0.1 m), malla electrosoldada y pernos de varilla N°8 G60 de L= 6 m, espaciados @ 3 m en ambas direcciones y en dirección perpendicular al talud. "Lloraderos" tubería de PVC de 5 cm de diámetro.
Tipo 3		Concreto lanzado (e = 0.1 m), malla electrosoldada y pernos de varilla N°8 G60 de L= 6 m, espaciados @ 2 m en ambas direcciones y orientados en dirección perpendicular al talud. Drenajes de L = 1 m en tubería de PVC de 5 cm de diámetro.
Tipo 4		Concreto lanzado (e = 0.1 m), malla electrosoldada y pernos de varilla N°8 G60 de L= 9 m, espaciados @ 1.5 m en ambas direcciones y orientados en dirección perpendicular al talud. Drenajes de L = 1 m en tubería de PVC de 5 cm de diámetro.

Figura 7.1.169. Representación en planta de los tipos de soporte para la estabilización de los taludes de la excavación del portal de entrada del túnel Tejar.
Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

- **Resultados del análisis de estabilidad del portal de salida del túnel “Tejar”**

En la Figura 7.1.170 se muestra la propuesta de factibilidad para la excavación del portal de salida del túnel Tejar, la cual se tomó como referencia para llevar a cabo los análisis correspondientes.

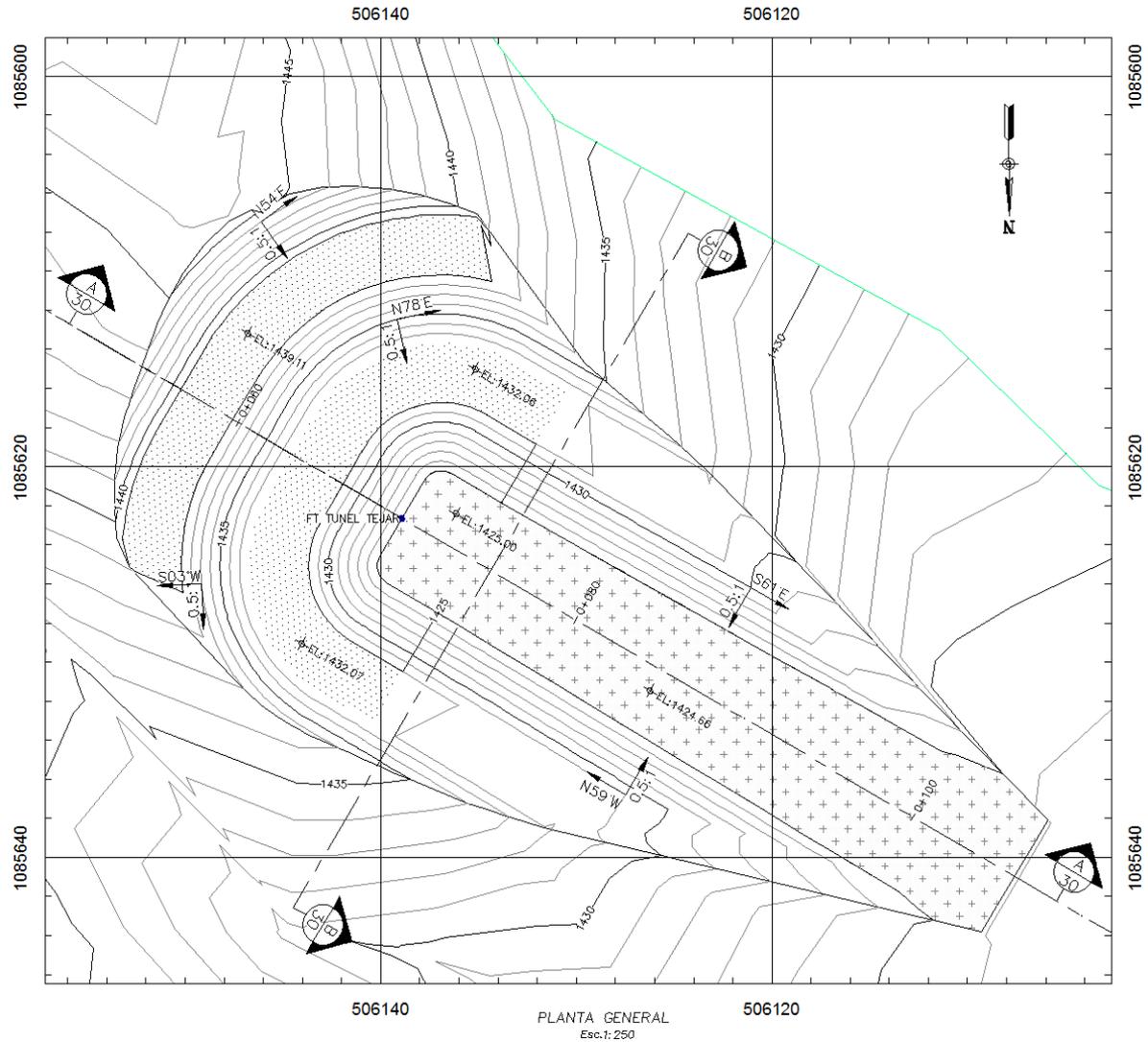


Figura 7.1.170. Propuesta de excavación de factibilidad para la conformación del portal de salida del túnel Tejar.

Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

Para esta obra se analizó la estabilidad de los taludes sobre el perfil longitudinal A – A entre las estaciones 0+030 y 0+050 (Figura 7.1.170). Los resultados obtenidos (factores de seguridad) se muestran en el Cuadro.7.1.119.

Cuadro.7.1.119. Resultados de los análisis de estabilidad para el talud del Portal de Salida del túnel Tejar (Perfil longitudinal A-A, Figura 7.1.170).

Tipo de falla	Superficie	Soporte	Análisis estático		Análisis pseudoestático	
			FS Prom*	Cumplimiento con FS mínimo	FS Prom*	Cumplimiento con FS mínimo
Circular	Global (talud completo)	NO	1.50	SI	1,16	SI
	Superficie saliendo a nivel de berma superior	NO	1.84	SI	1,31	SI
	Superficie saliendo a nivel de berma intermedia	NO	1.50	SI	1,14	SI
No circular	Falla a través del contacto entre el suelo y el macizo rocoso alterado	NO	1.93	SI	1,29	SI

*Considera el promedio de los tres métodos de análisis utilizados

Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

Para este portal de salida, los análisis de estabilidad determinaron que los taludes de corte son estables tanto en condiciones estáticas como pseudoestáticas por lo que no requieren de algún tipo de soporte mayor.

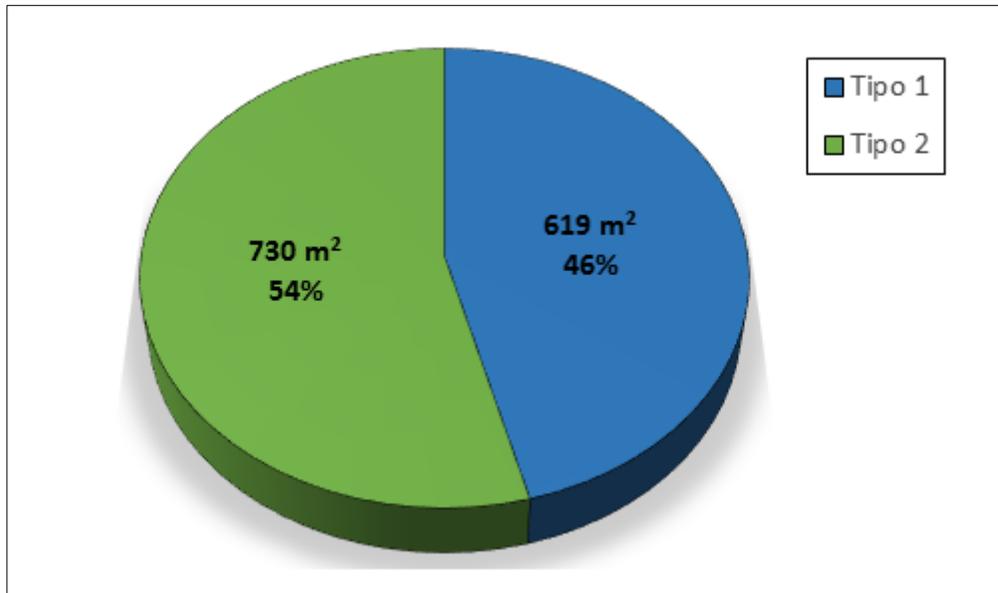
- **Propuesta de excavación y medidas de estabilización de taludes**

Con base en los resultados de los análisis de estabilidad mostrados en el apartado anterior se propone que los portales de acceso al túnel Tejar sean excavados con taludes 0,5H:1V con altura de 7 m y bermas de 3 m de ancho.

