ESTUDIOS DE LOS COMPONENTES GEOLÓGICOS, GEOTÉCNICOS, HIDROLÓGICOS, HIDRÁULICOS Y EVALUACIÓN DE AMENAZA DEL LOTE SE-RAR-22 DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA COLEGIATURA COLOMBIANA, MEDELLÍN – ANTIOQUIA

In Situ Ingeniería S.A.S.

Rev-0

Medellín, diciembre de 2018

In Situ Ingeniería S.A.S.
Calle 65 f No. 48 - 67 Medellín
Celular 315 467 99 35 - 313 890 40 39
E-mail: geofisica@insituingenieria.com

EQUIPO DE TRABAJO - CONSULTORÍA- IN SITU INGENIERÍA S.A.S

PEDRO DE GREIFF GAUTIER
Geólogo, M.P: 1293 del CPG

DIEGO IVÁN GALEANO PARRA
Ingeniero Civil, M.P: 052022203316 (Ant.)
Magister en Geotecnia

JORGE ANDRÉS YEPES GARCIA
Ingeniero Civil: M.P: 05202234988 (Ant.)
Magister en Geotecnia

DAVID CALLEJAS SAULE
Ingeniero Civil: M.P: 05202306204 (Ant.)
Esp.: Ingeniería de recursos Hidráulicos

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN 12

2. LOCALIZACIÓN Y OBJETIVO 13

2.1. LOCALIZACIÓN 13

2.2. OBJETIVO 15

2.3. METODOLOGÍA 15

3. GENERALIDADES 19

3.1. UNIDADES GEOLÓGICAS 19

3.2. GEOMORFOLOGÍA 22

3.3. CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES Y SÍSMICAS 23

4. UNIDAD MORFODINÁMICA INDEPENDIENTE 26

4.1. GENERALIDADES 26

4.2. DEFINICIÓN DE LA UMI 26

4.3. UNIDADES GEOLÓGICAS 28

4.4. GEOMORFOLOGÍA LOCAL 31

4.5. PROCESOS MORFODINÁMICOS 36

4.6. CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES 40

4.7. CARACTERÍSTICAS HIDROGEOLÓGICAS 40

4.8. PENDIENTE 41

5. INVESTIGACIÓN Y EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA 43

5.1. EXPLORACIÓN DIRECTA E INDIRECTA 43

5.2. PERFIL ESTRATIGRÁFICO EN LA ZONA DE ESTUDIO 43

5.3. CONSISTENCIA DE LOS MATERIALES 46

5.4. NIVEL FREÁTICO 48

5.5. PROGRAMA DE LABORATORIO 48

6. MODELO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO 52

6.1. PARÁMETROS DE RESISTENCIA DEL SUELO A PARTIR DEL NSPT 56

6.2. PARÁMETROS DE RESISTENCIA DE LA ROCA HORIZONTES IIA Y IIB DE LA DUNITA DE MEDELLÍN 61

6.3. PARÁMETROS DE RESISTENCIA ADOPTADOS 62

6.4. CLASIFICACIÓN DEL TIPO DE PERFIL DE SUELO SEGÚN LA NSR-10 63

7. ESTUDIO HIDROLÓGICO 64

7.1. GENERALIDADES DE LAS CORRIENTES 64

7.2. CUENCAS HIDROGRÁFICAS 66

7.3. AMENAZA Y RIESGO POT 67

7.4. PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS 68

7.5. DURACIÓN DE LA LLUVIA DE DISEÑO Y TIEMPOS DE CONCENTRACIÓN. 69

7.6. DISTRIBUCIÓN TEMPORAL DE LA LLUVIA 70

7.7. INTENSIDAD DE DISEÑO Y MAGNITUD DE LA PRECIPITACIÓN 70

7.8. CURVAS IDF SINTÉTICAS (VARGAS RODRIGO, 1998) 71

7.9. PÉRDIDAS HIDROLÓGICAS 73

7.10. HIDROGRAMAS SINTÉTICOS (CAUDALES) 77

8. CARACTERIZACIÓN HIDRÁULICA 90

8.1. MODELACIÓN HIDRÁULICA EN CONDICIONES ACTUALES 90

8.2. MANCHAS DE INUNDACIÓN 92

8.3. DISEÑO CANAL QUEBRADA LA POBLADA 2 101

8.4. VERIFICACIÓN CRUCE QUEBRADA LA POBLADA 2 AVENIDA LAS PALMAS 107

9. ANÁLISIS DE LA AMENAZA POR MOVIMIENTOS EN MASA 109

9.1. ESCENARIOS DE AMENAZA 109

9.2. PROBABILIDAD TOTAL DE FALLA 113

9.3. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD 114

9.4. DISTANCIA DE VIAJE 119

9.5. ZONIFICACIÓN DE LA AMENAZA 120

10. ZONIFICACIÓN DE LA AMENAZA POR INUNDACIÓN 123

11. ZONIFICACIÓN DE LA APTITUD GEOLÓGICA 125

11.1. ZONAS DE APTITUD DE PROTECCIÓN (AP) 125

11.2. ZONAS DE APTITUD DE USO RESTRINGIDO (AUR) 125

11.3. ZONAS DE APTITUD DE USO URBANÍSTICO (AUU) 125

12. RECOMENDACIONES 128

12.1. MURO EN PILAS 128

12.2. PLAN DE MONITOREO Y SEGUIMIENTO 133

12.3. CONTROL DE DRENAJE 135

12.4. REVEGETALIZACIÓN DE TALUDES 137

13. CONCLUSIONES 138

14. LIMITACIONES 140

15. REFERENCIAS 141

LISTA DE ILUSTRACIONES

ILUSTRACIÓN 1. LOCALIZACIÓN DEL SITIO EN ESTUDIO. IMAGEN SATELITAL TOMADA DE GOOGLE EARTH™ 2018. 13

ILUSTRACIÓN 2. USO DEL SUELO SEGÚN EL POT, ACUERDO 048. 14

ILUSTRACIÓN 3. POLÍGONOS DE AMENAZA Y RIESGO SEGÚN EL POT 16

ILUSTRACIÓN 4. APTITUD GEOLÓGICA DE LA ZONA DE ESTUDIO SEGÚN SOLINGRAL (2011) 17

ILUSTRACIÓN 5. MAPA GEOLÓGICO REGIONAL DE LA ZONA (AMVA, 2016; SOLINGRAL, 2011) 20

ILUSTRACIÓN 6. MAPA GEOMORFOLÓGICO REGIONAL DE LA ZONA (TOMADO Y MODIFICADO DE AMVA, 2016) 24

ILUSTRACIÓN 7. VISTA GENERAL TRAMO 6-7, VAGUADA POBLADA 3 26

ILUSTRACIÓN 8. UNIDAD GEOMORFOLÓGICA INDEPENDIENTE (UMI) 27

ILUSTRACIÓN 9. SAPROLITO DE DUNITA CON EVIDENCIA DE FALLA, PERFORACIÓN 3 MUESTRA 8 28

ILUSTRACIÓN 10. MAPA DE GEOLOGÍA LOCAL 30

ILUSTRACIÓN 11. PERFIL GEOLÓGICO GENERAL DE LA UMI 30

ILUSTRACIÓN 12. BLOQUE DE ROCA EN DEPÓSITO DE DESLIZAMIENTO? 31

ILUSTRACIÓN 13. MAPA DE GEOMORFOLOGÍA LOCAL 33

ILUSTRACIÓN 14. LOMO AMPLIO (NOTAR FORMA CONVEXA) 34

ILUSTRACIÓN 15. VISTA TRANSVERSAL DE VERTIENTES ALTAS A MODERADAS IRREGULARES 35

ILUSTRACIÓN 16. CORTE ASOCIADO A CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDA 36

ILUSTRACIÓN 17. MAPA DE PROCESOS MORFODINÁMICOS 37

ILUSTRACIÓN 18. IMAGEN DE GOOGLE EARTH, 09- 2011, MOSTRANDO LOS EVENTOS DE 2010. UMI EN ROJO 38

ILUSTRACIÓN 19. PROCESO DE EL REPOSO (IMAGEN TOMADA DE SOLINGRAL, 2011) 39

ILUSTRACIÓN 20. SOCAVACIÓN LATERAL DE LA POBLADA 39

ILUSTRACIÓN 21. MODELOS HIDROGEOLÓGICOS CONCEPTUALES TOMADOS DE SOLINGRAL (2011) 40

ILUSTRACIÓN 22. MAPA DE PENDIENTES DE LA ZONA DE ESTUDIO 42

ILUSTRACIÓN 23. LOCALIZACIÓN EN PLANTA DE LA EXPLORACIÓN 45

ILUSTRACIÓN 24. COLUMNA ESTRATIGRÁFICA EN CADA UNA DE LAS PERFORACIONES EJECUTADAS 46

ILUSTRACIÓN 25. VARIACIÓN DEL NÚMERO DE GOLPES N_{SPT} CON LA PROFUNDIDAD, PERFORACIONES P1 A P8 47

ILUSTRACIÓN 26. VARIACIÓN DE LAS PROPIEDADES ÍNDICE CON LA PROFUNDIDAD 50

ILUSTRACIÓN 27. CARTA DE PLASTICIDAD DE CASAGRANDE....50
ILUSTRACIÓN 28. UBICACIÓN EN PLANTA DE LAS SECCIONES PARA LOS PERFILES GEOTÉCNICOS....54
ILUSTRACIÓN 29. PERFILES GEOTÉCNICOS PARA LAS CONDICIONES ACTUALES....56
ILUSTRACIÓN 30. QUEBRADA LA POBLADA 2....64
ILUSTRACIÓN 31. FOTO 4 TUBERÍA....64
ILUSTRACIÓN 32. FOTO 5 PANORAMA AGUAS ABAJO....64
ILUSTRACIÓN 33. INFLUENCIA DE LA QUEBRADA LA POBLADA EN LA ZONA NORTE DEL LOTE....65
ILUSTRACIÓN 34. COBERTURA QUEBRADA LA POBLADA ANTES DE ENTRAR AL LOTE....65
ILUSTRACIÓN 35. CUENCA DE LA QUEBRADA LA POBLADA....66
ILUSTRACIÓN 36. CUENCA DE LA QUEBRADA LA POBLADA 2....67
ILUSTRACIÓN 37. AMENAZAS Y RIESGO POT MEDELLÍN QUEBRADA LA POBLADA (ALCALDÍA DE MEDELLÍN, “GEO MEDELLÍN,” 2017)....68
ILUSTRACIÓN 38. POLÍGONOS DE THIESSEN PARA LAS ESTACIONES CERCANAS A LA ZONA DE ESTUDIO....71
ILUSTRACIÓN 39. CURVAS IDF PARA LA ESTACIÓN SANTA ELENA....72
ILUSTRACIÓN 40. MAPA DE COBERTURAS EN LA CUENCA LA POBLADA....75
ILUSTRACIÓN 41. MAPA DE COBERTURAS EN LA CUENCA LA POBLADA 2....76
ILUSTRACIÓN 42. HIDROGRAMA DE CLARK....80
ILUSTRACIÓN 43. ESQUEMATIZACIÓN DEL HIDROGRAMA UNITARIO SINTÉTICO DE SNYDER....83
ILUSTRACIÓN 44. HIDROGRAMA UNITARIO ADIMENSIONAL DEL S.C.S.....84
ILUSTRACIÓN 45. MODELO DE ELEVACIÓN DIGITAL PARA ALIMENTAR EL MODELO IBER QUEBRADA LA POBLADA....91
ILUSTRACIÓN 46. MODELO DE ELEVACIÓN DIGITAL PARA ALIMENTAR EL MODELO IBER QUEBRADA LA POBLADA 2....91
ILUSTRACIÓN 47. ESQUEMA MANCHA DE INUNDACIÓN TR 2.33 AÑOS ESTADO ACTUAL QUEBRADA LA POBLADA....92
ILUSTRACIÓN 48. ESQUEMA MANCHA DE INUNDACIÓN TR 5 AÑOS ESTADO ACTUAL LA POBLADA....93
ILUSTRACIÓN 49. ESQUEMA MANCHA DE INUNDACIÓN TR 10 AÑOS ESTADO ACTUAL LA POBLADA....93
ILUSTRACIÓN 50. ESQUEMA MANCHA DE INUNDACIÓN TR 25 AÑOS ESTADO ACTUAL LA POBLADA....94
ILUSTRACIÓN 51. ESQUEMA MANCHA DE INUNDACIÓN TR 50 AÑOS ESTADO ACTUAL LA POBLADA....94
ILUSTRACIÓN 52. ESQUEMA MANCHA DE INUNDACIÓN TR 100 AÑOS ESTADO ACTUAL LA POBLADA..95
ILUSTRACIÓN 53. ESQUEMA MANCHA DE INUNDACIÓN TR 2.33 Y 5 AÑOS ESTADO ACTUAL QUEBRADA LA POBLADA 2....96

ILUSTRACIÓN 54. ESQUEMA MANCHA DE INUNDACIÓN TR 10 AÑOS ESTADO ACTUAL LA POBLADA 2.96

ILUSTRACIÓN 55. ESQUEMA MANCHA DE INUNDACIÓN TR 25 AÑOS ESTADO ACTUAL LA POBLADA 2.97

ILUSTRACIÓN 56. ESQUEMA MANCHA DE INUNDACIÓN TR 50 AÑOS ESTADO ACTUAL LA POBLADA 2.97

ILUSTRACIÓN 57. ESQUEMA MANCHA DE INUNDACIÓN TR 100 AÑOS ESTADO ACTUAL LA POBLADA 2 98

ILUSTRACIÓN 58. VELOCIDAD TR 100 AÑOS ESTADO ACTUAL LA POBLADA 99

ILUSTRACIÓN 59. VELOCIDAD TR 100 AÑOS ESTADO ACTUAL LA POBLADA 2 99

ILUSTRACIÓN 60. FROUDE TR 100 AÑOS ESTADO ACTUAL LA POBLADA 100

ILUSTRACIÓN 61. FROUDE TR 100 AÑOS ESTADO ACTUAL LA POBLADA 2 100

ILUSTRACIÓN 62. PERFIL QUEBRADA POBLADA 2 101

ILUSTRACIÓN 63. PERFILES DE FLUJO GRADUALMENTE VARIADOS[6] 102

ILUSTRACIÓN 64. POSIBLES FLUJOS EN CANALES PRISMÁTICOS 103

ILUSTRACIÓN 65. SECCIÓN TIPO BOLSACRETOS 107

ILUSTRACIÓN 66. DETALLE TÍPICO ALCANTARILLA D=0.90 M 107

ILUSTRACIÓN 67. CAUDAL ALCANTARILLA D=0.90 M 108

ILUSTRACIÓN 68 ALCANTARILLA D=0.90 M AVENIDA LAS PALMAS 108

ILUSTRACIÓN 69. AMENAZA SÍSMICA A NIVEL REGIONAL PARA PGA Y PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 475 AÑOS. FIGURA 6.32 DE LA MICROZONIFICACIÓN SÍMICA DETALLADA (2006) ... 113

ILUSTRACIÓN 70. SECCIÓN A – ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN CONDICIONES NORMALES 116

ILUSTRACIÓN 71. SECCIÓN A – ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN CONDICIÓN EXTREMAS 116

ILUSTRACIÓN 72. SECCIÓN B – ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN CONDICIONES NORMALES 117

ILUSTRACIÓN 73. SECCIÓN B – ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN CONDICIÓN EXTREMAS 117

ILUSTRACIÓN 74. SECCIÓN C – ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN CONDICIONES NORMALES 118

ILUSTRACIÓN 75. SECCIÓN C – ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN CONDICIÓN EXTREMAS 118

ILUSTRACIÓN 76. SECCIÓN D – ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN CONDICIONES NORMALES 118

ILUSTRACIÓN 77. SECCIÓN D – ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN CONDICIÓN EXTREMAS 119

ILUSTRACIÓN 78. DIAGRAMA DEL BLOQUE DESLIZANTE. A). PERFIL DE LA TRAYECTORIA. B). GEOMETRÍA LOCAL DEL CONTACTO. C). DIAGRAMA DE FUERZAS. D). PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA. TOMADO DEL SERVICIO GEOLÓGICO COLOMBIANO (2015) 119

ILUSTRACIÓN 79. ZONIFICACIÓN DE LA AMENAZA ANTE DESLIZAMIENTO SITUACIÓN ACTUAL 121

ILUSTRACIÓN 80. MAPA DE AMENAZA POR INUNDACIÓN QUEBRADA LA POBLADA 123

ILUSTRACIÓN 81. MAPA DE ZONIFICACIÓN DE LA APTITUD GEOLÓGICA 127

ILUSTRACIÓN 82. UBICACIÓN EN PLANTA DE LA PANTALLA DE PILAS PROPUESTA 129

ILUSTRACIÓN 83. VISTA EN PERFIL DE LA PANTALLA DE PILAS 129

ILUSTRACIÓN 84. SECCIÓN A – ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN CONDICIÓN NORMAL CON PANTALLA DE PILAS 130