Es importante mencionar que, en el caso del portal de salida, se recomienda colocar un sistema de protección compuesto por concreto lanzado, malla y anclajes pasivos, aun cuando los análisis de estabilidad determinaron que los taludes son estables. Esto es debido a: la condición permanente de la excavación, el nivel de importancia del tipo de obra, y el riesgo asociado a pérdidas de vidas, daños económicos y ambientales; por consiguiente, es recomendable darle soporte al concreto lanzado ya que este puede sufrir daños con el tiempo por su peso propio y por algún tipo de inestabilidad local que puedan sufrir los suelos en superficie, y en el caso de la roca, inestabilidad de cuñas y caída de bloques, en donde los anclajes actuarían formando una pantalla junto con el concreto lanzado.

Complementario a las medidas de estabilización, se debe considerar el manejo de aguas superficiales con el fin de evacuar las aguas que se acumulan en los taludes e impedir su infiltración hacia el suelo.

En la Figura 7.1.171 se representa la distribución porcentual de los tipos de sistemas de protección anteriormente establecidos para los taludes de excavación del portal de salida del túnel Tejar.



*Se incluye área de taludes y bermas

Figura 7.1.171. Distribución de los sistemas de protección de taludes para la excavación del portal de salida del túnel Tejar.

Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

La ubicación de los sistemas de protección de taludes para esta obra se detalla en la Figura 7.1.172.

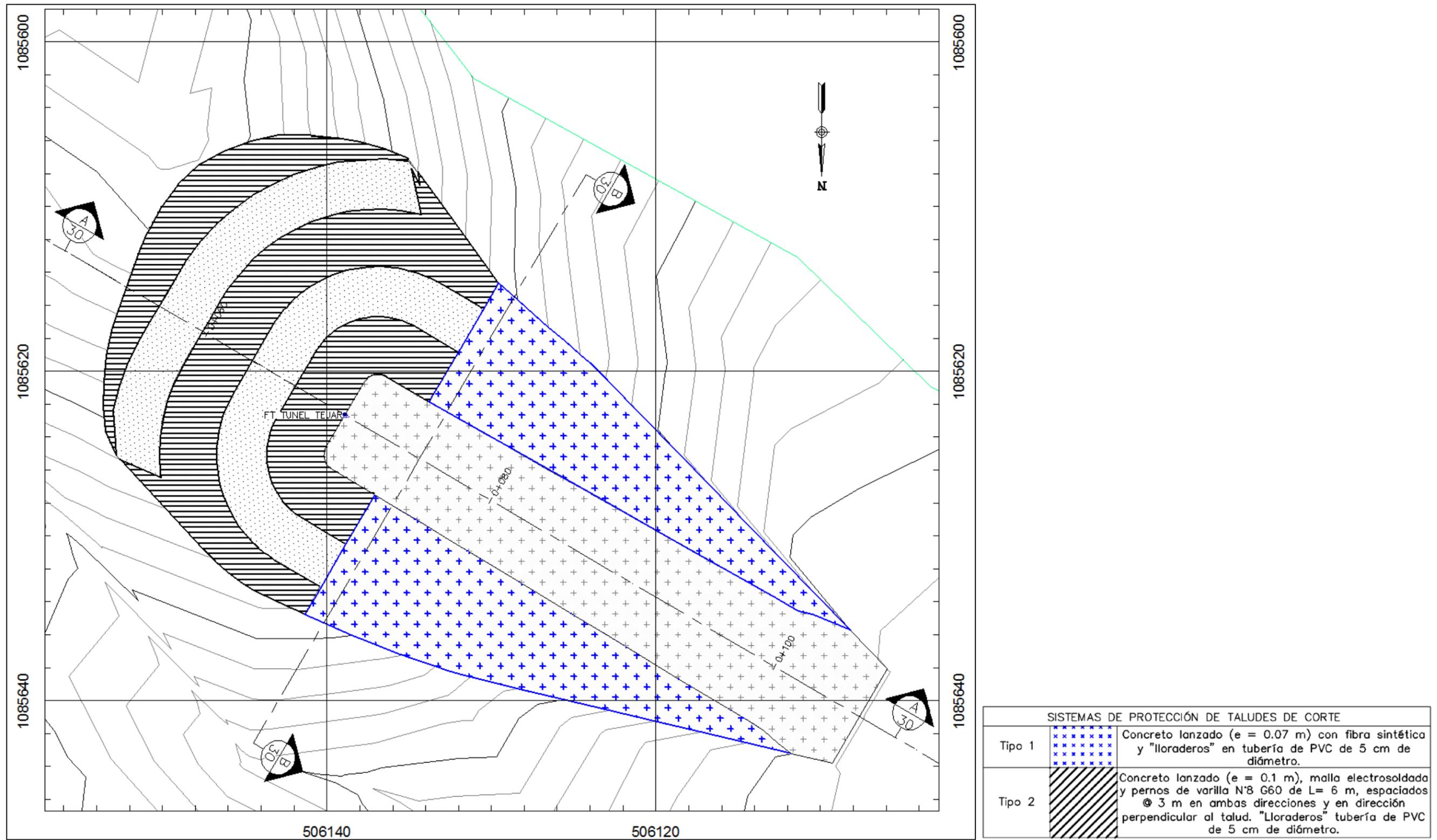


Figura 7.1.172. Representación en planta de los tipos de soporte para la estabilización de los taludes de la excavación del portal de salida del túnel Tejar.
Fuente: Gamboa G. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

- **Resultados del análisis de estabilidad de los portales de entrada y salida del túnel “Lajas”**

Las siguientes figuras muestran las propuestas de factibilidad para la excavación del portal de entrada (Figura 7.1.173) y del portal salida (Figura 7.1.174) del túnel Lajas. Las cuales fueron tomadas como referencia para llevar a cabo los análisis correspondientes.

A continuación, en el Cuadro.7.1.120 se muestran los resultados obtenidos (factores de seguridad) de los análisis de estabilidad del portal de entrada realizados sobre el perfil longitudinal A – A entre las estaciones 0+000 y 0+050 (Figura 7.1.173).

Cuadro.7.1.120. Resultados de los análisis de estabilidad para el talud del Portal de Entrada del túnel Lajas (Figura 7.1.173).

Tipo de falla	Superficie	Soporte	Análisis estático		Análisis pseudo - estático	
			F.S. Prom*.	Cumplimiento con FS mínimo	F.S. Prom*.	Cumplimiento con FS mínimo
Circular	Falla a través del macizo rocoso alterado.	NO	1,03	NO	0,72	NO
	Afectación local del talud inferior	SI	2,51	SI	1,78	SI
No circular	Falla a través del contacto entre el suelo y el macizo rocoso alterado	NO	1,11	NO	0,66	NO
		SI (Talud intermedio)	1,57	SI	0,99	NO
		SI (Talud intermedio y superior)	1,77	SI	1,20	SI

*Considera el promedio de los tres métodos de análisis utilizados.

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

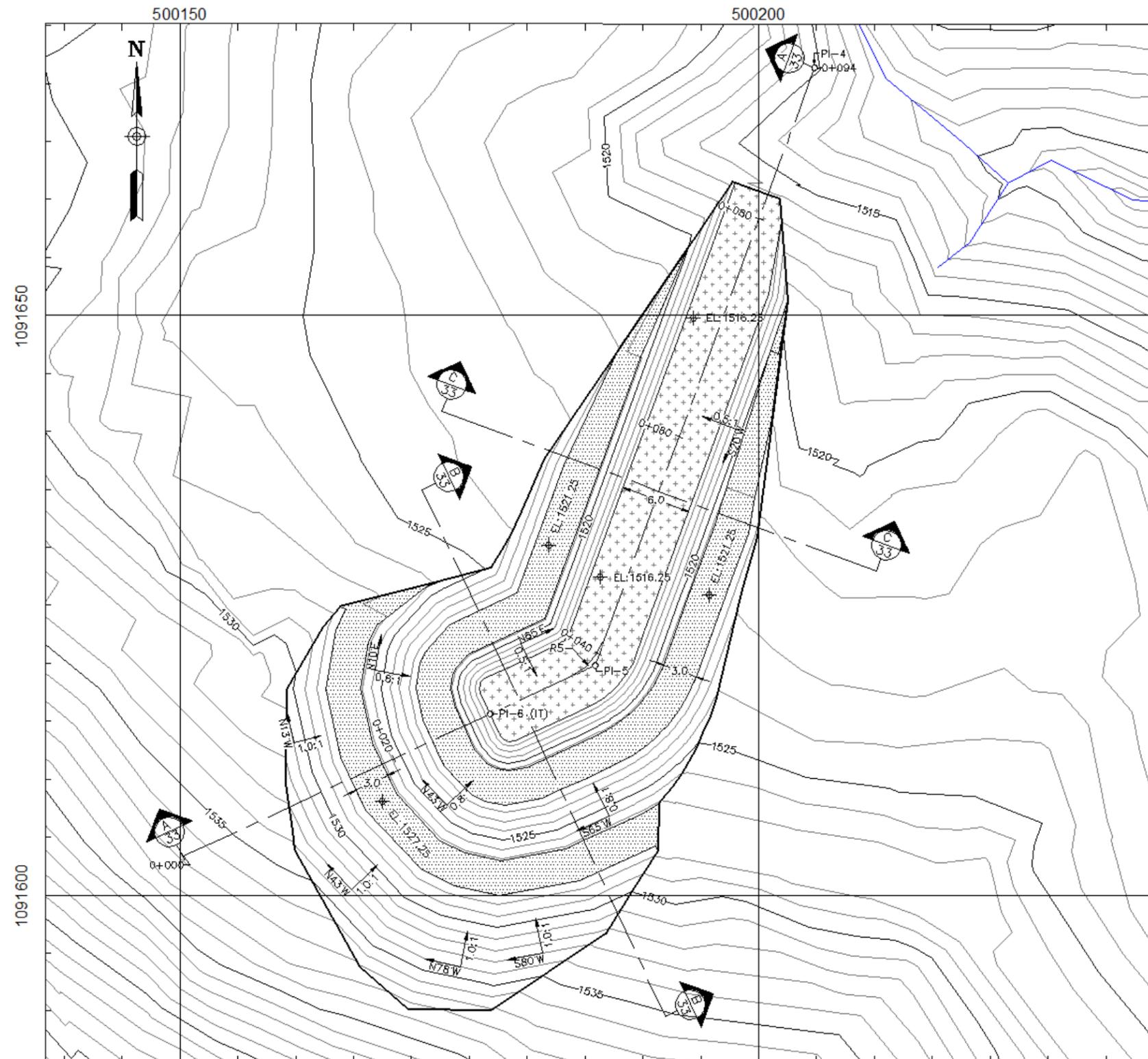


Figura 7.1.173. Propuesta de excavación de factibilidad para la conformación del portal de entrada del túnel Lajas.
Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

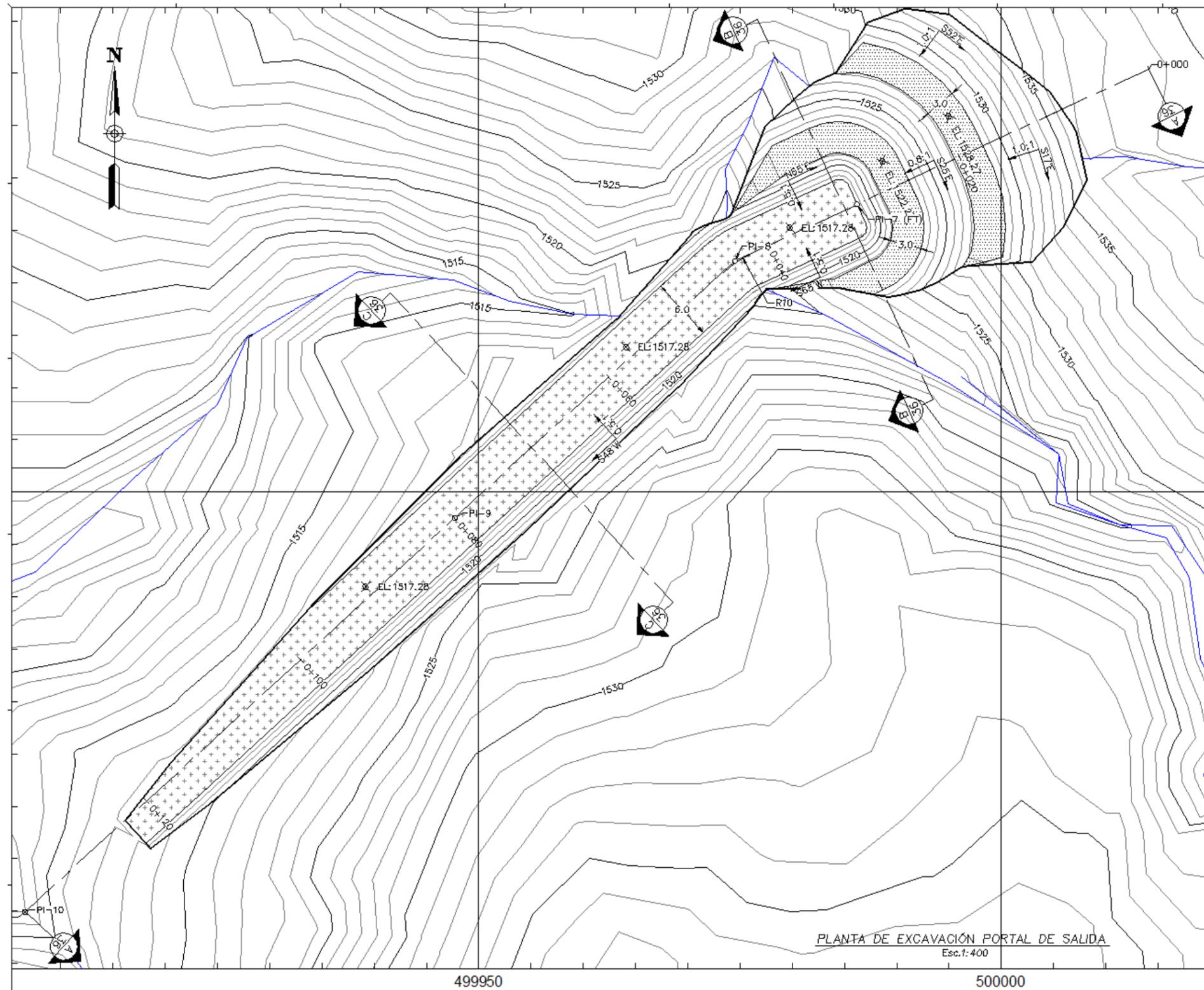


Figura 7.1.174. Propuesta de excavación de factibilidad para la conformación del portal de entrada del túnel Lajas.
Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

Para el portal de salida se analizó la estabilidad de los taludes sobre el perfil longitudinal A – A entre las estaciones 0+000 y 0+040 (Figura 7.1.174). Los resultados obtenidos (factores de seguridad) se muestran en el Cuadro.7.1.121.

Cuadro.7.1.121. Resultados de los análisis de estabilidad para el talud del Portal de Salida del túnel Lajas (Perfil longitudinal A-A, Figura 7.1.174).

Tipo de falla	Superficie	Soporte	Análisis estático		Análisis pseudo - estático	
			F.S. Prom*	Cumplimiento con FS mínimo	F.S. Prom*	Cumplimiento con FS mínimo
Circular	Falla a través del macizo rocoso alterado.	NO	1,01	NO	0,68	NO
	Afectación local del talud inferior	SI	2,69	SI	1,89	SI
No circular	Falla a través del contacto entre el suelo y el macizo rocoso alterado	NO	1,32	NO	0,86	NO
		SI (Talud intermedio)	1,62	SI	1,10	SI
		SI (Talud intermedio y superior)	1,70	SI	1,16	SI

*Considera el promedio de los tres métodos de análisis utilizados.

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

En conclusión, se obtuvo que en general para ambos portales los cortes de mayor altura se consideran inestables en condiciones normales (sin soporte), ya que no cumplen con los factores de seguridad mínimos, principalmente cuando se considera el efecto de un sismo. El escenario más crítico se presenta en los taludes inferiores, en donde se consideró la posibilidad de formación de superficies de falla circulares a través del macizo rocoso alterado (UG4).

Ante estas circunstancias se evaluó la estabilidad al incluir un tipo de soporte o medida de estabilización sobre la superficie de los taludes de corte. Como resultado se obtuvieron factores de seguridad satisfactorios. Finalmente se concluyó que debido a la incertidumbre que pueda existir sobre la ubicación exacta del contacto entre el suelo y el macizo rocoso alterado, se recomienda dar soporte a los taludes superiores.

- **Propuesta de excavación y medidas de estabilización de taludes**

Con base en los análisis de estabilidad mostrados en los puntos anteriores se propone que los portales de acceso al túnel Lajas sean excavados con taludes 0,5H:1V hasta una altura de 5 m, posteriormente se deben realizar cortes con pendientes 0,8H:1V hasta una altura total de 11 m y finalmente cuando los cortes superen los 11 m de altura, el talud superior llevará una pendiente de 1H:1V. Asimismo, se deben considerar dos niveles de bermas de 3 m de ancho, el primero a 5 m de altura y el segundo a 11 m.