ILUSTRACIÓN 85. SECCIÓN A – ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN CONDICIÓN EXTREMA CON PANTALLA DE PILAS 130

ILUSTRACIÓN 86. MAPA DE AMENAZA PROYECTADA ANTE DESLIZAMIENTO 132

ILUSTRACIÓN 87. DISPOSICIÓN DE LOS SENTIDOS A Y B EN LOS INCLINÓMETROS 134

ILUSTRACIÓN 88. PIEZÓMETRO DE HILO VIBRANTIL. ADAPTADO DE CORNFORTH (2005) 134

ILUSTRACIÓN 89. ESQUEMA DE CUENTAS, LAS DIMENSIONES PUEDEN VARIAR DE ACUERDO A LAS NECESIDADES 136

LISTA DE TABLAS

TABLA 1. FAMILIAS DE DISCONTINUIDADES (SOLINGRAL, 2011) 25

TABLA 2. LISTA DE INFORMACIÓN USADA PARA EL ESTUDIO MULTITEMPORAL 36

TABLA 3. RANGOS DE PENDIENTES 41

TABLA 4. COORDENADAS Y PROFUNDIDAD DE LA EXPLORACIÓN. 43

TABLA 5. CLASIFICACIÓN MECÁNICA DE LOS MATERIALES COHESIVOS DE ACUERDO CON NSPT. (TOMADO DE GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO 5) 46

TABLA 6. RELACIÓN DE ENSAYOS EJECUTADOS 48

TABLA 7. RESUMEN DE LOS ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN FÍSICA 48

TABLA 8. RESUMEN DE RESULTADOS ENSAYOS DE CORTE DIRECTO CD 51

TABLA 9. RESUMEN DE RESULTADOS ENSAYOS DE COMPRESIÓN SIMPLE 51

TABLA 10. PARÁMETROS DE RESISTENCIA EN LA PERFORACIÓN P1 58

TABLA 11. PARÁMETROS DE RESISTENCIA EN LA PERFORACIÓN P2 58

TABLA 12. PARÁMETROS DE RESISTENCIA EN LA PERFORACIÓN P3 59

TABLA 13. PARÁMETROS DE RESISTENCIA EN LA PERFORACIÓN P4 59

TABLA 14. PARÁMETROS DE RESISTENCIA EN LA PERFORACIÓN P5 59

TABLA 15. PARÁMETROS DE RESISTENCIA EN LA PERFORACIÓN P6 60

TABLA 16. PARÁMETROS DE RESISTENCIA EN LA PERFORACIÓN P7 60

TABLA 17. PARÁMETROS DE RESISTENCIA EN LA PERFORACIÓN P8 60

TABLA 18. PARÁMETROS DE RESISTENCIA EN LA PERFORACIÓN P9 61

TABLA 19. PARÁMETROS PARA EL MACIZO DE GRANITO EN EL SITIO DE ESTUDIO 62

TABLA 20. PARÁMETROS ADOPTADOS PARA CADA UNO DE LOS PERFILES GEOTÉCNICOS 62

TABLA 21. PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS PARA LA CUENCA LA POBLADA 68

TABLA 22. PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS PARA LA CUENCA LA POBLADA 2 69

TABLA 23. PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS PARA LA CUENCA DE LAS QUEBRADAS LA POBLADA Y LA POBLADA 2 69

TABLA 24. DISTRIBUCIÓN TEMPORAL DE LAS LLUVIAS SEGÚN HUFF, PARA UNA PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA DE 50% EN EL PRIMER CUARTIL 70

TABLA 25. DATOS DE IDENTIFICACIÓN ESTACIÓN METEOROLÓGICA SANTA ELENA 71

TABLA 26. DISTRIBUCIÓN TEMPORAL DE LAS LLUVIAS SEGÚN HUFF, PARA UNA PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA DE 50% EN EL PRIMER CUARTIL 72

TABLA 27. NÚMEROS DE CURVA PARA ESCORRENTÍA CON HUMEDAD ANTECEDENTE AMC II (SCS, 1986) 73

TABLA 28. ÁREAS, PORCENTAJE DE COBERTURAS Y VALORES DE CN CUENCA LA POBLADA 74

TABLA 29. ÁREAS, PORCENTAJE DE COBERTURAS Y VALORES DE CN CUENCA LA POBLADA 2 74

TABLA 30. TABLAS DE CONVERSIÓN DE HUMEDAD ANTECEDENTE 77

TABLA 31. CÁLCULO DEL COEFICIENTE PONDERADO DE ESCORRENTÍA 85

TABLA 32. CÁLCULO COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO POBLADA 87

TABLA 33. CÁLCULO COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO POBLADA 2 87

TABLA 34. INTENSIDADES ESTACIÓN MIGUEL DE AGUINAGA PARA DIFERENTES PERÍODOS DE RETORNO TC= 9 MINUTOS Q. POBLADA 87

TABLA 35. INTENSIDADES ESTACIÓN MIGUEL DE AGUINAGA PARA DIFERENTES PERÍODOS DE RETORNO TC= 2 MINUTOS Q. POBLADA 87

TABLA 36. CAUDALES DE DISEÑO EN LA CUENCA DE LA QUEBRADA LA POBLADA PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO 88

TABLA 37. CAUDALES DE DISEÑO EN LA CUENCA DE LA QUEBRADA LA POBLANA 2 PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO 88

TABLA 38. CAUDALES SELECCIONADOS Q. POBLADA 88

TABLA 39. CAUDALES SELECCIONADOS Q. POBLADA 2 88

TABLA 40. RESULTADO PROFUNDIDAD CRÍTICA 104

TABLA 41. DATOS DE ENTRADA FLOWPRO 104

TABLA 42. RESULTADO FLOWPRO 105

TABLA 43. CÁLCULO DE LA PRECIPITACIÓN INFILTRADA MULTIANUAL, DESVIACIÓN ESTÁNDAR Y CV, PARA LA ESTACIÓN SANTA ELENA. 112

TABLA 44. FACTORES DE SEGURIDAD FS Y PROBABILIDADES DE FALLA PF OBTENIDOS EN CONDICIONES NORMALES Y CONDICIONES EXTREMAS 115

TABLA 45. DISTANCIAS DE VIAJE CALCULADAS 120

TABLA 46. PROBABILIDADES DE FALLA PARA LA ZONIFICACIÓN DETALLADA DE LA AMENAZA POR MOVIMIENTOS EN MASA EN LA SITUACIÓN ACTUAL 120

TABLA 47. ESCALA CUANTITATIVA PARA LA DETERMINACIÓN DE LA AMENAZA. ADAPTADA DEL DECRETO 1626 DE 2015 121

TABLA 48. FACTOR DE SEGURIDAD Y PROBABILIDAD DE FALLA EN CONDICIONES NORMALES Y EXTREMAS CON PANTALLA DE PILAS 130

TABLA 49. PROBABILIDADES DE FALLA CON PANTALLA DE PILAS 130

TABLA 50. PRESUPUESTO PRELIMINAR PARA LAS OBRAS DE INTERVENCIÓN (SITUACIÓN FUTURA) 131

1. INTRODUCCIÓN

Por solicitud de la Institución Educativa Colegiatura Colombiana, el presente documento corresponde al estudio hidrológico, geológico y geotécnico elaborado por la firma IN SITU INGENIERÍA para el polígono SE-RAR-22, en el municipio de Medellín – Antioquia.

En este informe se presenta el resumen de los trabajos de campo y resultados de los ensayos de laboratorio, así como su análisis para realizar el análisis detallado de la amenaza por inundación y por movimientos en masa.

El documento se estructuró iniciando con el marco geológico y geomorfológico de la zona, seguido por el análisis hidrológico e hidráulico del sitio de estudio, luego por la caracterización geotécnica de los materiales para la construcción del modelo geológico-geotécnico, a continuación, para posteriormente realizar el análisis de estabilidad, y finalmente, el análisis detallado de la amenaza por movimientos en masa.

2. LOCALIZACIÓN Y OBJETIVO

2.1. Localización

El sitio de estudio corresponde a un lote de aproximadamente 4040 m^2 con Matrículas 00180450, 00180452, 00180453 y 00180454, ubicado en el barrio Las Palmas del Corregimiento de Santa Elena, frente a las instalaciones de la Institución Educativa Colegiatura Colombiana, en el km 7 de la vía Las Palmas, en el suroriente del municipio de Medellín – Antioquia (ver Ilustración 1).

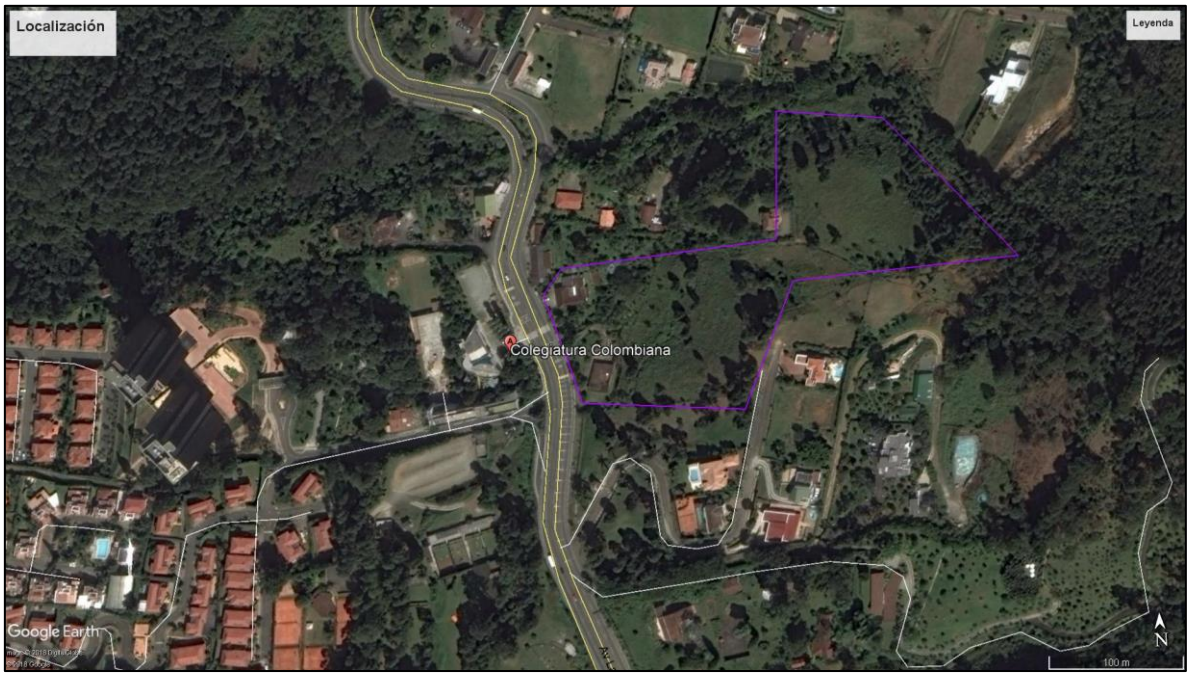


Ilustración 1. Localización del sitio en estudio. Imagen satelital tomada de Google Earth™ 2018.

El polígono de estudio tiene un área de 4,12 hectáreas, 4,02 ubicadas sobre el talud superior de la vía y 0,1 en el talud inferior de la vía.

El Acuerdo 048 de 2014 define que la zona de estudio está en suelo rural, el uso del suelo se clasifica como Forestal productor y dentro de ésta, define polígonos con niveles de amenaza para eventos

de remoción en masa e hidrológicos y riesgo para eventos de remoción en masa (Ilustración 3). Por lo que se adelanta este estudio de detalle de las zonas antes mencionadas.

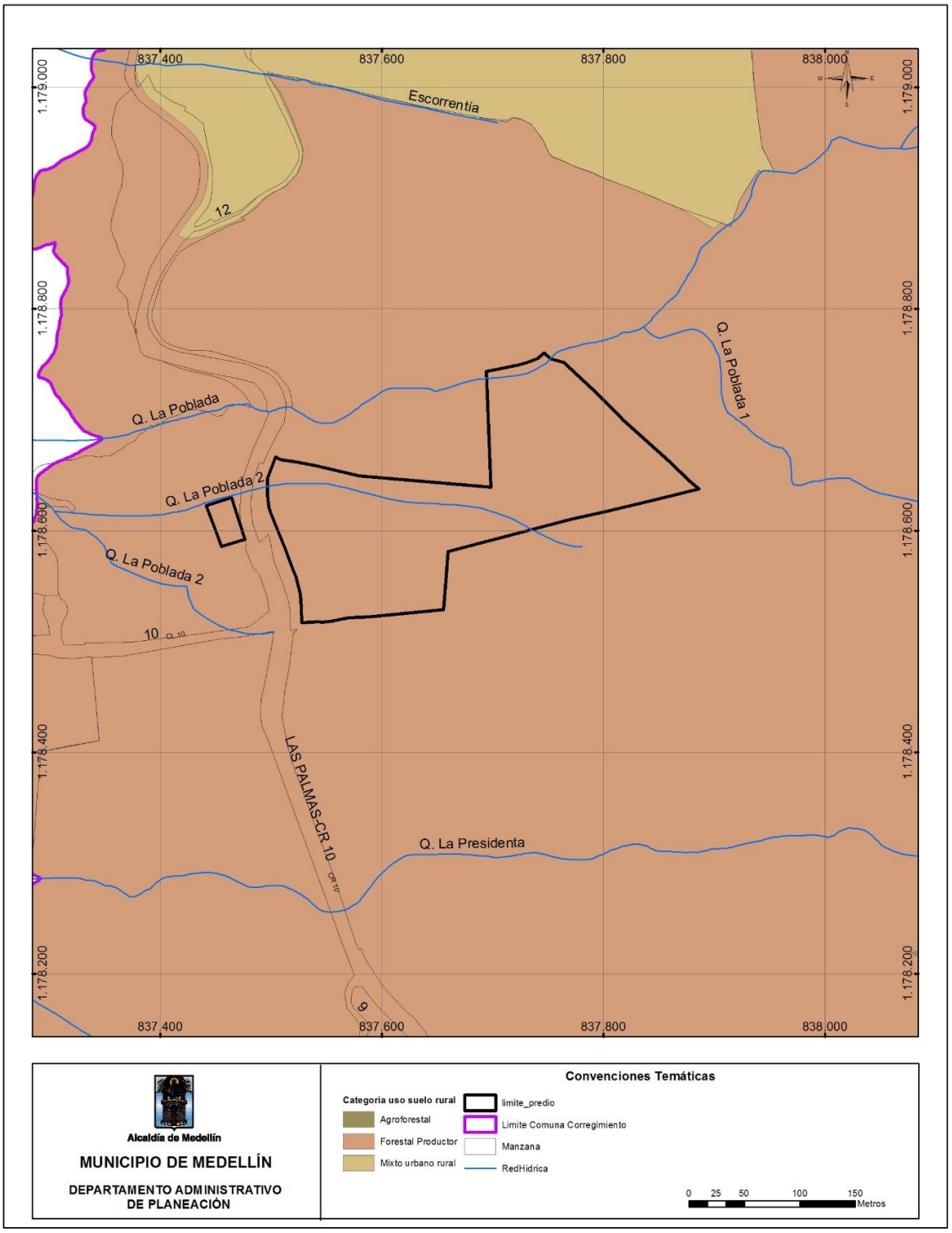


Ilustración 2. Uso del suelo según el POT, Acuerdo 048.

El Acuerdo 048 de 2014 define que la zona de estudio está en suelo rural, el uso del suelo se clasifica como Forestal productor y dentro de ésta, define polígonos con niveles de amenaza para eventos de remoción en masa e hidrológicos y riesgo para eventos de remoción en masa (Ilustración 3). Por lo que se adelanta este estudio de detalle de las zonas antes mencionadas.

Dadas las características específicas de la zona y la ocurrencia de eventos morfodinámicos en el año 2010, adicional al POT (Acuerdo 048 de 2014), se tiene el Decreto 1980 de 2010, en cual se declara como zona potencial de desastre natural las cuencas de las quebradas La Cuenca, La Poblada, La Presidenta, La Moná y la Sanín.

Dicha declaración generó el desarrollo de estudios técnicos de carácter regional adelantados por Solingral (2011) para la alcaldía de Medellín, en el cual se realizó una zonificación de aptitud de las cuencas en mención, como se muestra en la Ilustración 4.

2.2. Objetivo

Este estudio tiene como objetivo analizar y determinar en detalle la amenaza por inundación y por movimientos en masa en lote con Matrículas 00180450, 00180452, 00180453 y 00180454.

2.3. Metodología

El desarrollo del presente trabajo geotécnico contempló las siguientes etapas metodológicas:

Recolección de información secundaria: Consulta y análisis de información geológica, geomorfológica, climática, entre otros, de la zona del proyecto, tanto a nivel local como regional.