Como medidas de estabilización de taludes se proponen los siguientes sistemas de protección:

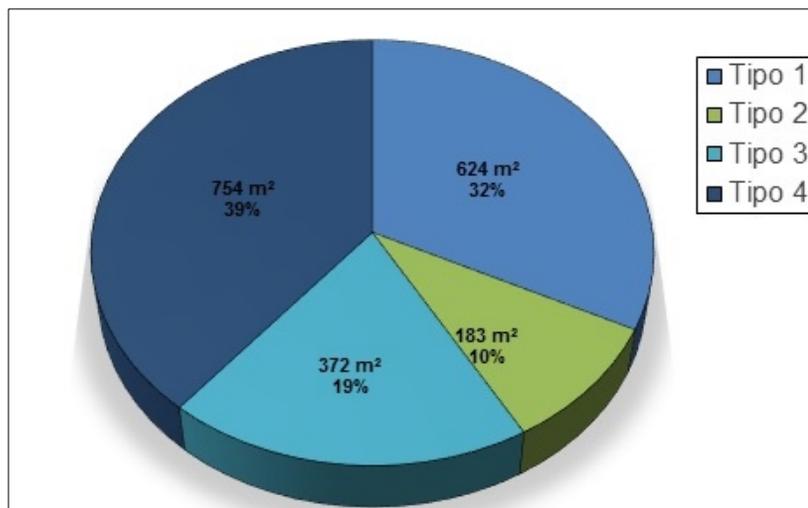
Sistema de protección tipo 1: recubrimiento con geomantas (mallas sintéticas) con el objetivo de impedir la infiltración de agua y la ocurrencia de fenómenos superficiales de erosión. Este sistema es recomendado para taludes en cortes no mayores a 9 m de altura, y con pendientes mayores a 50°, en donde se complica establecer una buena vegetación como protección contra erosión.

Sistemas de protección tipo 2, 3 y 4: sistema integrado por concreto lanzado, malla electrosoldada y pernos pasivos con el objetivo de:

1. Proporcionar una fuerza contraria al movimiento.
2. Transferir cargas desde el suelo a un material más competente.
3. Evitar caídos o desprendimientos de bloques de roca.
4. Proteger la superficie del talud contra la erosión, principalmente en suelos o macizo rocoso completamente meteorizado.
5. Proteger la roca expuesta contra la meteorización.
6. Darle continuidad superficial y apoyo a los refuerzos (pernos pasivos).

La diferencia entre estos tipos de sistemas de protección se basa en las características propias de cada elemento, por ejemplo: espesor de concreto lanzado y el tipo, longitud y distribución de los pernos (varillas dentro de una lechada de cemento).

En la Figura 7.1.175 se representa la distribución porcentual de los tipos de sistemas de protección establecidos para los taludes de excavación del portal de entrada del túnel Lajas.

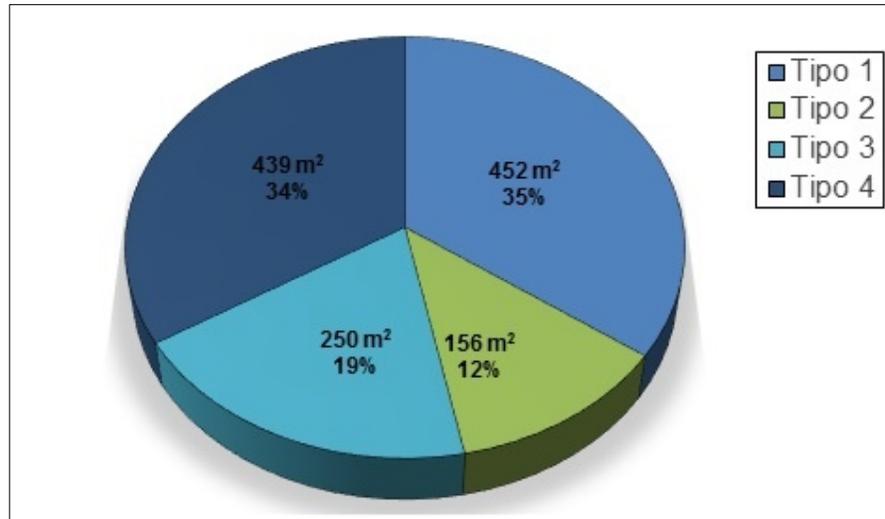


*Se incluye área de bermas

Figura 7.1.175. Distribución de los sistemas de protección de taludes para la excavación del portal de entrada del túnel Lajas.

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

En la Figura 7.1.176 se presenta la distribución porcentual de los tipos de sistemas de protección anteriormente establecidos para los taludes de excavación del portal de salida del túnel Lajas.



*Se incluye área de bermas

Figura 7.1.176. Distribución de los sistemas de protección de taludes para la excavación del portal de salida del túnel Lajas.

Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

Adicional como medida de estabilización se deben considerar el uso de drenajes sub horizontales y manejo de aguas superficiales con el fin de:

1. Impedir la infiltración del agua.
2. Deprimir el nivel freático.
3. Evacuar el agua del interior del talud

La ubicación de los sistemas de protección de taludes para el portal de entrada del túnel Lajas se detalla en la Figura 7.1.177 y para el portal de salida se representa en la Figura 7.1.178.

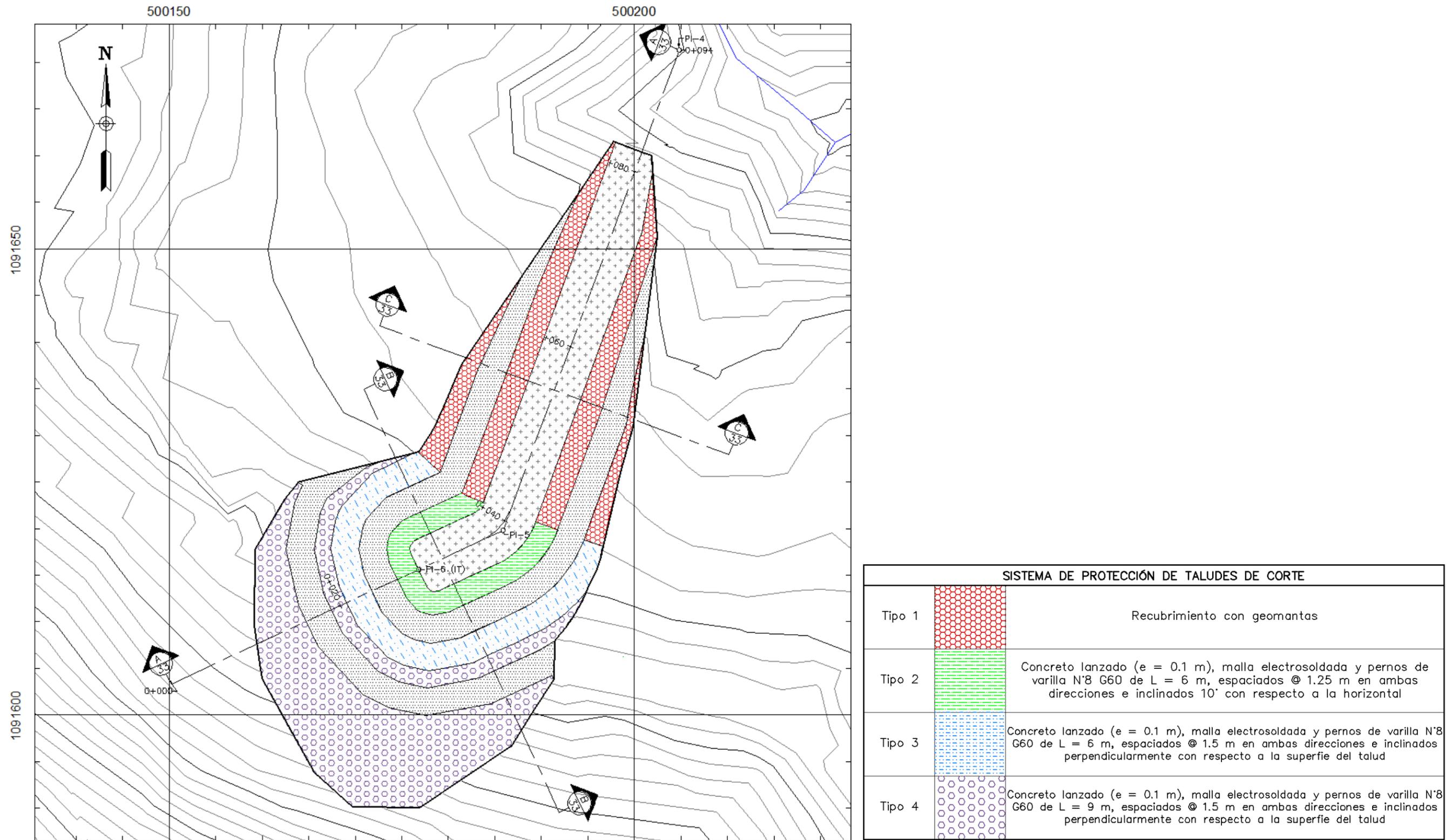
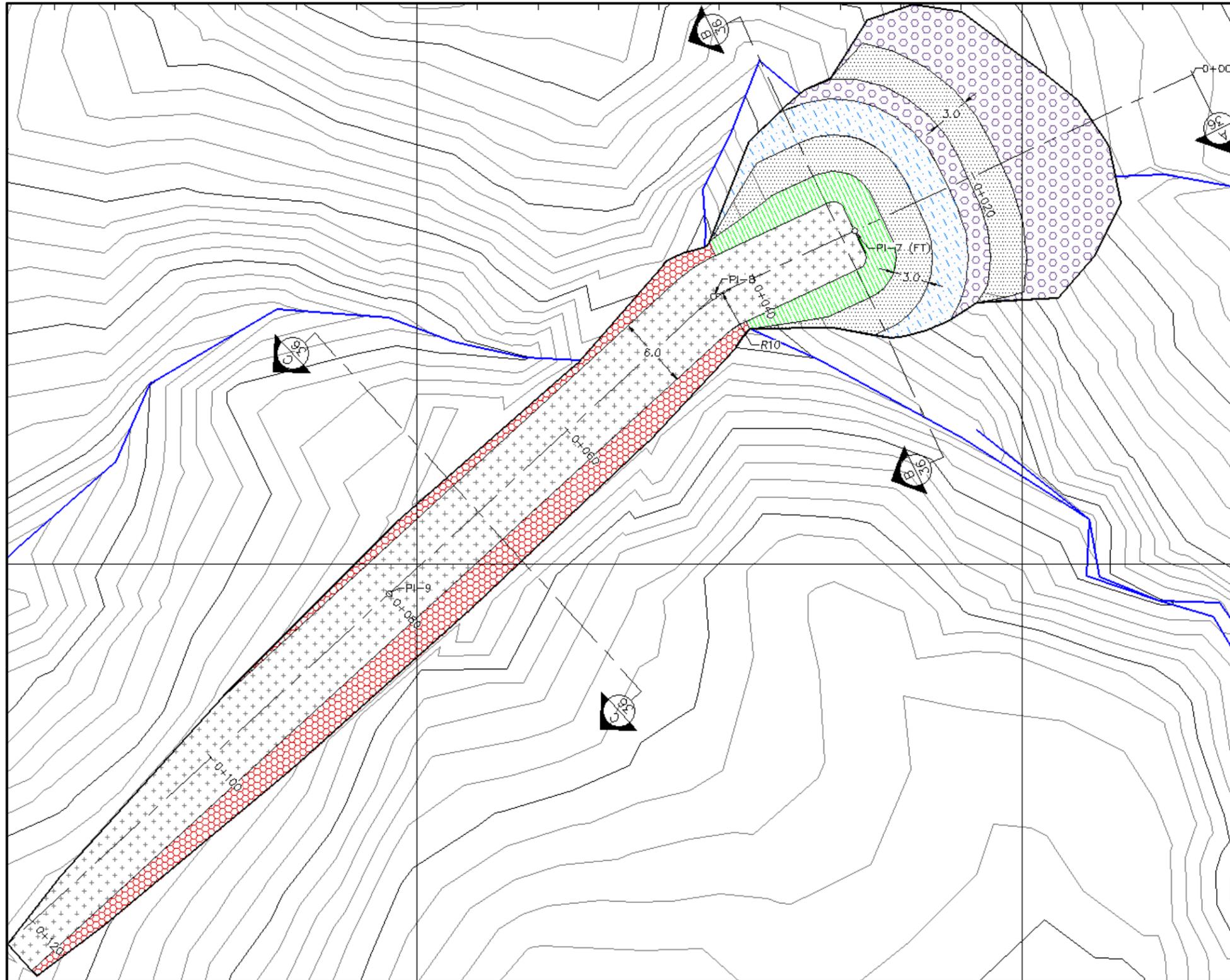