Se realizó la recopilación, revisión y análisis de la información secundaria de tipo bibliográfica, cartográfica y aerofotográfica; en particular la relacionada con estudios hidrológicos, geológicos y geomorfológicos realizados en la zona de y sus alrededores.

Trabajo de campo: Levantamiento topográfico, evaluación del terreno mediante la observación de las características geológicas, geomorfológicas e hidráulicas, y ejecución de una serie de exploraciones, donde se incluye, además, la toma de muestras para los análisis geotécnicos pertinentes, la determinación de los perfiles geológicos y la identificación del nivel freático.

Trabajo de laboratorio: Las muestras de suelo obtenidas en el campo, fueron sometidas a ensayos de laboratorio para determinar las propiedades índices que definan el modelo y los parámetros resistentes para el análisis geotécnico.

Evaluación hidrológica e hidráulica: Por medio de las metodologías para cálculo de caudales con hidrogramas unitarios (Snyder, SCS, Clark y Racional) para los distintos periodos de retorno, se calcularon los caudales de diseño. De igual manera, con la información obtenida en el levantamiento topográfico y batimétrico y los caudales asociados a los periodos de retorno calculados en la evaluación hidrológica, se realizó la modelación hidráulica por medio del software IBER; se

determinaron para diferentes escenarios hidráulicos los perfiles de flujo, velocidades y demás variables hidráulicas de interés en las obras diseñadas, con lo cual se plantean las soluciones técnico – económicas más adecuadas para el proyecto.

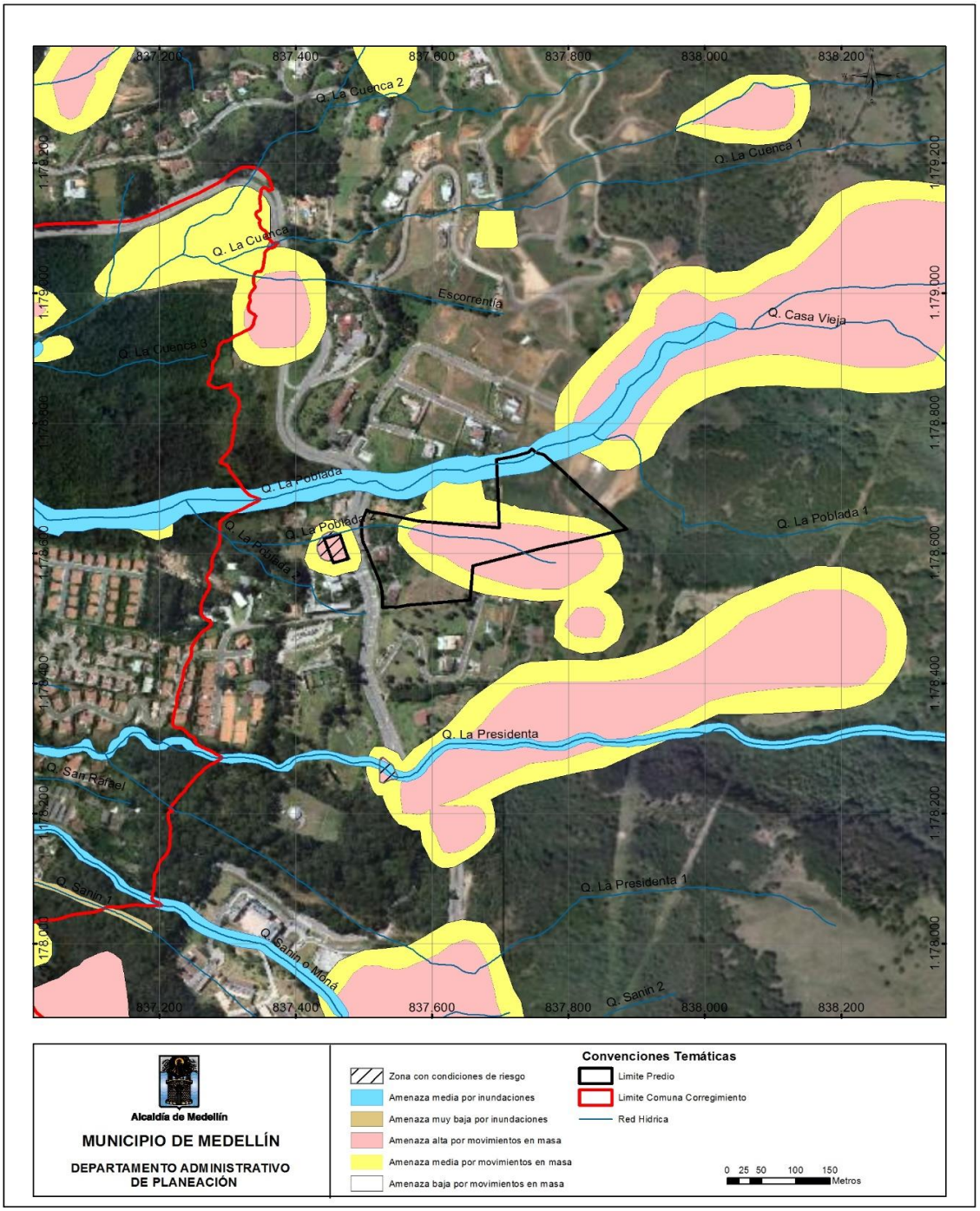


Ilustración 3. Polígonos de amenaza y riesgo según el POT

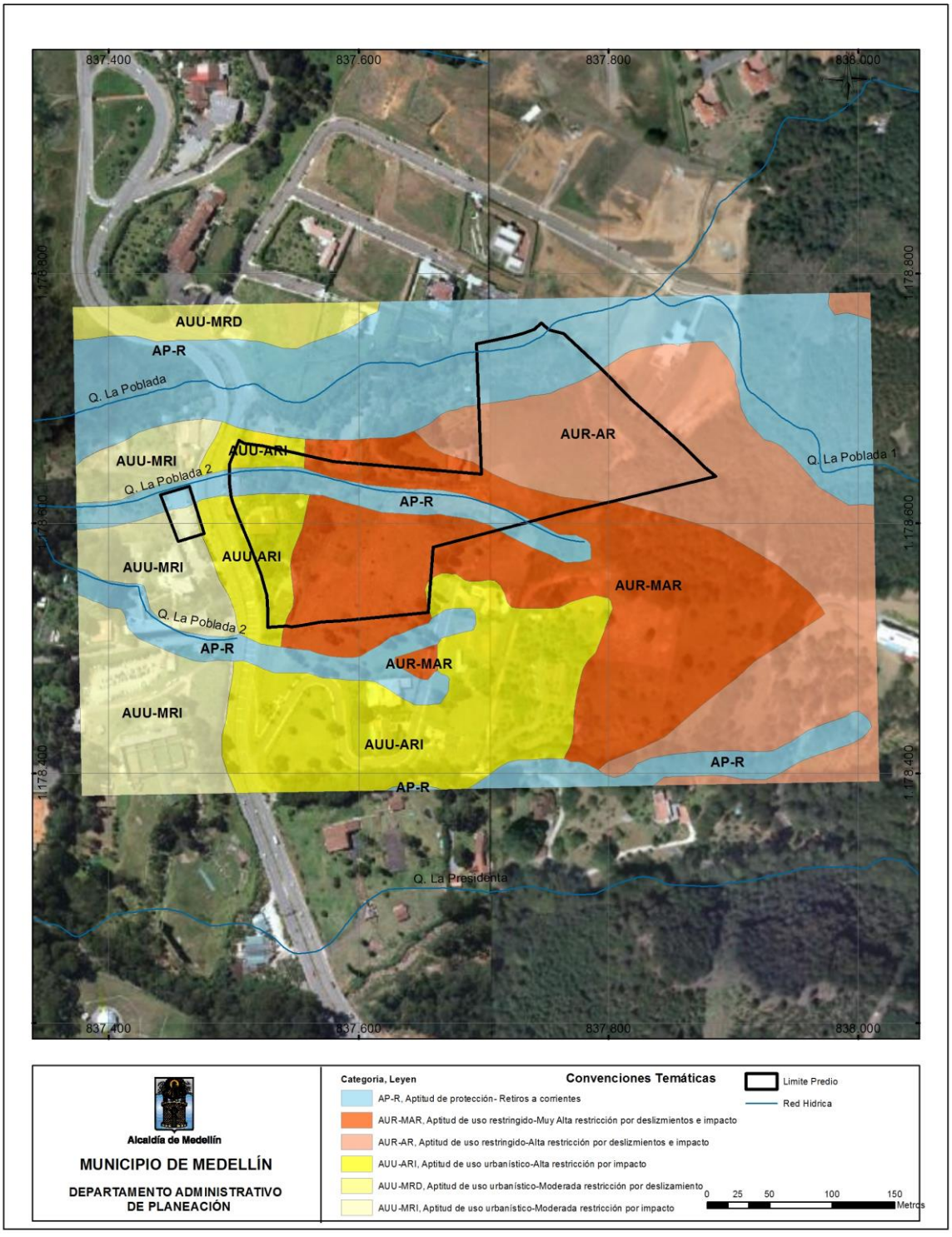


Ilustración 4. Aptitud geológica de la zona de estudio según Solingral (2011)

Análisis de la amenaza por movimientos en masa. Se adoptó como metodología de trabajo para la zonificación de la aptitud geológica para el uso y ocupación del suelo, los lineamientos y directrices del Acuerdo Metropolitano N° 09 de 2012 y las especificaciones técnicas consignadas en el Decreto 1626 de 2015.

Se definió la geología, la geomorfología y la morfodinámica; se determinó la aceleración máxima por sismo a partir del estudio de Microzonificación Sísmica del Área Urbana de Medellín (1999); se elaboró el modelo geológico-geotécnico; se realizó el análisis de estabilidad utilizando el software Slide V6 empleando los métodos de Spencer y Morgenstern Price; se delimitaron las zonas geotécnicamente homogéneas; y finalmente se definieron las categorías geotécnicas.

Elaboración y edición de informe final: Se elaboró el presente informe con los resultados de los estudios, las conclusiones y recomendaciones para los diseños, teniendo presente, además, las condiciones de sismicidad del área del proyecto y la definición de las aceleraciones máximas para el sismo de diseño, según la norma NSR-10 y la Microzonifación Sísmica del Área Metropolitana del Valle de Aburrá.

3. GENERALIDADES

Se presentan las características geológicas que enmarcan la zona de estudio, basado en los estudios que se tienen de la zona, definiendo así sus unidades geológicas, marco estructural y geomorfología.

3.1. Unidades Geológicas

A nivel regional la geología en esta zona se tienen seis unidades geológicas principales como son: Metagabro del picacho, Gabro de San Diego, Dunita de Medellín, Depósitos de flujos de lodos y escombros, depósitos de deslizamientos y llenos antrópicos (Ilustración 5).

3.1.1. Metagabro del Picacho

Hace parte del Complejo Ofiolítico de Aburrá y son rocas que han sufrido dos eventos metamórficos, uno dinámico y otro térmico, definiendo así la asociación de anfibolitas y metagabros. Estas rocas, en estado fresco, son de color gris moteada de blanco, presenta claras variaciones texturales, desde bandeada con alternancia de franjas claras y oscuras con orientación de los minerales máficos, hasta masiva. Mineralógicamente presenta una composición bastante homogénea de hornblenda en un 65 % y plagioclasa en un 35 %. Afloran en el cerro El Picacho de Medellín, a lo largo de la ladera occidental del valle del río Aburrá y en los alrededores de Canteras de Colombia. También se encuentran como cantos y bloques en depósitos de vertiente y algunos depósitos aluviotorrenciales. Es común encontrarla en forma de ventanas erosivas en inmediaciones de la vía de acceso a la vereda Pedregal Alto, en el cruce sobre la quebrada La Bermejala, corregimiento de San Cristóbal.

3.1.2. Dunita de Medellín

Esta unidad hace parte del Complejo Ofiolítico de Aburrá y atraviesa el Valle de Aburrá, desde Las Palmas, en los límites con el municipio de Envigado al sur, hasta el suroccidente del municipio de San Pedro de Los Milagros en su extremo norte. Esta unidad tiene dirección NNW, y aflora en cuerpos independientes, siendo el de mayor tamaño, el del corregimiento de Santa Elena (Consorcio Microzonificación, 2006).

Esta unidad es una roca ígnea masiva, compuesta principalmente por olivino, con contenidos menores de magnetita y cromita. El olivino presenta alteraciones parciales a tremolita y ésta última a minerales del grupo de la serpentina, como talco y clorita. La roca es masiva de color gris oscuro a negro, con tonalidades verdes. La roca meteorizada presenta variaciones de entre ocre, pardo y gris (Consorcio Microzonificación, 2006) y la secuencia de saprolito varia de espesor desde sectores de más de 35 m hasta zonas de menos de 10 m (GSM 1999), donde por su forma de meteorización en algunos casos se hace difícil reconocer entre el perfil de meteorización y los cuerpos de depósitos generados por la propia dunita.

Los estudios realizados han mostrado que esta unidad está en contacto fallado con las Anfibolitas de Medellín e intrusivo con el Stock de San Diego. El contacto con la anfibolita ha sido encontrada

en la zona norte de la ciudad (vía Medellín Bogotá) y en el sur (Sector de Monticello), donde es clara la presencia de la estructura sub-horizontal entre los dos cuerpos (GSM, 1999). La relación con el Stock de San diego la define presencia de diques de este cuerpo dentro de la Dunita (GSM, 1999).

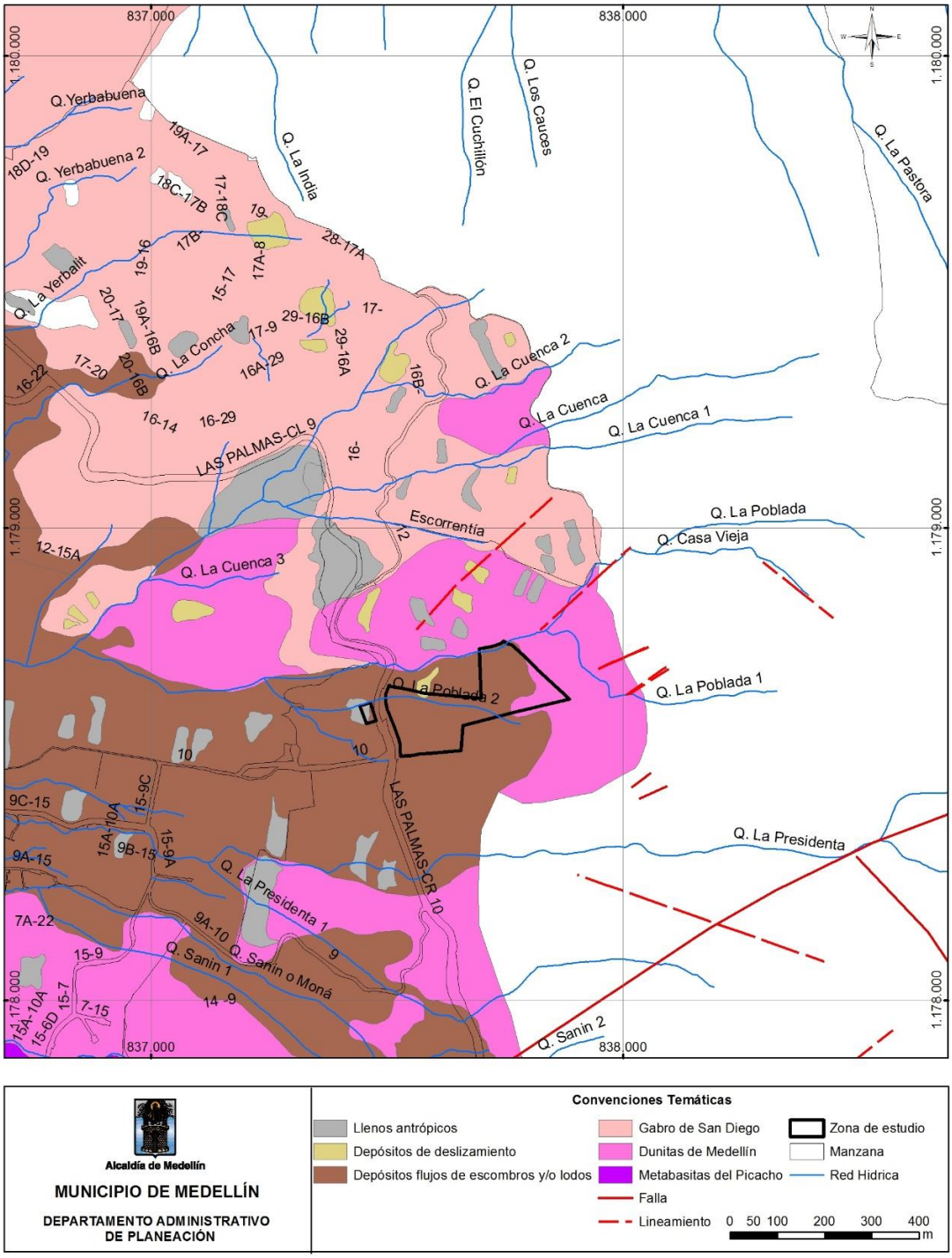


Ilustración 5. Mapa geológico regional de la zona (AMVA, 2016; Solingral, 2011)

3.1.3. Gabro de San Diego

Es un cuerpo de aproximadamente 9 km2 de extensión está constituido por rocas ígneas plutónicas básicas que varían en composición y textura. Su composición varía de dioritas a gabros olivínicos (Restrepo, Toussaint, 1984), y la textura varia de fanerítica fina hasta pegmatítica en la cual los cristales de hornblenda pueden llegar a medir hasta 12 cm.

Este stock está localizado en su totalidad en el territorio de Medellín, obre su vertiente centro-oriental y se extiende desde los barrios Buenos Aires y El Salvador hasta los sectores de Castropol, el Hotel Intercontinental y el Mirador de El Poblado en el suroriente de la ciudad. Este cuerpo tiene meteorización avanzada, alcanzando suelos de más de 45 m de espesor (GSM 1999) y sólo presenta afloramientos de roca fresca, en los Barrios San Diego Cataluña y en el sector de la calle 30 con la avenida el Poblado.

Este cuerpo presenta relación intrusiva con la Anfibolitas de Medellín y La Dunita de Medellín (GSM, 1999), donde dicho estudio resalta la presencia de diques del Stock dentro de la Dunita, y es frecuente encontrar techos colgados de las unidades intruidas sobre el Stock, localmente el cuerpo está recubierto por depósitos recientes.

3.1.4. Depósitos de flujos de lodo y escombros

Los depósitos son cuerpos firmados por la acumulación de suelo y roca que son desprendidos de las partes altas de las vertientes, por procesos de inestabilidad generados por lluvias y o sismos, los cuales son transportados por acción de la gravedad a lo largo de la vertiente y se depositan en zonas de menor pendiente al encontrar un equilibrio.

Estos cuerpos cubren gran parte de las vertientes de Medellín, suprayacen las unidades de rocas. Estos se clasifican de acuerdo a la granulometría de los materiales que lo conforman y la edad de su ocurrencia. Cuando el depósito está compuesto de forma predomínate pro finos se denomina depósito de lodo, cuando existe mezcal de finos y gruesos se denominad de lodo y escombros, pero dado que su disposición es caótica y su clasificación compleja se agrupan bajo una categoría de lodos y/o escombros.

Referente a la edad, los depósitos se clasifican por la madurez de su matriz, que ya los materiales se estén meteorizando para formar suelo, clasificándose como depósitos recientes, frescos y maduros, estos últimos los que tiene un suelo más desarrollado y se estima que su edad es pre cuaternario (GSM, 1999).

3.1.5. Depósitos de deslizamiento

Estos son cuerpos generados por procesos de inestabilidad recientes y se asocian a cicatrices o coronas ubicadas en la parte superior del cuerpo. Son cuerpos de extensión pequeña a moderada, cientos de metros y se encuentran dispersos a lo largo de las vertientes de la ciudad.

3.1.6. Llenos antrópicos

El desarrollo de la actividad urbanística y constructiva, propia de ciudades en crecimiento, genera gran cantidad de escombros y materiales de rezaga; los cuales deben ser dispuestos en otros lugares, desarrollándose acumulaciones artificiales que pueden llegar a tener una extensión y espesor. En el municipio de Medellín, principalmente hacia las zonas urbanas, es común observar llenos antrópicos (algunos no cartografiables), sobre los cuales comúnmente se han construido viviendas y parques deportivos, entre otros. La composición de estos depósitos es en extremo heterogénea, desde materiales homogéneos conformados con algunas normas técnicas hasta basura, materia orgánica y escombros simplemente dispuestos, con propiedades geotécnicas pobres para cortes y capacidad portante. Otro tipo de llenos antrópicos que abarcan áreas mayores corresponden a basura o a botaderos de escombros.

3.2. Geomorfología

El valle de Aburrá tiene un área de 1152 km2 con una longitud de 65 km. Morfológicamente, es definido por Arias (1996) como una depresión con orientación sur-norte de fondo plano, localizada en la parte alta de la cordillera Central, limitada por respaldos laterales muy inclinados en roca y cubiertos en la parte baja por flujos de lodos. Las alturas del fondo del valle varían entre 1000 y 3000 msnm hacia su nacimiento. El interior del valle es caracterizado por terrazas, llanuras aluviales a lo largo del río Medellín y depósitos aluviotorrenciales que forman abanicos a lo largo de sus principales tributarios (Aristizábal & Yokota, 2008).

Antiguos altiplanos desarrollados por tres generaciones de superficies de erosión caracterizan el paisaje de la parte central de la Cordillera Central, donde se encuentra enmarcado el valle de Aburrá (Arias, 1996).

Tres grandes sectores pueden identificarse en el valle (Aristizábal & Yokota, 2008). La parte central que consiste en un valle amplio, mientras que los sectores norte y sur consisten en un estrecho valle asimétrico limitado por vertientes con fuertes pendientes.

Según el informe de la microzonificación sísmica detallada de los municipios de Barbosa, Girardota, Copacabana, Sabaneta, la Estrella, Caldas y Envigado La zona de estudio se enmarca en la siguiente jerarquía geomorfológica:

- Unidad fisiográfica: Cordillera Central.
- Unidad de relieve: Norte de la cordillera Central (Valle de Aburrá).
- Unidad de paisaje: Valle de Aburrá Medio. Se extiende aproximadamente desde los municipios de Itagüí y Envigado hasta los límites entre Bello y Copacabana. Esta es la sección

más amplia del Valle, con un fondo plano, limitado lateralmente por superficies suaves en depósitos de vertiente, colinas y lomos que terminan en la parte más alta en escarpes lineales que marcan el límite con los altiplanos (AMVA, 2016).

- Macrounidades Geomorfológicas o Bloques-. Valle medio Bloque Poblado Envigado. Está limitado al sur por la quebrada La Ayurá, al este por las superficies de erosión; al oeste por un pequeño escarpe erosivo asociado al frente de los depósitos de vertiente generados en su interior y al norte la divisoria de aguas con la cuenca de la quebrada Santa Elena.

La zona de en estudio se encuentra dentro de dos unidades como son Lomos y Superficies Suaves en depósitos Moderadamente incisadas. Los Lomos son geoformas alargadas, cuyo eje principal está en dirección del drenaje principal, en la zona de estudio este eje es en dirección Sur-Norte. Las superficies Suaves en depósitos Moderadamente incisadas Son geoformas continuas de inclinación suave a moderada y modeladas sobre depósitos de vertiente del tipo flujos de lodos y/o escombros.

El límite de estas dos unidades se puede definir claramente por un cambio fuerte en la pendiente y para la zona de estudio, se presenta sobre la parte alta, como se observa en la Ilustración 6, la cual fue tomada y modificada del AMVA (2016). La modificación realizada a la información base, fue completar el polígono de Lomos en la parte alta de la zona de trabajo, ya que el límite del estudio del AMVA es justo en el área del presente proyecto.

3.3. Características Estructurales y Sísmicas

Al nivel regional las características estructurales del Valle de Aburrá están dominadas por la presencia al sur de un dominio de estructuras con tendencia general NS y al norte por fallas con tendencia NW.

Las fallas del sur están asociadas al sistema de Fallas de Romeral, que ha sido estudiado por autores como Grosse (1926), Restrepo y Toussaint (1984) y González (1980) y dentro de las cueles se destacan, las fallas San jerónimo, Minas y Ancón, siendo la más relevante la Falla San Jerónimo, que se asocia el contacto de los dominios geológicos oceánico al occidente y continental al oriente y tiene amplias zonas de cizalladura, claramente expuestas en la vía de San Antonio de Prado a Heliconia.

El estudio realizado por Solingral (2011) define la presencia de numerosas estructuras (fallas y lineamientos) que controlan la parte alta de las corrientes, dentro de estas estructuras se destacan las fallas Yerbabuena, La Presidenta y La Morena. Las fallas Yerbabuena y La Presidenta tienen dirección general N E, con buzamiento alto a subvertical al norte y la Falla La Morena tiene tendencia NW con buzamiento alto al SW (ver Ilustración 5).

Respecto las estructuras frágiles como diaclasas y fracturas, con base en más de 500 datos, Solingral (2011) señala la presencia de cinco familias principales, dentro de las cuales la Familia 1 tiene la

mayor representatividad estítica de todas las discontinuidades, con casi el doble de datos respecto a las demás familias.

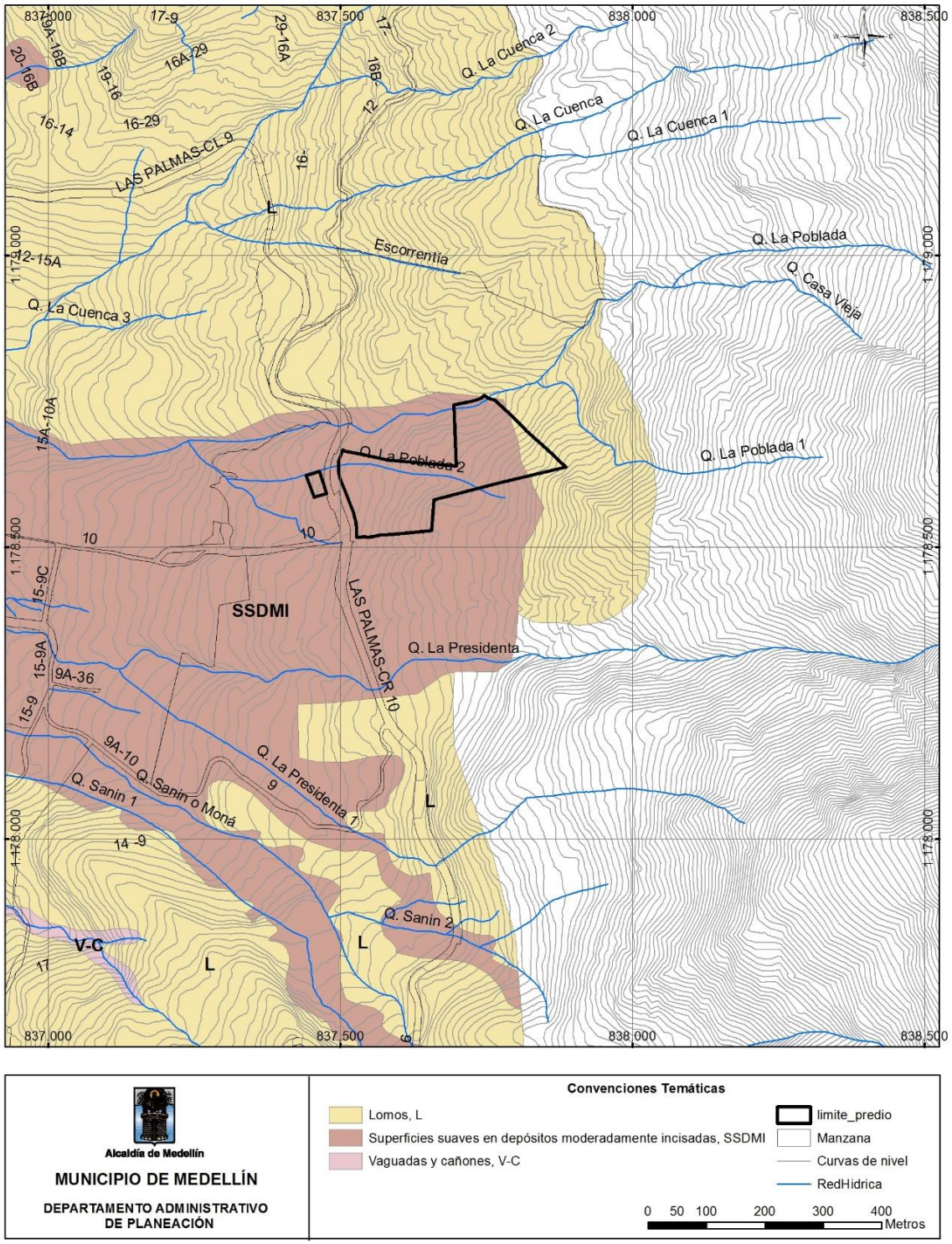


Ilustración 6. Mapa geomorfológico regional de la zona (Tomado y modificado de AMVA, 2016)

Tabla 1. Familias de discontinuidades (Solingral, 2011)

Familia	Rumbo/buzamiento
1	E._W//79°N
2	N72°W/71°N
3	N85°E/57°N
4	N75°W/13°NE
5	N80°E/34°SE

4. UNIDAD MORFODINÁMICA INDEPENDIENTE

Se presenta a continuación la delimitación y características de la Unidad Morfodinámica Independiente de la zona de estudio.

4.1. Generalidades

La Unidad Morfodinámica Independiente (UMI), es la unidad básica de análisis de proceso geológicos y morfodinámicos, definida en el Acuerdo Metropolitano 09 de 2012) como "la unidad del territorio que enmarca el predio de interés y que presenta un comportamiento independiente de las unidades adyacentes" y donde para su definición se tienen en cuenta componentes de la geología, geomorfología, hidrología y de elementos antrópicos que se presenten en la zona.

4.2. Definición de la UMI

La UMI fue definida con base en las observaciones realizadas en los recorridos de campo y el estudio de fotografías aéreas, cartografía e imágenes de sensores remotos, obtenido un polígono que tiene límites de carácter natural y antrópico, como se observa en la Ilustración 8. Para la definición de la UMI se consideraron elementos naturales y antrópicos, dentro de los que se encuentran, cimas, divisorias de aguas, corrientes, y vías entre otros y que dieron lugar a un polígono de 10, 6 hectáreas que se limita como se describe a continuación (Ilustración 7).

Ilustración 7. Vista general tramo 6-7, vaguada Poblada 3

- Tramo 1-2: Parte de la cota 2075 msnm en la divisoria de Aguas entre las quebradas La Poblada y La Presidenta, y desciende por una divisoria de aguas entre los afluentes Poblada 1 y Poblada 2, hasta cruzar el afluente principal, sobre su margen derecha.
- Tramo 2-3: Desciende por la margen derecha de la quebrada hasta llegar al cruce de la quebrada con la Vía Las Palmas.
- Tramo 3-4: Gira al sur por el límite oriental de la calza de descanso de la avenida Las Palmas, hasta llegar al frente del predio de la sede principal de la Colegiatura Colombiana.

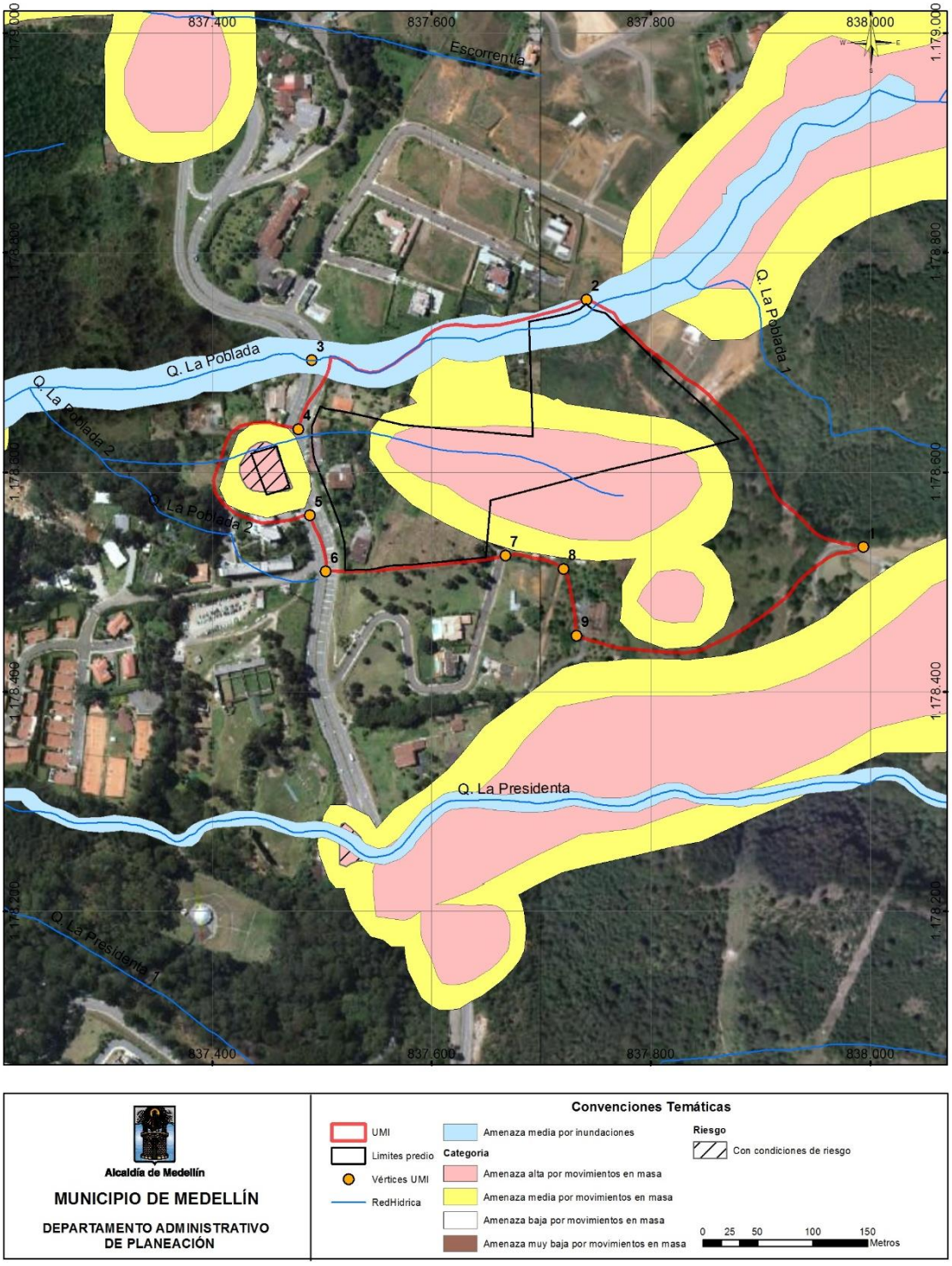


Ilustración 8. Unidad Geomorfológica Independiente (UMI)

- Tramo 4-5: Cruza avenida Las Palmas y circunda toda la zona de Amenaza media, limitando el talud inferior del Parqueadero de La Colegiatura y cruza la avenida las Palmas hasta el Separador central.