Figura 7.1.177. Representación en planta de los tipos de soporte para la estabilización de los taludes de la excavación del portal de entrada del túnel Lajas.
Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).



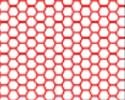
SISTEMA DE PROTECCIÓN DE TALUDES DE CORTE		
Tipo 1		Recubrimiento con geomantas
Tipo 2		Concreto lanzado ($e = 0.1$ m), malla electrosoldada y pernos de varilla N°8 G60 de $L = 6$ m, espaciados @ 1.25 m en ambas direcciones e inclinados 10° con respecto a la horizontal
Tipo 3		Concreto lanzado ($e = 0.1$ m), malla electrosoldada y pernos de varilla N°8 G60 de $L = 6$ m, espaciados @ 1.5 m en ambas direcciones e inclinados perpendicularmente con respecto a la superficie del talud
Tipo 4		Concreto lanzado ($e = 0.1$ m), malla electrosoldada y pernos de varilla N°8 G60 de $L = 9$ m, espaciados @ 1.5 m en ambas direcciones e inclinados perpendicularmente con respecto a la superficie del talud

Figura 7.1.178. Representación en planta de los tipos de soporte para la estabilización de los taludes de la excavación del portal de salida del túnel Lajas.
Fuente: Valdés A. (2016), a partir de Centro de Servicio Diseño (2016).

7.1.6.3. Escombreras

A continuación, se presentan los análisis de los resultados de estabilidad para cada uno de los diseños propuestos en la etapa de factibilidad para la conformación de las escombreras requeridas por el proyecto. Inicialmente se presentan las principales premisas de diseño consideradas para el desarrollo de dichos análisis.

▪ Premisas para la realización del análisis de estabilidad

Para el análisis de estabilidad de los taludes que conforman los rellenos de las escombreras, se utilizó el software Slide 7,0 de la casa matriz Rocscience, tomando en consideración los siguientes criterios:

- Se tomó como referencia la información geotécnica obtenida a partir de la investigación y caracterización de cada uno de los sitios en cuestión.
- Se realizaron análisis determinísticos de equilibrio límite considerando los siguientes métodos: Bishop Simplificado, Janbu Simplificado y Spencer, a través de superficies de fallas circulares.
- No se consideraron análisis con cargas externas.
- Los análisis de estabilidad se realizaron en condiciones a largo plazo (consolidado – drenado), en donde los parámetros de resistencia al corte fueron determinados a criterio, con base en los resultados obtenidos de las pruebas ejecutadas en cada sitio.
- Se consideró un nivel freático al mismo nivel del terreno natural de cada sitio. Previendo el efecto de eventuales incrementos por lluvia o crecidas de ríos y quebradas cercanos.
- Para analizar los casos con sismo se consideró un coeficiente pseudoestático horizontal de 0,20g y uno vertical de 0,05g, según datos derivados del Código geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2015), en función del entorno sísmico y características geotécnicas de la zona. En general, se consideró que los sitios de estudio se encuentran en la zona III y el tipo de sitio varía entre S2 y S3.
- Se definió un nivel riesgo medio contra pérdidas de vidas humanas, ya que durante la operación de la obra se considera una permanencia de personas y algunos casos existe infraestructura un tanto aledaña. Además, se consideró un nivel de riesgos alto contra daños económicos y ambientales.
- Con base en el punto anterior y en recomendaciones dadas por el Código geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2015), los taludes de relleno deberán cumplir con un factor de seguridad mínimo para obras permanentes de 1,50 en condición estática y 1.1 en condición pseudoestática.
- En cuanto a las propiedades geomecánicas de los escombros, debido a la variabilidad de características que estos pueden presentar, el asignar sus respectivos valores resulta un proceso complejo. Así mismo influyen en este proceso otras variables, como lo son litología, compactación y proceso constructivo, entre otras. Por lo tanto, es conveniente analizar la estabilidad del relleno desde un enfoque paramétrico, en donde se analice las posibles variaciones en la resistencia de los escombros partiendo de primeras aproximaciones de los valores probables en función del tipo de material y procesos de compactación en campo. Como primera aproximación, tomando en cuenta la información mostrada en el apartado de caracterización geotécnica se definieron los siguientes tipos de escombros y sus respectivas propiedades (Cuadro.7.1.122).

Cuadro.7.1.122. Propiedades geotécnicas de los materiales a considerar como rellenos de los sitios de escombrera.

Material	Densidad (kN/m ³)	Cohesión (kPa)	Ángulo de fricción (°)
Limos y arcillas provenientes de excavaciones superficiales	15	10	25
Roca triturada producto de la excavación de obras subterráneas	20	0	45

A continuación, se presentan los principales resultados y consideraciones de la estabilidad de taludes para cada uno de los sitios de escombrera propuestos.

▪ **Escombrera Piedra Grande**

Con base en la propuesta geométrica de factibilidad el sitio de escombrera Piedra Grande será conformado con taludes 1.75H:1V y tendrá una altura máxima cercana a los 8 m. Este sitio está previsto para recibir los materiales provenientes de las excavaciones del Desarenador y el frente de trabajo en el inicio del túnel El Llano.

Bajo estas condiciones los resultados de los análisis de estabilidad se detallan en el Cuadro.7.1.123.

Cuadro.7.1.123. Resultados de los análisis de estabilidad para el relleno de la escombrera Piedra Grande.

Tipo de falla	Superficie	Análisis estático		Análisis pseudo - estático	
		F.S. Prom*	Cumplimiento con FS mínimo	F.S. Prom*	Cumplimiento con FS mínimo
Circular	Falla a través del relleno	1,76	SI	1,17	SI

*Considera el promedio de los tres métodos de análisis utilizados

Según el cuadro anterior la conformación de los rellenos con taludes 1,75H:1V de 8 m de altura se consideran estables. No obstante, no se evaluó el efecto de crecidas del río, por lo tanto, se propone construir algún tipo de dique de protección de material granular seleccionado o rip rap para proteger el material de escombro una vez conformado.

▪ **Escombrera Cedral**

Como se ha mencionado, durante la realización de este estudio no fue posible realizar ensayos geotécnicos de campo, debido a que el propietario no otorgó los permisos correspondientes. Dadas las características geomorfológicas del sitio se estima que el material de fundación para esta escombrera presentará condiciones similares a lo descrito para la escombrera Piedra Grande.

Con base en la propuesta geométrica de factibilidad el sitio de escombrera Cedral será conformado con taludes 1,75H:1V y tendrá una altura máxima cercana a los 18 m con bermas de 4 m de ancho a cada 7 m de altura.

Este sitio está previsto para recibir los materiales provenientes de la excavación del portal de salida del túnel El Llano, el frente de trabajo que ingresa por el final del túnel El Llano y los materiales de la conducción superficial Sector 3.

Bajo estas condiciones los resultados de los análisis de estabilidad se detallan en el Cuadro.7.1.124.

Cuadro.7.1.124. Resultados de los análisis de estabilidad para el relleno de la escombrera Cedral.

Tipo de falla	Superficie	Análisis estático		Análisis pseudo - estático	
		F.S. Prom*	Cumplimiento con FS mínimo	F.S. Prom*	Cumplimiento con FS mínimo
Circular	Falla a través del relleno	1,83	SI	1.22	SI

*Considera el promedio de los tres métodos de análisis utilizados

Con base en lo anterior, con la conformación de esta escombrera no se prevén posibles mecanismos de ruptura que provoquen un deslizamiento del relleno.

Entre las principales limitantes del sitio se tiene la presencia de diferentes drenajes superficiales las cuales obligarían a realizar un diseño que integre un estrato drenante en su sección inferior. Esto se podrá realizar con un sistema de drenajes de tipo trinchera en forma de cola de pescado sobre el área donde se colocará el relleno para evacuar las aguas en el contacto suelo – relleno.

De igual manera en la etapa de diseño final se debe de evaluar los riesgos por efecto de erosión o socavación del relleno en eventuales crecidas de los ríos y quebradas aledañas al sitio. Se podría manejar este riesgo colocando un dique al pie de la escombrera o una protección tipo rip rap.

Adicionalmente, se deberá evaluar la fundación de la escombrera para establecer el grado de litificación de los depósitos aluviales y si hay presencia de depósitos coluviales de menor calidad geomecánica al pie de las laderas.

- **Escombrera Guatuso**

A partir de la propuesta geométrica de factibilidad el sitio de escombrera Guatuso será conformado con taludes 3H:1V y tendrá una altura máxima cercana a los 7 m. Este sitio está previsto para recibir los materiales provenientes del túnel Tejar y la conducción superficial Sector 5.

Bajo estas consideraciones, los resultados de los análisis de estabilidad se detallan en el Cuadro.7.1.125.

Cuadro.7.1.125. Resultados de los análisis de estabilidad para el relleno de la escombrera Guatuso.

Tipo de falla	Superficie	Análisis estático		Análisis pseudo - estático	
		F.S. Prom*	Cumplimiento con FS mínimo	F.S. Prom*	Cumplimiento con FS mínimo
Circular	Falla a través del relleno y el material de fundación	1,89	SI	1,1	SI

*Considera el promedio de los tres métodos de análisis utilizados

Como se puede observar los resultados obtenidos se consideran aceptables. No obstante, la condición con sismo presentó un resultado muy ajustado al mínimo requerido. Lo anterior se debe a la posibilidad de encontrar niveles freáticos cercanos a la superficie. Por esta razón, se recomienda considerar drenajes por medio de trincheras para mejorar el sitio de cimentación donde se colocará el futuro relleno.

Además, el material puede presentar una capacidad soportante baja, razón por la cual se debe evaluar la altura total del terraplén de la escombrera, debido a la cercanía de la tubería y la posibilidad de un desplazamiento por empujes de la escombrera.

Es importante considerar la remoción de la capa vegetal, con mayor relevancia en este caso en que el terreno se utiliza para agricultura y la capa vegetal puede presentar características geotécnicas pobres y perjudiciales para el terraplén.

▪ Escombrera Coris

A partir de la propuesta geométrica de factibilidad el sitio de escombrera Coris será conformado con taludes 3H:1V y tendrá una altura máxima cercana a los 9 m. Este sitio está previsto para recibir los materiales provenientes de la conducción superficial Sectores 6 y 7, túnel Lajas y Planta Potabilizadora.

Bajo estas consideraciones, los resultados de los análisis de estabilidad se detallan en el Cuadro.7.1.126.

Cuadro.7.1.126. Resultados de los análisis de estabilidad para el relleno de la escombrera Coris.

Tipo de falla	Superficie	Análisis estático		Análisis pseudo - estático	
		F.S. Prom*	Cumplimiento con FS mínimo	F.S. Prom*	Cumplimiento con FS mínimo
Circular	Falla a través del relleno y el material de fundación	2,28	SI	1,31	SI

*Considera el promedio de los tres métodos de análisis utilizados

Para este sitio la configuración geométrica propuesta se considera aceptable desde el punto de vista de estabilidad de taludes. No obstante, por la cercanía a ciertas quebradas se presentan problemas de niveles freáticos altos por lo que se podrían necesitar drenajes superficiales por medio de trincheras para evitar presiones y socavación del relleno a colocar.

- **Escombrera Damas**

El terreno para la escombrera Damas tiene un área total de 42 250 m², la topografía es ondulada y presenta una pendiente de un 15% hacia el Noreste, con la presencia de drenajes superficiales naturales. Actualmente el sitio se utiliza como potrero.

Por su ubicación este sitio se utilizaría para colocar el material de la excavación en el sitio Tanque Jesús de Praga.

Bajo estas consideraciones, los resultados de los análisis de estabilidad se detallan en el Cuadro.7.1.127.

Cuadro.7.1.127. Resultados de los análisis de estabilidad para el relleno de la escombrera Damas.

Tipo de falla	Superficie	Análisis estático		Análisis pseudo - estático	
		F.S. Prom*	Cumplimiento con FS mínimo	F.S. Prom*	Cumplimiento con FS mínimo
Circular	Falla a través del relleno	1,50	SI	1,02	SI

*Considera el promedio de los tres métodos de análisis utilizados

Con base en lo anterior, con respecto a la estabilidad de laderas, no se prevén posibles mecanismos de falla que provoquen un deslizamiento del relleno que se colocará para conformar la escombrera. Aunque es importante garantizar el cumplimiento de factores de seguridad mínimo, por lo tanto, se recomienda zonificar la escombrera y procurar colocar los materiales de mejor calidad en el contorno de la mismo, donde se forman los taludes correspondientes. Este relleno preliminarmente tendría una altura máxima de 12 m, con taludes 1.5H:1.0V.

Entre las principales limitantes que tiene el sitio es la presencia de drenajes superficiales, los cuales obligarían a construir un sistema de drenaje para evacuar las aguas en el contacto suelo-relleno y cunetas perimetrales al pie del talud.

El relleno debe ser colocado en capas no mayores a 30 cm con un grado de compactación no inferior al 95% del Proctor estándar, y debe compactarse según el material con equipo vibratorio o equipo de amasado.

Antes de colocar el material de relleno se debe remover toda la capa orgánica, ya que la misma presenta características geotécnicas pobres y perjudiciales para el relleno.

- **Escombrera Jorco**

El terreno para la escombrera Jorco tiene un área total de 17 731,00 m², la topografía es plana con la presencia de taludes debido a cambios de nivel y la presencia de un paso de agua en la mitad de la propiedad y el Río Jorco en el costado Sur, el sitio actualmente se utiliza como potrero.

El sitio se propone para colocar los materiales de la excavación de los tramos de las tuberías de distribución.

Bajo estas consideraciones, los resultados de los análisis de estabilidad se detallan en el Cuadro.7.1.128.

Cuadro.7.1.128. Resultados de los análisis de estabilidad para el relleno de la escombrera Jorco.

Tipo de falla	Superficie	Análisis estático		Análisis pseudo - estático	
		F.S. Prom*	Cumplimiento con FS mínimo	F.S. Prom*	Cumplimiento con FS mínimo
Circular	Falla a través del relleno	1,81	SI	1,23	SI

*Considera el promedio de los tres métodos de análisis utilizados

A partir de lo anterior, con respecto a la estabilidad del sector, no se evidencian posibles mecanismos de falla que provoquen un deslizamiento del relleno de escombrera. El relleno tendría una altura máxima de 8.5 m, con taludes 1.5H:1.0V.