- Tramo 5-6: a lo largo del separador central, hasta el cruce del separador con la vaguada La Poblada 2 (Realmente Poblada 3, que se denominará así en adelante).
- Tramo 6-7: A lo largo de una pequeña divisoria entre los afluentes Poblada 2 y Poblada 3 (marcada Poblada 2 en el mapa).
- Tramo 7-8: Continua por esta divisoria hasta llegar a un cambio de pendiente,
- Tramo 8-9: En dirección norte sur, entre las cotas 1960- 1965 hasta llegar al cruce de esta línea con la divisoria de aguas de La Poblada y La Presidenta.
- Tramo 9-1: Sube a lo largo de la divisoria de aguas de La Poblada y La Presienta hasta

4.3. Unidades Geológicas

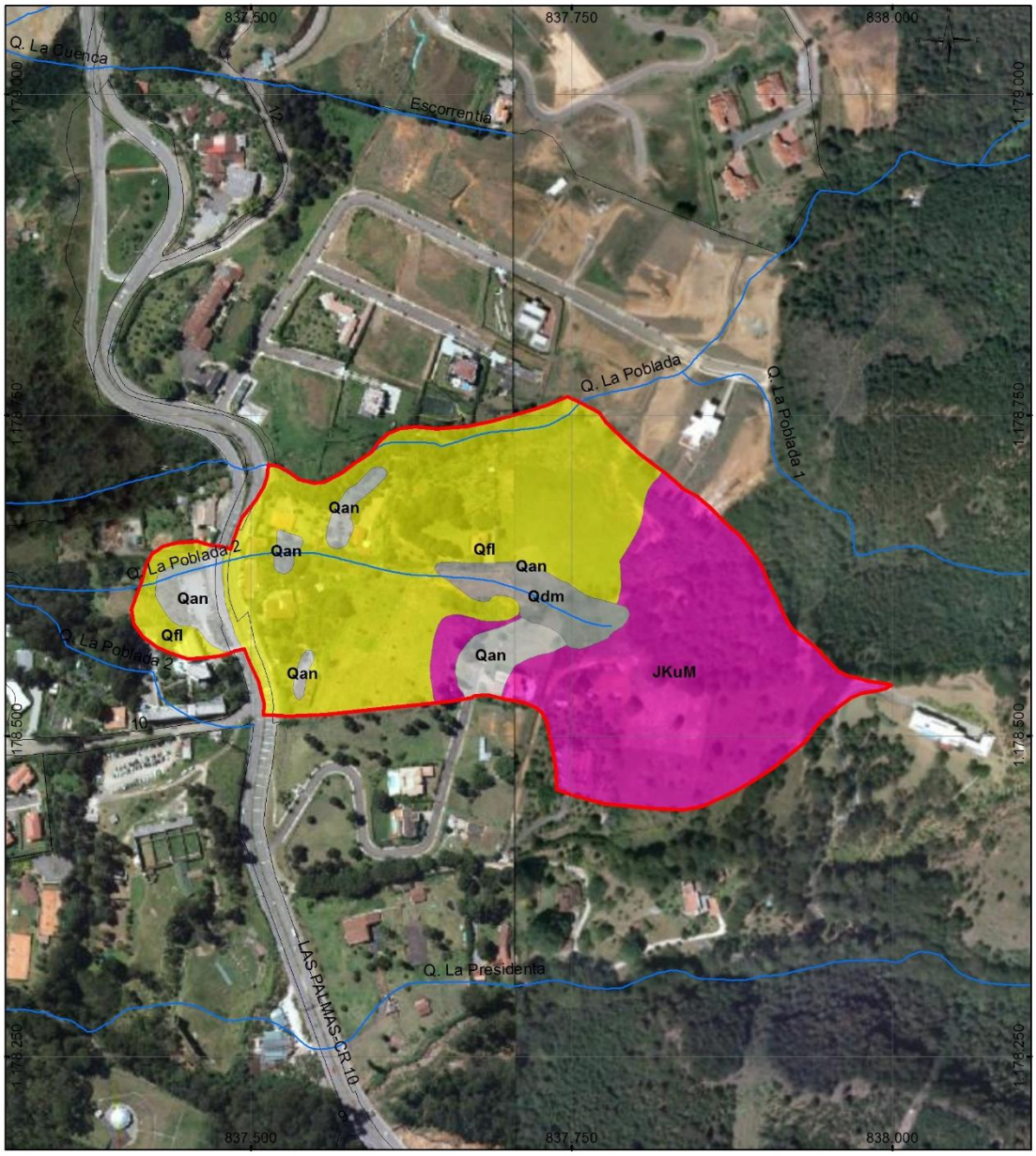
La exploración realizada en la zona permitió determinar la presencia cuatro unidades geológicas como son: Gabro de San Diego, Dunitas de Medellín, Depósitos de flujos de lodo y Llenos Antrópicos, los cuales se describen a continuación y se presentan en el Mapa geológico y los perfiles geológicos (Ilustración 10 y Anexo1, Mapa de unidades geológicas).

4.3.1. Dunita de Medellín

Esa unidad se presenta aflorando en la parte alta de la zona de trabajo, sector oriental, y subyaciendo la mayor parte de los depósitos de flujos de lodo. En la zona no se presentan afloramientos de roca fresca, sólo se encuentra el saprolito (nivel IC de meteorización), el cual está conformado por limos arcilloso de color ocre, humedad y plasticidad variable, y con fragmentos de roca, hasta 5 mm, altamente meteorizados.

La dunita se pudo determinar en las Perforaciones P2, P4, P5 y P6, recubierta por depósito de flujo de lodos de hasta 4 m de espesor, en la perforación P 3, presenta una capa superficial de menos de 1 m de espesor de depósito por lo que se considera que la unidad está en superficie. En todas las perforaciones, los fragmentos encontrados eran de color gris azuloso, con tacto graso, y presencia ocasional de salbanda, lo cual es evidencia de fallamiento del macizo rocoso (Ilustración 9).

Ilustración 9. Saprolito de dunita con evidencia de falla, Perforación 3 Muestra 8



Alcaldía de Medellín
MUNICIPIO DE MEDELLÍN
DEPARTAMENTO ADMINISTRATIVO DE PLANEACIÓN

Convenciones Temáticas

Nombre	
Depósito antrópico (Qan)	Manzana
Depósito de deslizamiento	Red Hidrica
Depósitos de flujos de lodo (Qfl)	UMI
Dunita de Medellín (JKuM)	

0 25 50 100 150 200 Metros

Ilustración 10. Mapa de Geología local

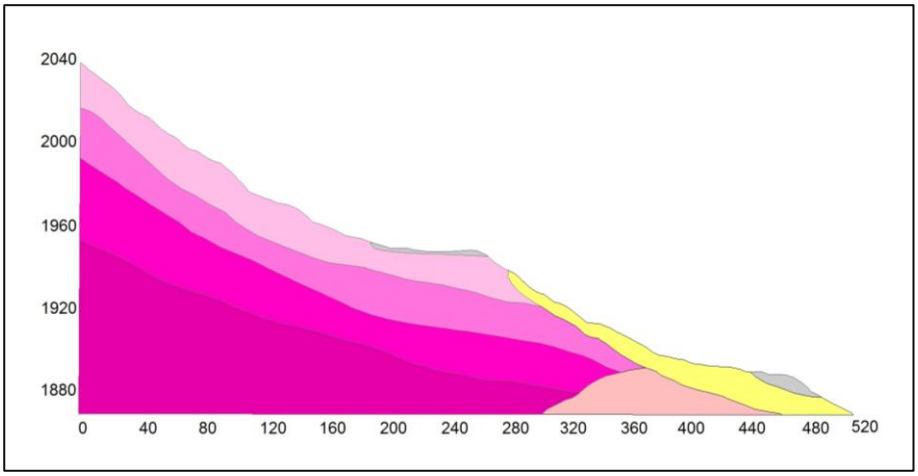


Ilustración 11. Perfil geológico general de la UMI

4.3.2. Gabro de San Diego

Esta unidad no aflora en la zona, se definió por medio de perforaciones, en la perforación No 1, a una profundidad de 7 m suprayacido por depósitos de flujos de Lodos. Se presenta el Saprolito de este cuerpo (Nivel IC) de meteorización), es un limo arenoso de color blanco a gris, levemente oxidado, con estructura definida, sin fragmentos de roca, húmedo y sin estructuras heredadas.

4.3.3. Depósitos de flujos

Esta es la unidad de mayor extensión de la zona, está en la parte Media y Baja de la UMI, recubriendo los suelos derivados del Stock y la Dunita, con espesor máximo de 6 m, (Perforación 1). Estos depósitos están compuestos por limos arcillosos con lago de arena, de color ocre, húmedos, sin fragmentos de roca, algunas muestras presentan pequeños fragmentos redondeados de roca de hasta 2 mm, y pequeños fragmentos de roca meteorizados.

4.3.4. Depósitos de Deslizamientos

Corresponde al lóbulo de depósito de un proceso de inestabilidad reciente que se presentó en la parte alta de la vertiente en el año 2010, el cual se presentó en dunita, removiendo saprolito y bloques de roca, generando un cuerpo compuesto por materiales finos, con presencia ocasional de fragmentos de roca de hasta 1 m de diámetro, algunos aflorando en superficie (Ilustración 12).

Ilustración 12. Bloque de roca en depósito de deslizamiento?

4.3.5. Depósitos antrópicos

Son aquellos depósitos generados por la actividad humana, ye están dispersos en toda la UMI. Son cuerpos de espesor variable, desde 1 hasta 8 m y su origen es igualmente variable. Mientras los cuerpos de la parte superior, son depósitos originados en procesos donde material proveniente de construcciones cercanas fue depositado sin criterio técnico, los depósitos de la parte baja fueron conformados de acuerdo a consideraciones técnicas, ya que fueron desarrollados para su uso y conforman parte de la Doble Calzada Las Palmas y un parqueadero de La Colegiatura.

Estos depósitos están conformados por materiales provenientes de la excavación de la zona, saprolito de dunita, del stock y depósitos de flujos de lodo, así son una mezcla heterogénea de materiales finos.

4.4. Geomorfología Local

La zona de estudio se encuentra en dos unidades geomorfológicas como son: parte baja de la Unidad Geomorfológica de Lomos Altos y La parte alta de Superficies Suaves en depósitos Moderadamente incisadas, lo cual se observa como un cambio de pendiente en el terreno.

La unidad de Lomos es una superficie que se extiende, desde la quebrada La Ayurá al sur, hasta la divisoria de la quebrada Santa Elena Al Norte, en dirección general NS, limitada al oriente por los escarpes Orientales y el altiplano o superficies de erosión. Se caracteriza por tener pendiente moderada a alta, incisión media, con un patrón de drenaje rectilíneo, donde por su pendiente el desarrollo urbanístico es disperso.

Las superficies Suaves en depósitos poco incisados conforman el límite occidental de la unidad de Lomos, se manifiestan por una diminución en a pendiente y un aumento en la incisión de las corrientes, corresponden a la transición de las vertientes altas hacia el fondo del Valle, y sobré esta se presenta la mayor parte del desarrollo urbanístico del suroriente de la ciudad,

La morfogénesis de las unidades de la zona de estudio está asociada a procesos naturales y procesos antrópicos: Las unidades con morfogénesis natural, son la combinación de procesos tectónicos que

generaron el Valle y proceso denudativos que moldearon las formas iniciales, siendo así geoformas Estructurales-denudativas y las unidades de morfogénesis antrópicas son aquellas superficies ampliamente modificadas por la actividad humana.

Este estudio se realiza a nivel de detalle, permite detallar las unidades geomorfológicas antes mencionadas, determinado dentro de estas subunidades geomorfológicas, donde los asicados con procesos naturales son Tope amplio, Tope estrecho, vertientes altas cortas, vertientes altas cóncavas, vertientes altas a moderadas irregulares, Vertientes moderadas a bajas irregulares y vertientes moderadas irregulares y las geoformas asociadas a procesos antrópicas se clasifican como Geoformas Antrópicas (Ilustración 13, Anexo 1, mapa geomorfológico) y se describen a continuación.

4.4.1. Tope amplio

Se presenta sobre la parte central de la UMI, se desarrolla sobre depósitos de flujos, corresponde a una pequeña divisoria amplia y alargada en sentido NNW, con bajo relieve local, forma convexa, con pendiente longitudinal variable desde 60% en la parte alta, hasta plana en la parte baja, su pendiente transversal es muy baja y no presenta proceso morfodinámicos (Ilustración 14).

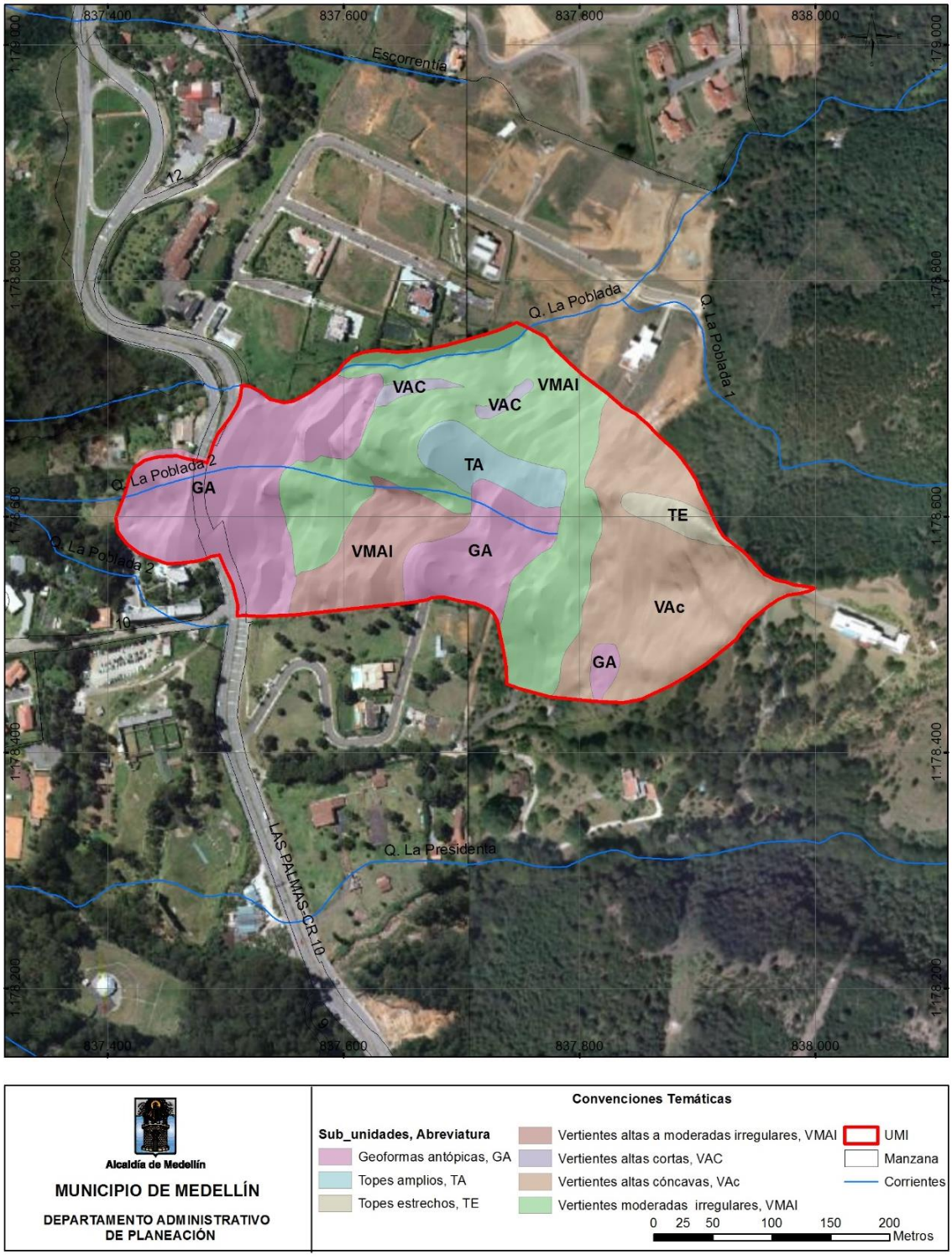


Ilustración 13. Mapa de geomorfología local

Ilustración 14. Lomo amplio (notar forma convexa)

4.4.2. Tope estrecho

Se presenta sobre la parte oriental de la UMI, en su parte alta, se desarrolla suelos derivados de dunita, corresponde a una pequeña divisoria estrecha y alargada en sentido NNW, de forma convexa, con pendiente del 40 al 80%, está cubierta su totalidad por bosque plantado (ciprés) y no presenta procesos morfodinámicos.

4.4.3. Vertientes a/tas cortas

Son dos superficies independientes que se presentan en el costado nororiental de la UMI, se desarrollan sobre depósitos de flujos, su forma es alargada en el sentido de la quebrada la Poblada, con pendiente entre el 60%-80&, no presentan procesos morfodinámicos.

4.4.4. Vertientes altas cóncavas

Esta unidad se presenta en la parte alta de la UMI, se desarrolla sobre suelos derivados de la Dunita de Medellín, su forma es cóncava, la pendiente es variable del 40 al 80%, siendo mayor en la parte alta de la unidad, que corresponde a una divisoria de agua local. Esta unidad se presenta casi en su totalidad cubierta por bosque plantado (ciprés) y no presenta procesos morfodinámicos.

4.4.5. Vertientes altas a moderadas irregulares

Esta unidad se encuentra en la parte central sur de la UMI; en la parte alta de una de las viviendas allí construidas, corresponden a superficies desarrolladas principalmente en depósito de flujos, con pendiente variable del 20 al 80%, su forma es irregular, dados por los cambios de pendiente que

dan lugar a una apariencia de escalones, presenta cobertura de pastos y no tiene evidencias de proceso morfodinámicos (Ilustración 15).

Ilustración 15. Vista transversal de vertientes altas a moderadas irregulares

4.4.6. Vertientes moderadas a bajas irregulares

Estabilidad se encuentra en la parte central de la UMI; se desarrolla sobre depósitos de flujos, tiene pendiente baja a moderada, de 10 al 37%, perfil rectilíneo a levemente cóncavo, con presencia de cambios de pendiente quedan lugar a un relieve escalonado, su cobertura es de pastos y no presenta procesos morfodinámicos.

4.4.7. Geoformas antrópicas (GA)

En la zona de estudio se han adelantado procesos de intervención humana a escala moderada, esta actividad ha generado una modificación de las geoformas, que se refleja en su disposición superficial (relieve) en la parte media y baja de la UMI

La dinámica de intervención se puede clasificar en dos procesos característicos de llenos para crear superficies planas, y de procesos de corte y lleno, que crean superficies planas amplias y cortes sobre la vertiente.

Dentro de llenos se destaca el realizado para el parqueadero de la Colegiatura, el cual es una superficie amplia de más de 500 m2, generando un talud de 15 m de longitud y en la dinámica de corte y lleno, se tienen la vía Las Palmas y la construcción viviendas, siendo esta última la que ha generado el corte más grande, de unos 4 m de alto por 30 de largo (Ilustración 16)

Ilustración 16. Corte asociado a construcción de vivienda

4.5. Procesos Morfodinámicos

El estudio de la morfodinámica de la zona se realizó mediante un análisis multitemporal con sensores remotos, bases de datos de registros históricos y con amplios recorridos de campo como se muestran en la Tabla 2.

Tabla 2. Lista de información usada para el estudio multitemporal

Año	Tipo información	Línea de vuelo	número	Escala	entidad
1900-2017	Base de datos consultada en 05-12-2108				
1959	Foto aérea	C 1015	53-54	5.000	DAP
1969	Foto aérea	C 1239	F5 13 14	5.000	DAP
1972	Cartografía base			2.000	IGAC
1994	Foto aérea	Geovial		5.500	DAP
2008-2018	Imágenes Satélite				Google Earth

Esta revisión permitió caracterizar la morfodinámica de la UMI y de las zonas cercanas, como se muestra en la Ilustración 13, donde se muestran coronas de procesos inactivos y relictos.

4.5.1. Evento de 2010

Dentro de los procesos mapeados, se destaca el evento ocurrido en noviembre de 2010, que dio lugar a la ocurrencia de numerosos deslizamientos y procesos complejos sobre los lomos de la Dunita, uno de los cuales se presentó dentro de la UMI en estudio generando un depósito de deslizamiento amplio descrito en el numeral de geología local (Ilustración 17).

Esta base de datos que registra diferentes tipos de eventos naturales y antrópicos, muestra la ocurrencia de dos eventos en la zona, ocurridos en el años 2010, dentro de la UMI de estudio, en la

cuenca de la quebrada La Poblada y en la cuenca de la quebrada La Presidenta a unos 200 m arriba por la vía Las Palmas como se muestra en la Ilustración 18.

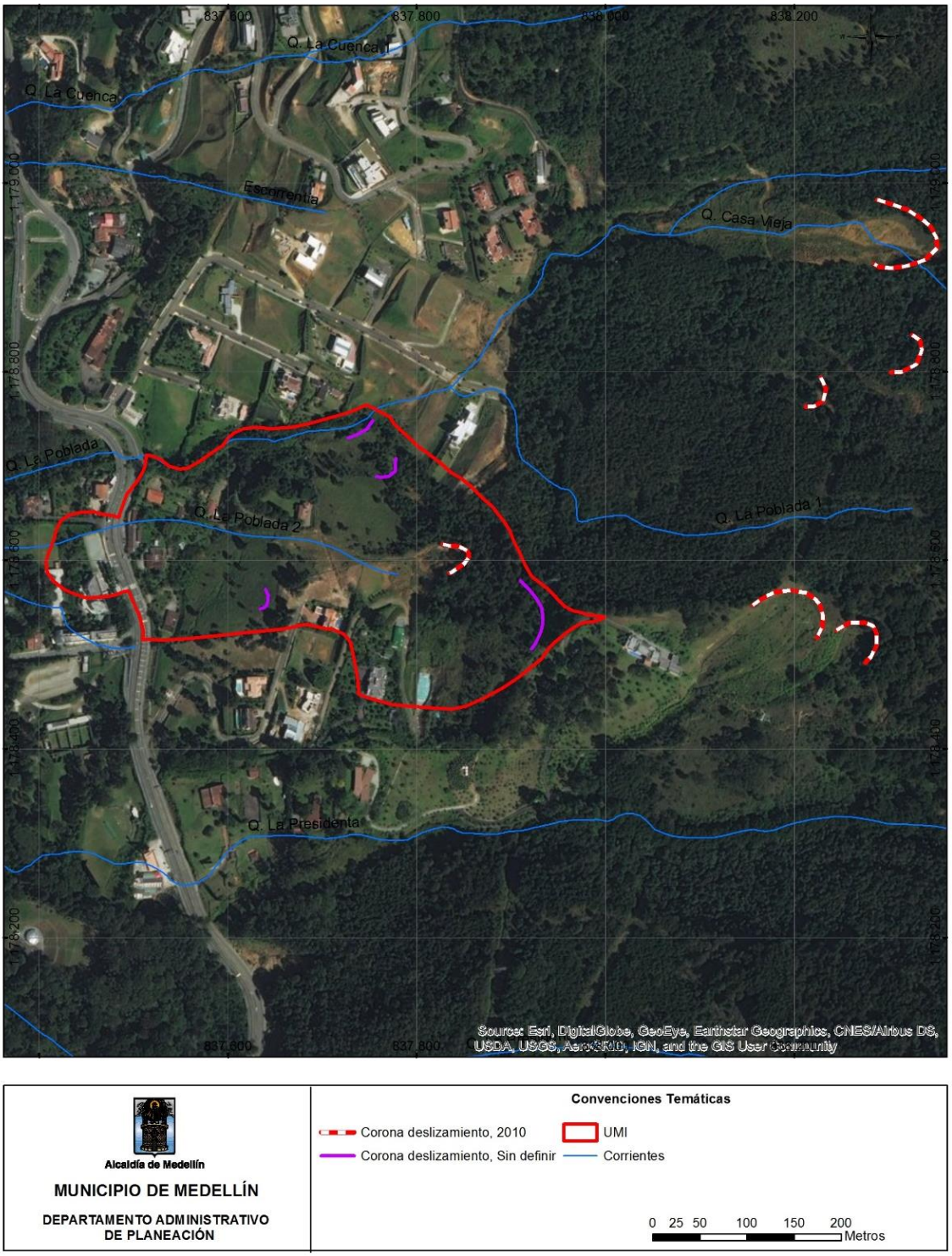


Ilustración 17. Mapa de procesos morfodinámicos

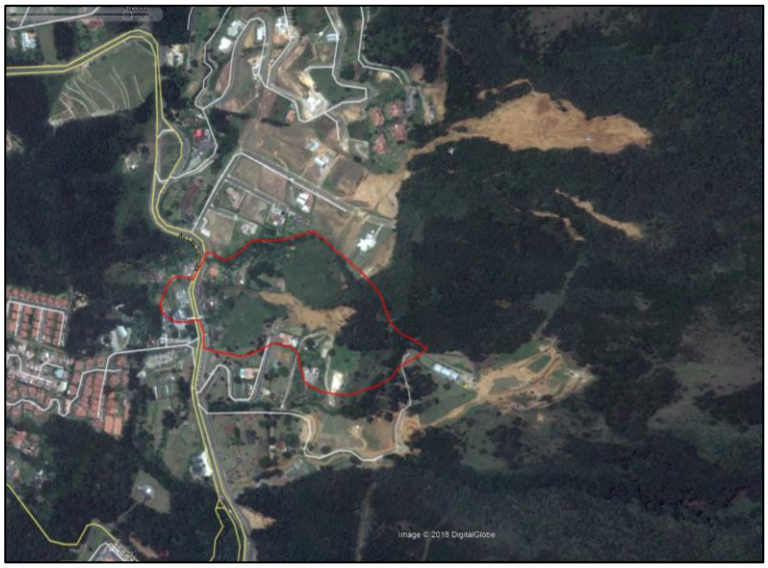


Ilustración 18. Imagen de Google Earth, 09- 2011, mostrando los eventos de 2010. UMI en Rojo

Un estudio realizado por Solingral (2011), hace una descripción detallada de los principales eventos ocurridos denominándolos así: P1 La Poblada, P4 El Reposo, P5 y P6 La Presidenta. El estudio señala que todos los procesos estudiados fueron de tipo complejo, donde en la corona se presentó un deslizamiento con coronas de tamaño variable, que desplazó material, que en su recorrido adquirió un comportamiento fluido, por el alto contenido de agua, transportando lodos, bloques de roca y troncos de árboles., hasta ser depositado en la parte baja de las vertientes.

El proceso denominado El Reposo, el que se encuentra dentro de la UMI, tuvo una corona de 50 m de ancho y un escarpe de 12 m de altura y se estima un volumen de material desplazado de 10.000 a 12.000 m3, que fue depositado a lo largo de una vaguada que marca el límite de dos predios, sin afectar viviendas o infraestructura (Ilustración 19).

Como causas de estos eventos el estudio ante señalado resalta que, previo a su ocurrencia se presentó precipitación anómalamente alta, y que a lo largo de todas las cicatrices estudiadas se observó la presencia de surgencia de aguas subterráneas en forma de flujo continuo y concentrado. Estos caudales se asocian al comportamiento pseudocárstico de las Dunitas, las cuales por su disolución generan canales o cavidades que concentran el flujo de las aguas infiltradas en la altiplanicie y presentan manaderos o surgencia a lo largo de las vertientes y concluye también el mencionado estudio, que no es posible predecir el flujo de las aguas infiltradas ni determinar los posibles puntos de surgencia.

Ilustración 19. Proceso de El Reposo (Imagen tomada de Solingral, 2011)

4.5.2. Procesos Locales

Adicional al evento antes mencionado, dentro de la UMI se mapearon algunas cicatrices de procesos inactivos, desarrolladas sobre depósitos de flujos y como proceso activo se encontró socavación lateral asociada al cauce principal de la quebrada La Poblada, estos eventos son pequeños, menos de 5 m de longitud, con pequeños desprendimientos de material que no afectan la estabilidad de las vertientes (Ilustración 20).

Ilustración 20. Socavación Lateral de la Poblada

4.6. Características Estructurales

En la zona de estudio no se presentan afloramientos de roca, que permitan realizar una caracterización estructural del macizo, a su vez, al no presentarse afloramientos de roca, no existe posibilidad de ocurrencia de caídas de roca por cuñas.

4.7. Características Hidrogeológicas

A nivel hidrogeológico se debe destacar la presencia de las Dunitas de Medellín, las cuales presentan procesos de disolución que dan lugar a flujos concentrados de agua subterránea, cuyo proceso general se describirá a continuación.

El altiplano que se presenta en la parte alta de la zona de estudio, es una zona de recarga, donde las aguas lluvias se infiltra de forma difusa y concentrada en las dunitas, la infiltración es favorecida por la presencia de geoformas como dolinas que permiten la formación de líneas de flujo concentrado (Solingral 2011)., y una vez dentro del macizo la presencia de cavidades y cavernas permite un flujo rápido del agua, como se muestra en los modelos propuestos por el mencionado autor en la Ilustración 19.

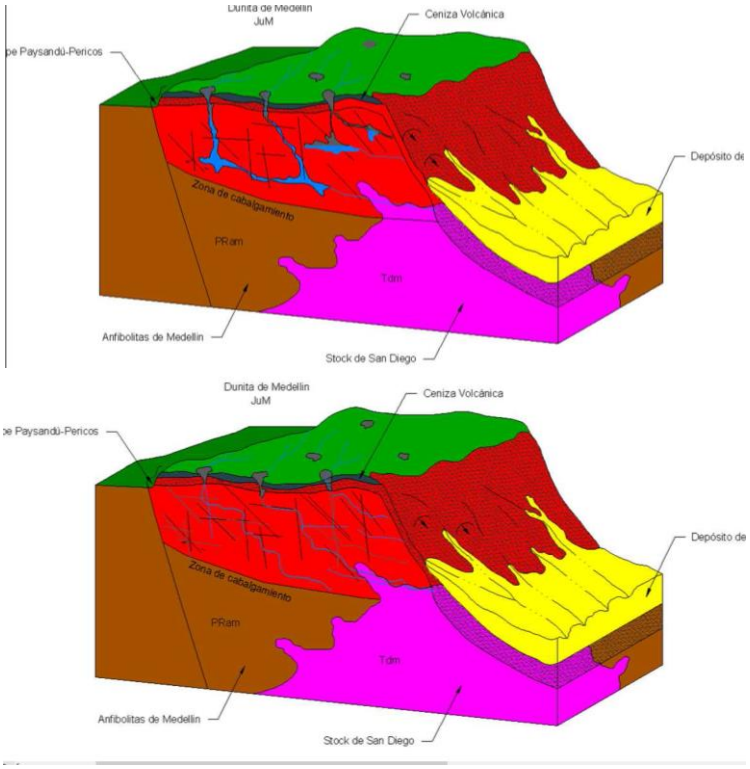


Ilustración 21. Modelos hidrogeológicos conceptuales tomados de Solingral (2011)

La principal zona de recarga es la vereda El Pla, la cual es una cuenca cerrada, que no tiene conexión con drenajes externos, por lo que todas las aguas lluvias se infiltran y tiene una precipitación más alta que en el Valle (Solingral 2011).

El estudio realizado en la zona (Solingral, 2011), no es concluyente respecto a los tiempos de rezago, esto es los tiempos que tarda el agua lluvia en aflorar en la parte baja de la pendiente, ya que el mismo estudio señala que los datos de lluvias y caudales permiten inferir tiempos de rezago de 4 días, mientras que los datos obtenidos a partir del análisis geoquímico, indican unos tiempos de rezago mayores.