Entre las principales limitantes que tiene el sitio es la presencia del paso de agua en medio del área, lo cual obliga a realizar dos rellenos que quedarían separados por el paso de agua.

Al igual que la escombrera Damas, se recomienda la construcción de un adecuado sistema de drenaje para evacuar las aguas en el contacto suelo-relleno y cunetas perimetrales al pie del talud.

El relleno debe ser colocado en capas no mayores a 30 cm con un grado de compactación no inferior al 95% del Proctor estándar, y debe compactarse según el material con equipo vibratorio o equipo de amasado.

Antes de colocar el material de relleno se debe remover toda la capa orgánica, ya que la misma presenta características geotécnicas pobres y perjudiciales para el relleno.

7.2. Referencias bibliográficas

- Alvarez, K. (2007). Estimación de los parámetros de resistencia al corte en suelos granulares gruesos. Tesis, Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería Civil, Santiago de Chile.
- American Iron and Steel Institute. (1998). Buried Steel Penstocks (2 ed.). Washington, D.C.
- American Iron and Steel Institute. (2007). Welded Steel Pipe. Washington, DC.
- Asociación Costarricense de Geotecnia. (2015). Código geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica. Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Ayala, F. J. (1997). Manual de Túneles y Obras Subterráneas. Madrid.
- Aydan, Ö., & Kawamoto, T. (1999). The Assessment Of Mechanical Properties Of Rock Masses Through RMR Rock Classification System. Japan: Tokai University and Aichi Institute of Technology.
- Barton, N. (2007). Rock Quality, Seismic Velocity, Attenuation and Anisotropy. London: Taylor & Francis Group.
- Bianchi, G. (2013). Análisis y evaluación cualitativa y cuantitativa de los riesgos asociados a la ejecución y operación de las obras subterráneas PH Savegre. Instituto Costarricense de Electricidad, San José.
- Bieniawski, Z. T. (1989). Engineering Rock Mass Classifications. John Wiley and Sons, Inc.
- Bowles, J. (1997). FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN (5 ed.). Peoria, Illinois: Mc Graw Hill.
- CCCR, C. (2009). Código de Cimentaciones de Costa Rica. Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Centro de Servicio Diseño. (2016). Estudio de Factibilidad. Quinta Etapa de Abastecimiento al Acueducto Metropolitano. Informe de diseño, Instituto Costarricense de Electricidad, Ingeniería y Construcción, San José.
- Centro de Servicio Diseño. (2017). Estudio de Factibilidad. Quinta Etapa de Abastecimiento al Acueducto Metropolitano. Tuberías de Distribución. Informe de diseño, Instituto Costarricense de Electricidad, Ingeniería y Construcción, San José.
- Das, B. M. (2006). Principios de Ingeniería en Cimentaciones, 5a. ed. Distrito Federal México: Cengage Learning.
- González de Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2002). Ingeniería geológica. Madrid: Pearson Educación.
- Hoek et al. (2002). Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition. University of Minnesota.
- Hoek, E. (1998). Tunnel support in weak rock. Symposium of Sedimentary Rock Engineering. Taipei, Taiwan.

- Hoek, E., & Brown, E. (1997). Practical Estimates of Rock Mass Strength. Accepted for publication in the Journal of Rock Mechanics and Sciences.
- Hoek, E., & Diederichs, M. (2005). Empirical estimation of rock mass modulus. International Journal of Rock Mechanics & Mining, 14.
- Hoek, E., & Marinos, P. (2000). Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses. Tunnels and Tunnelling International.
- Hoek, E., Carter, T., & Diederichs, M. (2013). Quantification of the Geological Strength Index Chart. 47th US Rock Mechanics / Geomechanics Symposium. San Francisco, CA, USA.
- INGETEC S.A. (2013). Modernización y reposición de las redes de acueductos y alcantarillado en el sector denominado Centro Parrilla y Circuito Orfelinato y obras complementarias en redes de energía, telecomunicaciones y reconstrucción de andenes.
- Kanji, M. (s.f.). ESTABLECIMIENTO TENTATIVO DE PARÂMETROS DOS MACIÇOS ROCHOSOS.
- Keller, G., & Sherar, J. (2005). Ingeniería de caminos rurales. México: Instituto mexicano del transporte.
- Kulhawy, F., & Mayne, P. (1990). Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design. New York: CORNELL UNIVERSITY Geotechnical Engineering Group, Hollister Hall.
- Moser, A. (2001). Buried Pipe Design (2 ed.). Logan, Utah: MacGraw - Hill.
- Perri, G. (2005). TÚNELES EXCAVADOS CONVENCIONALMENTE: GEOMECAÁNICA SOPORTES Y REVESTIMIENTOS. Simposio Colombiano de Túneles y Obras Subterráneas SCI-ACTOS. Bogotá.
- Russo, G. (2008). A SIMPLIFIED RATIONAL APPROACH FOR THE PRELIMINARY ASSESSMENT OF THE EXCAVATION BEHAVIOUR IN ROCK TUNNELLING. Tunnels et Ouvrages Souterrains N.207.
- Abrahamson, N.A. y Silva, W.J. (1997). Empirical response spectral attenuation relations for shallow crustal earthquakes. Seismological Research Letters, 68(1), 94-127.
- Aguilar, A. (1980). Sismicidad del 3 al 9 de setiembre de 1980 y su relación con la geología en la cabecera del río Navarro, Cartago. Informe de trabajo de grado de Licenciatura en Geología. Universidad de Costa Rica.
- Alonso-Henar, J. (2011). Análisis morfotectónico y paleosísmico de la falla Aguacaliente, Valle Central de Costa Rica. Trabajo de grado, Maestría en Geología Ambiental y Recursos Geológicos, Universidad Complutense de Madrid.
- Alonso-Henar, J., Montero, W., Martínez-Díaz, J., Álvarez-Gómez, J.A., Insua-Arévalo, J.M. y Rojas, W. (2013). The Aguacaliente Fault, source of the Cartago 1910 destructive earthquake (Costa Rica). Tera Nova, doi: 10.1111/ter.12045.
- Arango, M.C., Strasser, F.O., Bommer, J.J., Cepeda, J.M., Boroschek, R., Hernández, D.A. y Tavera, H. (2012). An evaluation of the applicability of current ground-motion models to the South and Central American subducción zones. BSSA, 102(1),143-168.

- Astorga, A. (2004). Evaluación de la geoaptitud y la fragilidad ambiental de Orosi y definición de lineamientos sobre el uso del suelo. Informe para la Comisión Nacional de Emergencias, bajo Contratación directa N°128-2003.
- Badilla, E., Linkimer, L. y Zuñiga, H. (1999). Geología de Navarro y alrededores, provincia de Cartago, Costa Rica. Informe del trabajo final para optar al grado de Bachiller en Geología, Universidad de Costa Rica.
- Barquero, R. y Boschini, I (1991). La crisis sísmica del golfo de Nicoya y eventos sísmicos relacionados, Costa Rica 1990. Informe Interno del Instituto Costarricense de Electricidad.
- Berrangé, J.P. y Whittaker, J.E. (1977). Reconnaissance Geology of the Tapantí Quadrangle, Talamanca Cordillera, Costa Rica. Institute of Geological Overseas Div, British Museum, 37, 136-142.
- Boschini, I.M. (1989). Incidencia de las Fuentes Sísmicas en la Región Caribe de Costa Rica. Informe de trabajo de grado de Licenciatura en Geología. Universidad de Costa Rica.
- Cervantes J. (1993). Informe Geotécnico del Túnel de excedencias del embalse El Llano. Informe Interno del Instituto Costarricense de Electricidad.
- Climent, A. y Alvarado, G. (2014). Estudio de amenaza sísmica para la quinta etapa de abastecimiento del acueducto metropolitano. Informe interno del ICE.
- Climent, A., Rojas, W., Alvarado, G. y Benito, B. (2008). Evaluación de la amenaza sísmica en Costa Rica. Reporte del proyecto RESIS II.
- Climent, A., Taylor, W., Ciudad Real, M., Strauch, W., Santana, G., Villagran, M., Dahle, A. y Bungum, H. (1994). Spectral Strong Motion Attenuation in Central America. NORSAR, Technical Report No. 2-17. RONDICA Project. Kjeller, Noruega.
- Denyer, P. y Arias, O. (1991). Estratigrafía de la región central de Costa Rica. Revista Geológica de América Central, 12, 1-59.
- Dóndoli, C. & Torres, A. (1954). Estudio geoagronómico de la región oriental de la Meseta Central. 180 pp. Informe Interno del Ministerio de Agricultura e Industria, San José.
- Fernández, M. y Montero, W. (2002): Fallamiento y sismicidad del área entre Cartago y San José, Valle Central de Costa Rica. Revista Geológica de América Central, 26, 25-37.
- Fernández, M. y Montero, W. (2002): Fallamiento y sismicidad del área entre Cartago y San José, Valle Central de Costa Rica. Revista Geológica de América Central, 26, 25-37.
- Fernández, M. y Pacheco, J. (1998). Sismotectónica de la región central de Costa Rica. Revista Geológica de América Central, 21, 5-23.
- Fernández, M. y Pacheco, J. (1998). Sismotectónica de la región central de Costa Rica. Revista Geológica de América Central, 21, 5-23.
- Geomatrix (1994). Acueducto de Orosi. Sub-Estudio de Vulnerabilidad Sísmica de la Conducción: El Llano a Tres Ríos, Provincia de Cartago, Costa Rica. Informe Final.