4.8. Pendiente

Para el análisis de la pendiente del terreno se elaboró un Modelo Digital de Terreno, generado a Partir de curvas de Nivel escala 1:2000, del Municipio de Medellín. Los resultados que se muestran en Ilustración 22, donde se observa claro predominio de las pendientes altas y muy altas, cubriendo casi el 70% del área de estudio, incluyendo terrenos en dunita y depósito de flujos de lodos, mientras que los rangos de pendiente baja y moderada, cubren aproximadamente el 30% y se concentran tan en los depósitos de deslizamiento y las superficies antropizadas.

Tabla 3. Rangos de pendientes

Categoría	Rango en grados	Porcentaje
Baja	0-5	10,2 %
Moderada	5-15	20,4 %
Alta	15-30	40,8 %
Muy Alta	30	28,6 %

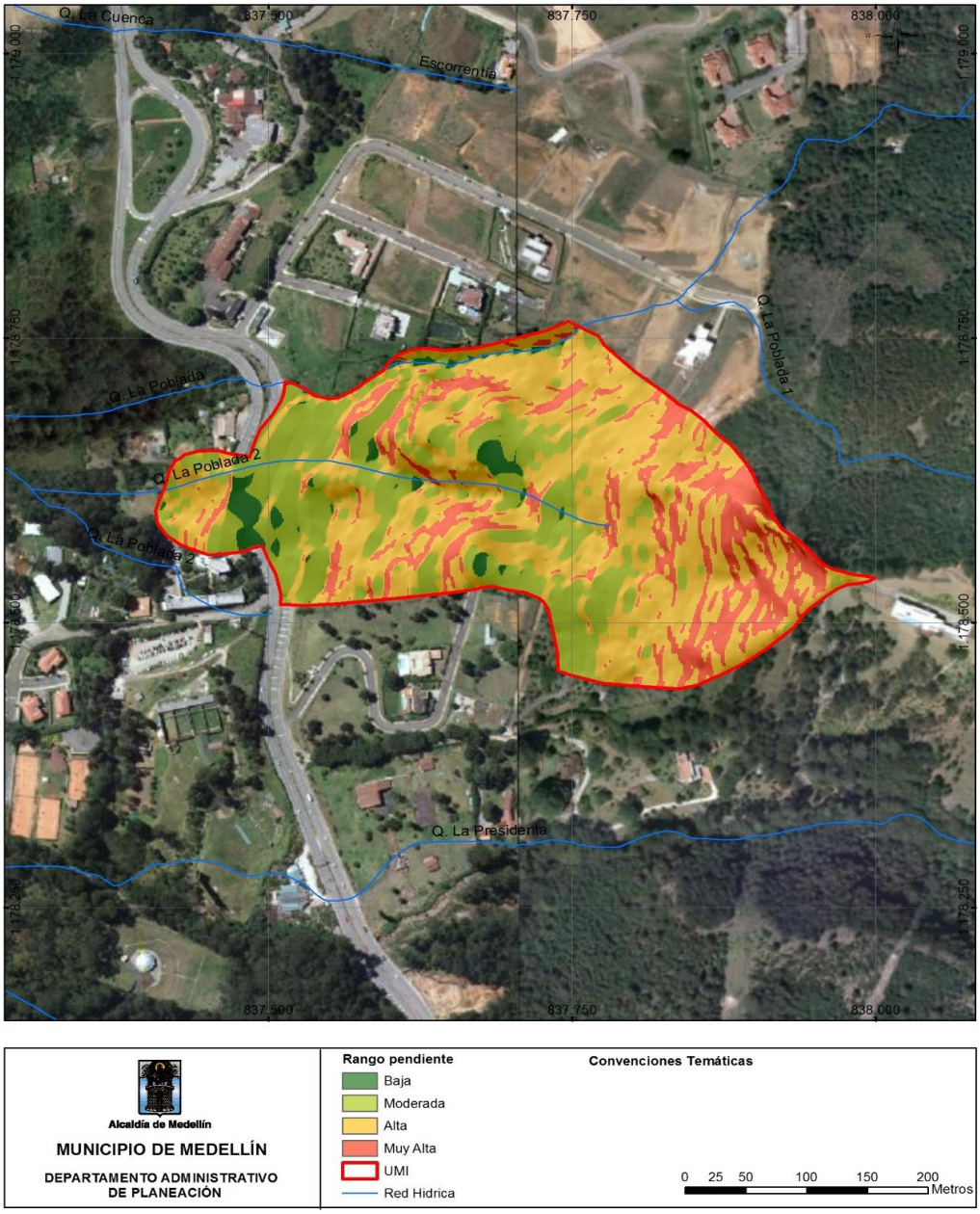


Ilustración 22. Mapa de pendientes de la zona de estudio

5. INVESTIGACIÓN Y EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

En este capítulo se presenta el resumen y el análisis de los programas de exploración de campo y de ensayos de laboratorio, información a partir de la cual se construyó el modelo geológico – geotécnico que se presenta en el próximo capítulo.

5.1. Exploración directa e indirecta

Con el propósito de identificar y caracterizar los materiales que conforman el subsuelo en el sitio de estudio, se ejecutó un programa de exploración conformado por nueve (9) perforaciones mecánicas por el método de percusión y roto-percusión, durante las cuales se ejecutó metro a metro el ensayo de Resistencia a la Penetración Estándar (SPT), al tiempo que se recuperaron muestras de suelo alteradas tomadas con el muestreador de cuchara partida e inalteradas extraídas con el tubo de pared delgada Shelby. En la Tabla 4 se presentan las profundidades de exploración y registro del nivel freático, en tanto la ubicación de los sondeos son presentados en la Ilustración 23.

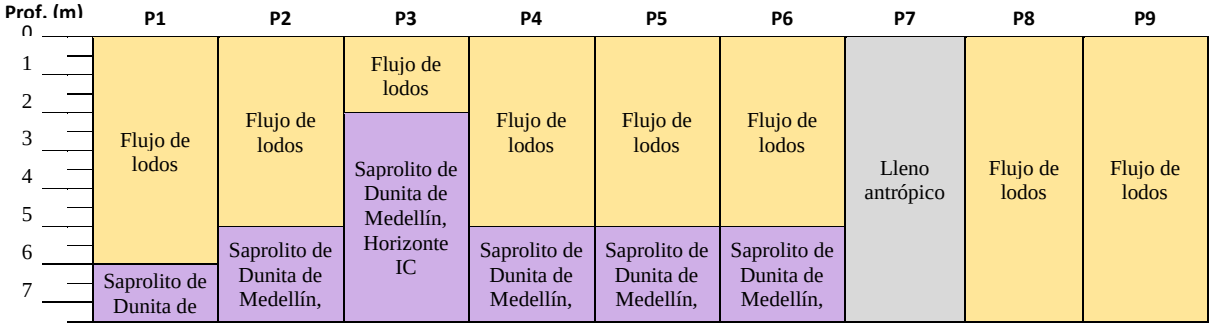
Tabla 4. Coordenadas y profundidad de la exploración.

Perforación	Profundidad [m]	Nivel Freático [m]
P1	20.5	Seco
P2	15.5	Seco
P3	12.5	Seco
P4	10.5	Seco
P5	9.5	Seco
P6	13.5	Seco
P7	13.5	Seco
P8	12.5	Seco
P9	20,5	Seco

Adicionalmente, se ejecutaron tres (3) ensayos de medición de ondas superficiales, registrando datos pasivos y activos, este último a través de excitaciones producidas por golpes sobre una placa metálica, se emplearon geófonos verticales de frecuencia natural igual a 4.5 Hz.

5.2. Perfil estratigráfico en la zona de estudio

Como se mencionó en la geología local, se determinó que en la zona de estudio se encuentra el perfil de meteorización de la Dunita de Medellín, cubierto por depósitos de flujos de lodos y estos a su vez, por lleno antrópico en un punto en particular. En la Ilustración 24



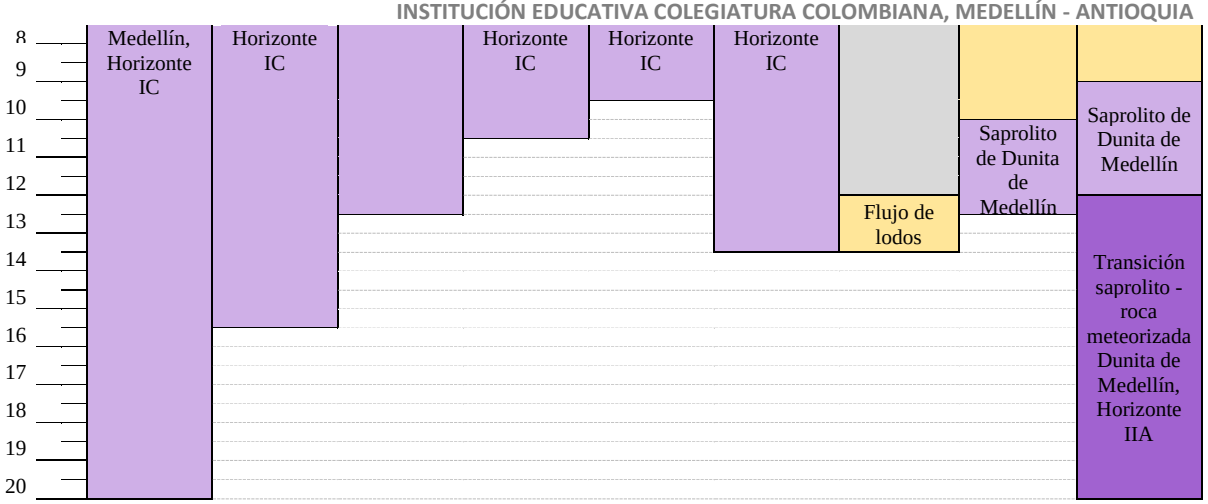


Ilustración 24 se puede ver la disposición de cada uno de los estratos descritos en cada una de las nueve perforaciones:

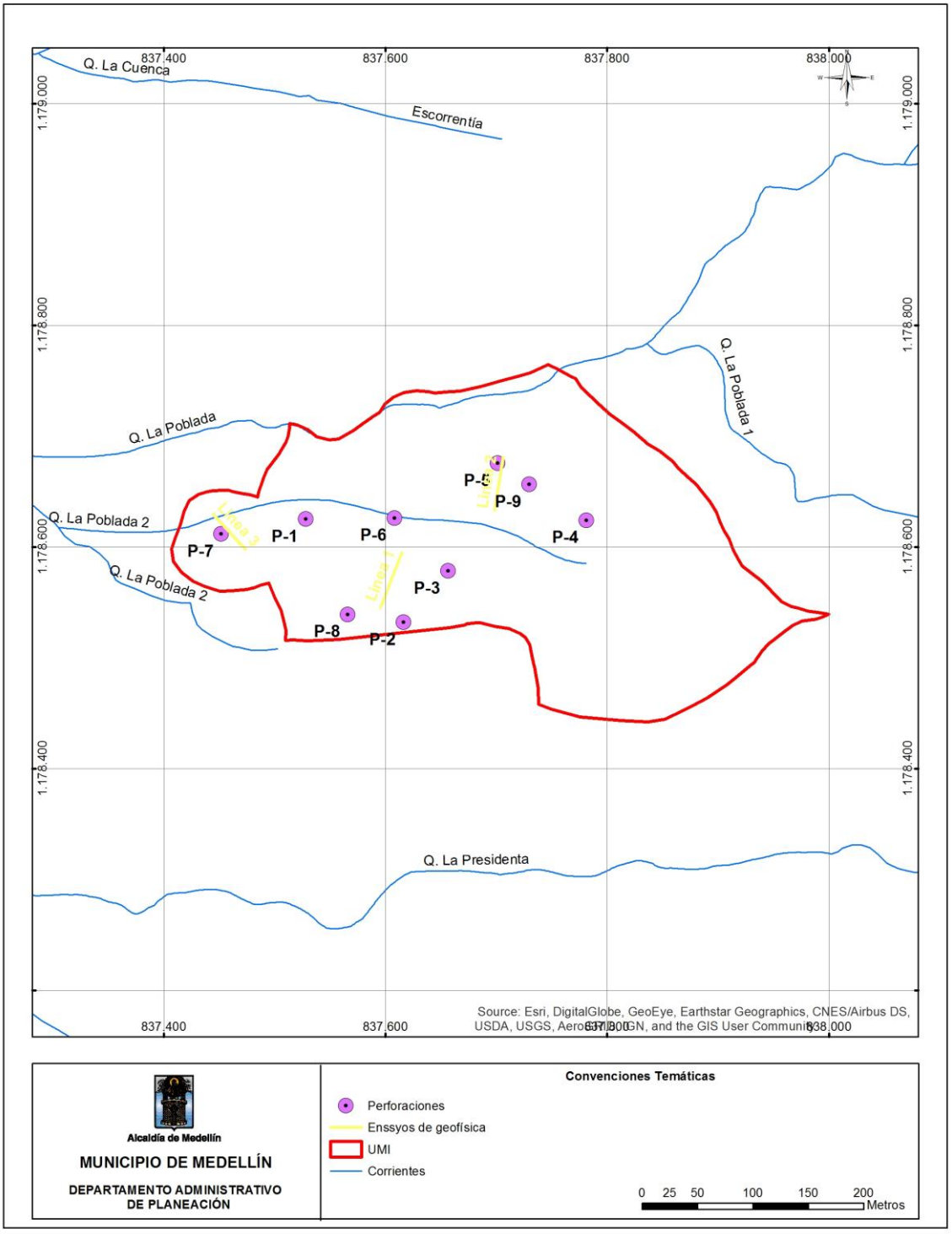


Ilustración 23. Localización en planta de la exploración

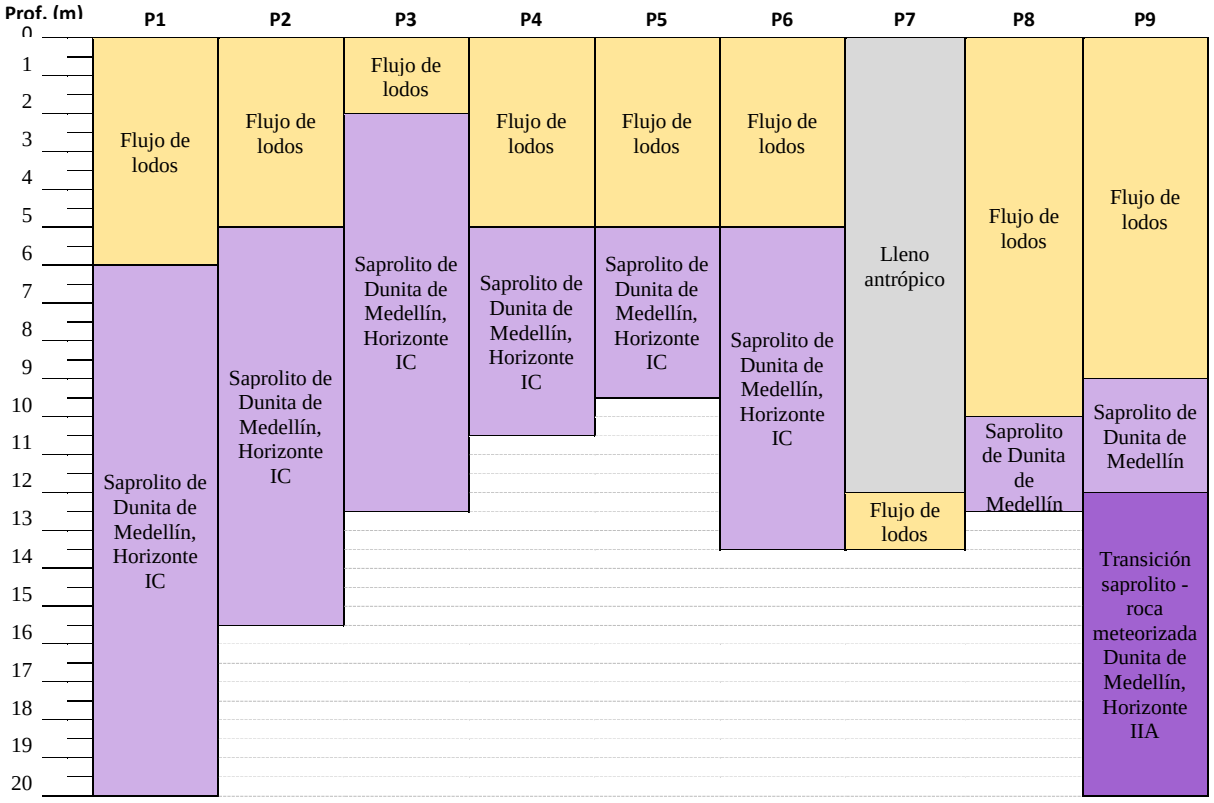


Ilustración 24. Columna estratigráfica en cada una de las perforaciones ejecutadas

5.3. Consistencia de los materiales

A partir de los resultados del ensayo de Resistencia a la Penetración Estándar N_{SPT} se determinó la consistencia de los suelos cohesivos con base en los criterios presentados en la Tabla 5. De acuerdo con la Ilustración 25, se observa que en las perforaciones P1 a P3, el número de golpes aumenta lentamente con la profundidad, mostrando una primera capa de materiales de consistencia rígida a muy rígida desde la superficie hasta los 12m de profundidad en promedio; luego el número de golpes aumenta de manera más rápida hasta alcanzar el rechazo, indicando materiales de consistencia dura a muy dura. No se presenta una pérdida súbita en el número de golpes que pueda ser asociada con una superficie de falla.