- Krushensky, R. (1972). Geology of the Istarú Quadrangle, Costa Rica. Geological Survey Bulletin, 1358.
- Linkimer, L. (2003). Neotectónica del extremo oriental del Cinturón Deformado del Centro de Costa Rica. Informe de trabajo de grado de licenciatura en Geología. Universidad de Costa Rica.
- Linkimer, L. y Alvarado, G.E. (2014). Distribución espacio-temporal de la sismicidad en Costa Rica (1976-2013) en el marco histórico del 30 aniversario (1982-2012) de la Red Sismológica Nacional (RSN: UCR-ICE). Revista Geológica de América Centra, Volumen especial 2014: 30 aniversario, 45-71.
- Madrigal, M., Bonilla, L., Sáenz, L., Estrada A., Boschini, I. y Cervantes, G. (1987). Estudio Geológico-Geotécnico de factibilidad para el proyecto Hidroeléctrico Palomo Paraíso-Cartago-Costa Rica. Informe Interno del Instituto Costarricense de Electricidad.
- Mata, A. y Chaves, C. (1993). Principales aspectos geológicos y turísticos del área de mayor afluencia de público del Parque Nacional Tapantí, Provincia de Cartago, Costa Rica. Informe de Trabajo Comunal, Universidad de Costa Rica.
- Montero, W. (1994). Sismicidad y neotectónica. En Atlas Geológico Gran Área Metropolitana. (pp. 147-160). Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Montero, W. (2010). El terremoto de Cartago del 4 de mayo de 1910: aspectos sismológicos y neotectónicos. En Efemérides de la destrucción de la ciudad de Cartago, cien años después (1910-2010) (pp. 37-47). Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Montero, W. y Kruse, S. (2006). Neotectónica y geofísica de la falla Aguacaliente en los valles Coris y El Guarco, Costa Rica. Revista Geológica de América Central, 34-35, 43-58.
- Montero, W. y Miyamura, S. (1981). Distribución de intensidades y estimación de los parámetros focales de los terremotos de Cartago de 1910, Costa Rica, América Central. Revista del Instituto Geográfico Nacional, Julio-Diciembre, 9-34.
- Montero, W., Barahona, M., Rojas, W. y Taylor., M. (2005). Los sistemas de falla Agua Caliente y Río Azul y relevos compresivos asociados, Valle Central de Costa Rica. Revista Geológica de América Central, 33, 7-27.
- Montero, W., Obando, L., Mora, R., Salazar, L.G. y Leandro, G. (1991). Informe final Proyectos Habitacionales Los Diques y Duarco-Suerre. Proyecto de Investigación de la Universidad de Costa Rica.
- Montero, W., Rojas, W. y Linkimer L. (2013). Neotectónica de las fallas Ochomogo y Capellades y su relación con el sistema de falla Aguacaliente, falda sur macizo Irazú-Turrialba, Costa Rica. Revista Geológica de América Central, 48, 119-139.
- Piedra, R. (2011). Calibración de modelos de movimiento fuerte con datos acelerométricos en América Central. Trabajo de grado, Maestría en Ingeniería Sísmica: Dinámica de Suelos y Estructuras, Universidad Politécnica de Madrid.
- Quintanilla, E., Alvarado, G., Marín, C. y Durán M. (2008). Estratigrafía de pozos como un aporte al conocimiento de la geología del cuaternario del valle de el Guarco (Cartago), Costa Rica. Revista Geológica de América Central, 38, 53-64.

- Salazar, L. (2011). Evaluación de amenazas naturales que podrían afectar la microcuenca del río Júco, Orosí, Paraíso, Cartago, Costa Rica. Trabajo de grado. Maestría en Geología. Universidad de Costa Rica.
- Salazar, L., Obando, L. y Mora, R. (1992). Acueducto Metropolitano. Tramo embalse El LLano-Río Navarro (Costa Rica): Un sitio Bajo Amenaza. *Revista Geológica de América Central*, 14. 85-96.
- Sanabria, I. (2014). Propuesta de modelo conceptual geotérmico de baja entalpía para el valle de Orosí, Paraíso, Cartago, Costa Rica. Informe de trabajo de grado de Licenciatura en Geología. Universidad de Costa Rica.
- Sojo, D., Denyer, P., Gaze, E. y Alvarado, G. (2017), Geología del cuadrante Tapantí (1:50000), Costa Rica. *Revista Geológica de América Central*, 56, 83-116.
- Umaña, J. (1959). Proyecto de Río Macho-Obra 102. Detalle geológico Sección Horizontal. Túnel N° 3 de Río Macho 1 plano escala 1:500. Informe Interno del Instituto Costarricense de Electricidad.
- Umaña, J. (1961). Proyecto Río Macho N°1 Geología Túnel N° 2 (Planta y Perfil- Sección Inclinada).-1 plano escala 1:1000. Informe Interno del Instituto Costarricense de Electricidad.
- Valverde, R. (1989). Investigación Geológico-Ambiental del Proyecto Túnel de Pejibaye. Cartago, Costa Rica. Informe de trabajo de grado de licenciatura en Geología. Universidad de Costa Rica.
- Valverde, R. y Salazar J. (1986). Estudio Geotécnico para la reconstrucción de las tomas de los Ríos Porras y Villegas. Informe Interno del Instituto Costarricense de Electricidad.
- Woodward-Clyde. (1993). A preliminary evaluation of earthquake and volcanic hazards significant to the major population centers of Central Valley, Costa Rica. . Ret Corporation-Woodward-Clyde.
- Zhao, J.X., Zhang, J., Asano A., Ohno Y., Oouchi, T., Takahashi, T., Ogawa, H., Irikura, K., Thio, H.K. y Somerville, P.G. (2006). Attenuation Relations of Strong Ground Motion in Japan Using Site Classification Based on Predominant Period, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96(3), 898-913.

Anexos del Capítulo 7 / Tomo IV

Anexo 7.1. Compendio Fotográfico Geología Local



Foto 1. Afloramiento de intrusivo meteorizado en corte de camino. (1082285N/509626E)



Foto 2. Material correspondiente al intrusivo fuertemente meteorizado (SPT-1 y LTLL-3).

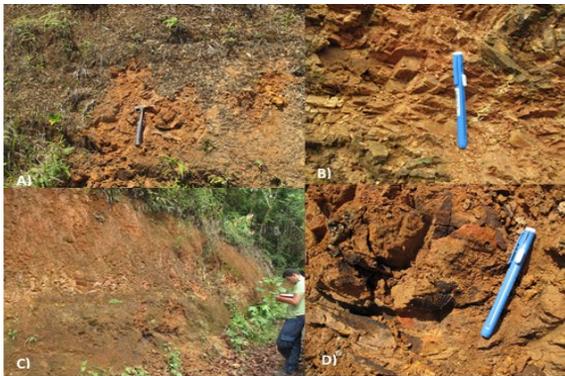


Foto 3. Roca sedimentarias alteradas areniscas de granulometría media a gruesa.

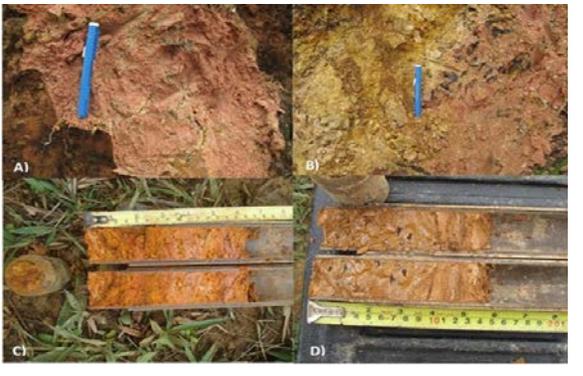


Foto 4. Zonas de transición aureolas de alteración.



Foto 5. Brecha fina, bloques milimétricos hasta centimétricos con líticos de carbón.



Foto 6. Intrusivo ligeramente a moderadamente meteorizado.



Foto 7. Arenisca de grano grueso margen izquierda Río Navarro.



Foto 8. Brechas meteorizadas y alteradas.



Foto 9. Materiales caracterizados como fluvio-lacustres



Foto 10. Materiales correlacionados a lahares antiguos.



Foto 11. Macizo rocoso con lavas fuertemente alteradas. (1080497N/503070E)



Foto 12. Areniscas cuarzosas de la Fm Coris (496480 E/1091956 N)



Foto 13. Detalles de lava basáltica de la Formación La Cruz.