Tabla 5. Clasificación mecánica de los materiales cohesivos de acuerdo con NSPT. (Tomado de Geotechnical Engineering Circular No 5)

Valor de N_{SPT}	Consistencia
0 – 1	Muy suave
2 – 4	Suave
5 – 8	Medianamente rígida
9 – 15	Rígida
16 – 30	Muy Rígida
31 – 60	Dura
>60	Muy dura

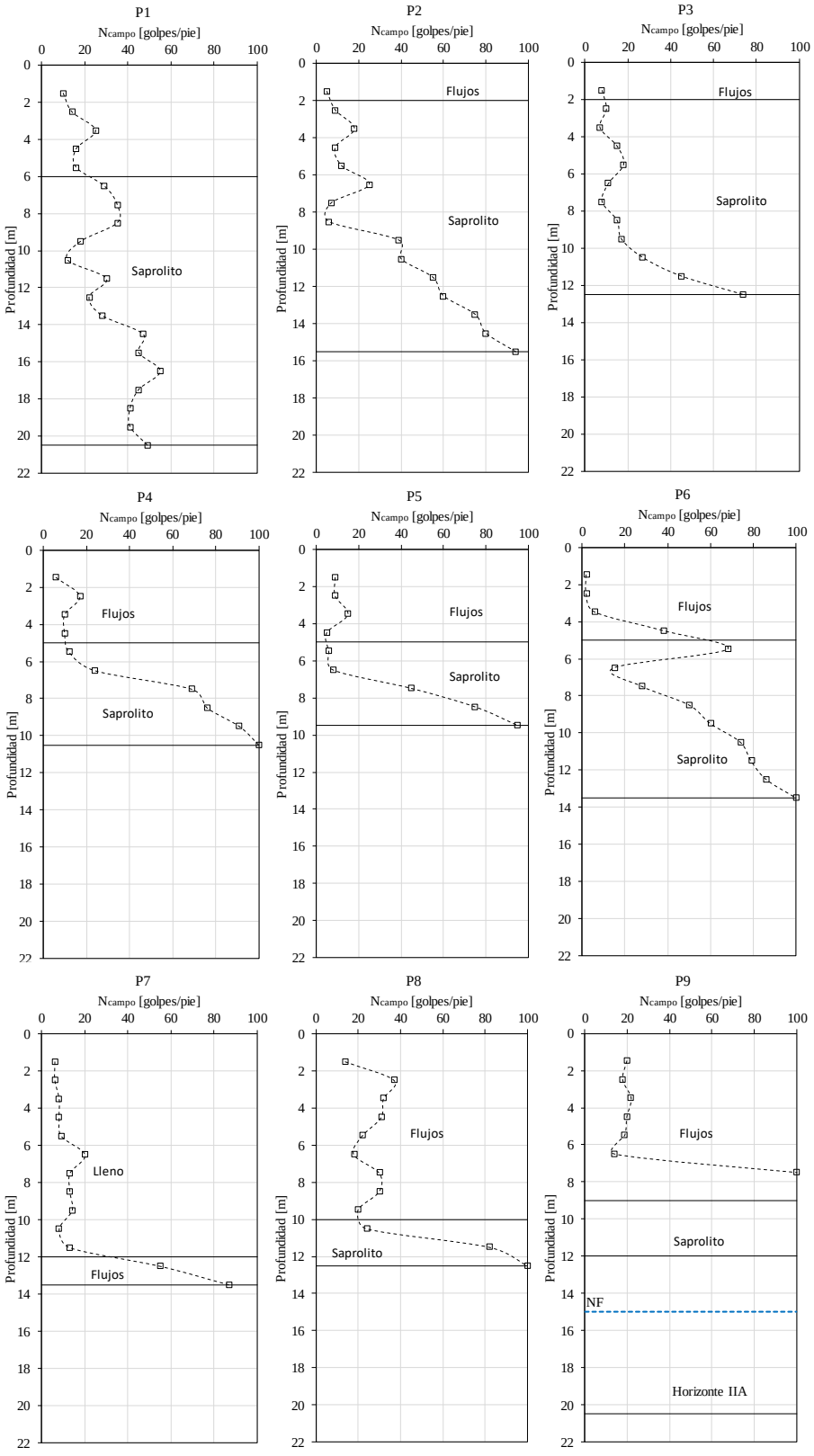


Ilustración 25. Variación del número de golpes N_{SPT} con la profundidad, perforaciones P1 a P8

5.4. Nivel freático

En la etapa de registro y toma de muestras no se encontró agua libre subterránea en ninguno de los sondeos ejecutados, en profundidades que variaron desde los 9.5 m hasta los 20.5 m.

5.5. Programa de laboratorio

Se ejecutó un programa de ensayos de laboratorio con el propósito de determinar las propiedades índice y mecánicas del suelo, para tal fin se seleccionaron las muestras más representativas de todas las que fueron recuperadas durante la etapa de exploración directa. En la Tabla 6 se muestra la relación de ensayos ejecutados.

Tabla 6. Relación de ensayos ejecutados

Ensayos de laboratorio		
Tipo de ensayo	**Unidad**	**Cantidad**
Humedad Natural	unidad	42
Granulometría	unidad	42
Límites de Atterberg	unidad	41
Compresión simple en suelos	unidad	5
Corte directo modalidad CD	unidad	5

Se denominan ensayos de clasificación a aquellos que permiten determinar las propiedades índices de los suelos y su clasificación desde la óptica ingenieril. Se ejecutaron ensayos de Humedad natural (ASTM D2216), Límites de consistencia (ASTM D4318) y Granulometría por tamizado y lavado sobre la malla 200 (ASTM D422). Estos ensayos permitieron conocer algunas propiedades como distribución y tamaños de partícula, humedad y consistencia de los materiales de la zona, para categorizarlos dentro del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). El resumen de los resultados se presenta en la Tabla 7 y en la Ilustración 26, mientras en la Ilustración 27 se ubican los límites de consistencia obtenidos sobre la Carta de Plasticidad de Casagrande.

Tabla 7. Resumen de los ensayos de caracterización física

Muestra	Prof. [m]	Estrato	w [%]	LL	LP	IP	IC	Granulometría			USCS
								% Gravas	% Arenas	% Finos	
P1-M3	3.0-3.5	Flujos	47	54	38	16	0,4	0	2	98	ML
P1-M6	6.0-6.5	Flujos	33	32	15	16	0,0	1	19	80	MH
P1-M10	10.0-10.5	Saprolito	27	35	23	12	0,7	0	20	80	MH
P1-M14	14.0-14.5	Saprolito	49	56	41	15	0,4	6	6	89	ML
P1-M15	15.0-15.5	Saprolito	35	68	51	17	1,9	0	4	96	ML
P1-M20	20.0-20.5	Saprolito	42	59	44	15	1,1	1	11	88	ML
P2-M2	2.0-2.5	Flujos	33	51	35	16	1,1	3	18	79	MH
P2-M3	3.0-3.5	Flujos	59	58	40	17	0,0	12	9	79	MH
P2-M5	5.0-5.5	Flujos	37	42	40	2	2,8	18	19	63	MH
P2-M7	7.0-7.5	Saprolito	18	44	30	13	2,0	21	17	62	GM
P2-M11	11.0-11.5	Saprolito	45	60	44	16	0,9	2	6	91	MH
P2-M13	13.0-13.5	Saprolito	33	55	38	17	1,3	3	12	85	MH
P2-M15	15.0-15.5	Saprolito	32	47	31	16	0,9	0	9	90	MH
P3-M1	1.0-1.5	Flujos	21	37	25	12	1,3	10	19	70	SM

Muestra	Prof. [m]	Estrato	w [%]	LL	LP	IP	IC	Granulometría			USCS
								% Gravas	% Arenas	% Finos	
P3-M4	4.0-4.5	Saprolito	22	39	26	13	1,3	7	14	79	GM
P3-M7	7.0-7.5	Saprolito	38	74	58	17	2,1	5	16	79	MH
P3-M9	9.0-9.5	Saprolito	36	60	46	14	1,7	1	13	85	GC
P3-M12	12.0-12.5	Saprolito	36	51	36	15	1,0	24	10	66	GM
P4-M2	2.0-2.5	Flujos	27	53	37	15	1,7	61	11	28	GM
P4-M5	5.0-5.5	Flujos	48	51	36	15	0,2	6	20	74	ML
P4-M8	8.0-8.5	Saprolito	68	63	47	16	0,0	0	6	94	ML
P4-M10	10.0-10.5	Saprolito	42	56	41	15	1,0	0	7	94	ML
P5-M2	2.0-2.5	Flujos	-	-	-	-	-	31	34	35	MH
P5-M4	4.0-4.5	Flujos	-	-	-	-	-	60	27	12	ML
P5-M6	6.0-6.5	Saprolito	47	59	55	4	2,9	2	21	77	ML
P5-M8	8.0-8.5	Saprolito	10	36	24	12	2,2	42	17	41	ML
P5-M9	9.0-9.5	Saprolito	18	36	25	11	1,7	36	24	40	MH
P6-M3	3.0-3.5	Flujos	11	35	26	9	2,7	47	22	31	MH
P6-M5	5.0-5.5	Flujos	24	45	30	15	1,4	1	12	87	MH
P6-M7	7.0-7.5	Saprolito	37	47	39	8	1,3	0	19	81	MH
P6-M10	10.0-10.5	Saprolito	31	45	33	12	1,2	0	14	86	ML
P6-M13	13.0-13.5	Saprolito	37	52	41	11	1,4	0	10	90	MH
P7-M3	3.0-3.5	Lleno	39	49	37	12	0,8	0	13	87	MH
P7-M5	5.0-5.5	Lleno	36	44	33	11	0,7	1	13	85	ML
P7-M7	7.0-7.5	Lleno	41	47	39	8	0,8	0	12	87	ML
P7-M9	9.0-9.5	Lleno	55	60	38	22	0,2	4	11	85	ML
P7-M11	11.0-11.5	Lleno	35	52	37	15	1,1	7	16	77	MH
P7-M13	13.0-13.5	Flujos	24	52	34	18	1,6	16	19	64	MH
P8-M2	2.0-2.5	Flujos	55	65	48	18	0,6	4	11	85	MH
P8-M5	5.0-5.5	Flujos	47	54	38	16	0,4	0	2	98	GM
P8-M9	9.0-9.5	Flujos	33	32	15	16	0,0	1	19	80	MH
P8-M11	11.0-11.5	Saprolito	27	35	23	12	0,7	0	20	80	MH

En coherencia con la complejidad geológica descrita para la zona de estudio, los materiales que conforman el subsuelo presentan gran variabilidad granulométrica, con presencia de gravas, arenas y finos. Sin embargo, a excepción de la muestra P5-M4, el contenido de finos es superior al 30%, señalando que los materiales presentan un comportamiento cohesivo.

Con relación a su clasificación, de las 42 muestras ensayadas el 33% corresponden a limos de baja plasticidad (ML), el 50% a limos de alta plasticidad (MH), el 14% a agravas limosas y arcillosa (GM o GC), y el 2% a arenas limosas (SM). Se observa un alto predominio de partículas limosas, las cuales gobiernan el comportamiento de los materiales.

No se evidencia que la composición granulométrica tenga algún comportamiento con la profundidad, como resultado de la heterogeneidad de la disposición geológica de los materiales en el sitio. Respecto a los límites de consistencia, se tiene que el 83% de las muestras presenta humedades naturales por debajo del correspondiente valor del límite líquido, entre 0 y 16 puntos porcentuales, es decir, muy cerca ambos valores. Lo anterior indica que cambios en la humedad se reflejan en pérdidas de la consistencia de los materiales, propiciando la ocurrencia de fenómenos

de inestabilidad. Adicionalmente, en el 87% de las muestras las humedades naturales están por encima del límite plástico, de manera que los materiales se encuentran en estado plástico, dicho de otra manera, se tienen materiales altamente deformables.

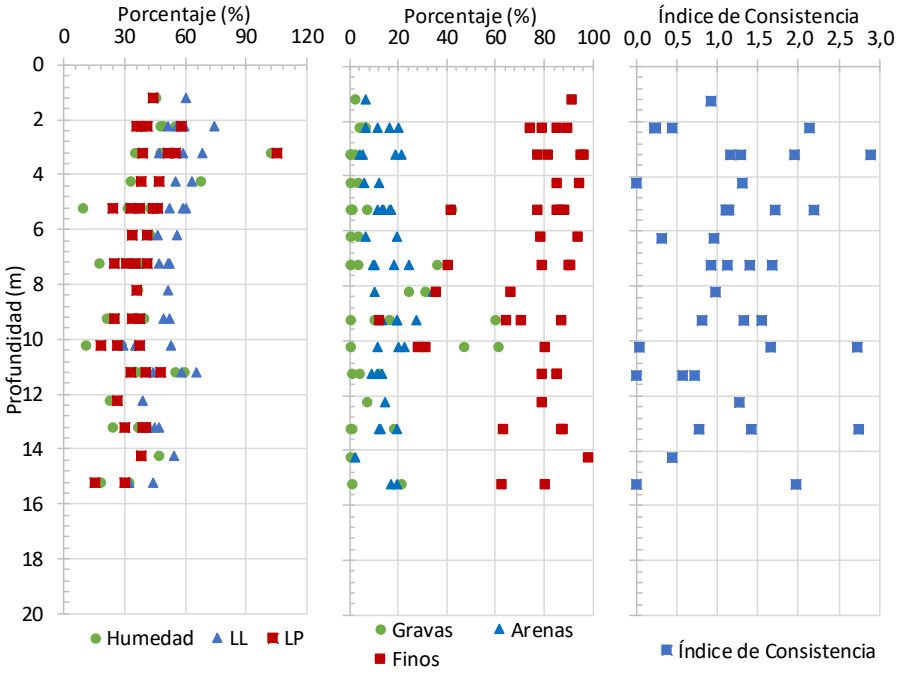


Ilustración 26. Variación de las propiedades índice con la profundidad

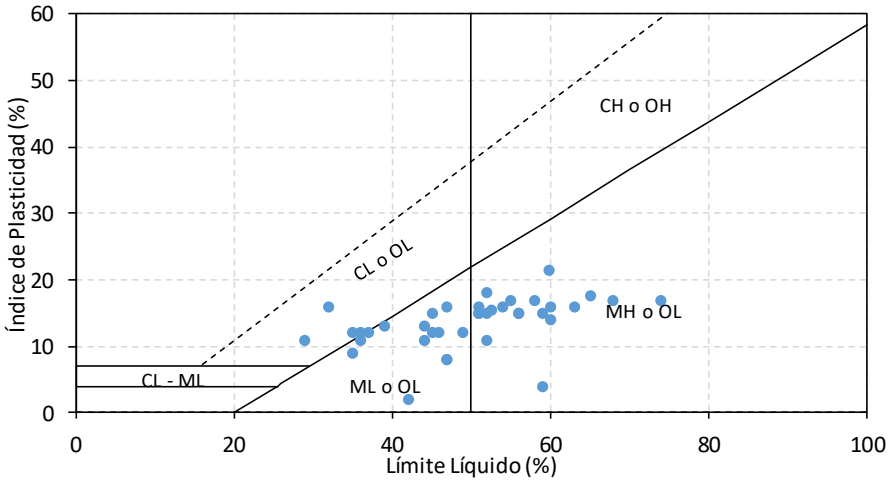


Ilustración 27. Carta de plasticidad de Casagrande

Se realizaron también ensayos de corte directo los cuales tiene como propósito determinar los parámetros de resistencia al corte del suelo. Este ensayo únicamente está estandarizado para condiciones consolidadas drenadas (CD), debido a la imposibilidad de garantizar que la muestra falle

en condiciones no drenadas. En la Tabla 8 se presenta un resumen de las condiciones de estado y de los parámetros de resistencia al cortante en términos de esfuerzos efectivos.

Tabla 8. Resumen de resultados ensayos de corte directo CD

Muestra	Clasificación	Estrato	w [%]	γ_h [kN/m^3]	c' [kPa]	φ' [°]
P1-M6	ML	Flujos	40	17.7	68	21
P3-M7	ML	Saprolito	32	18.6	48	20
P4-M5	MH	Flujos	36	18.2	37	28
P5-M6	MH	Saprolito	42	17.7	27	24
P6-M3	MH	Flujos	47	17.2	28	29

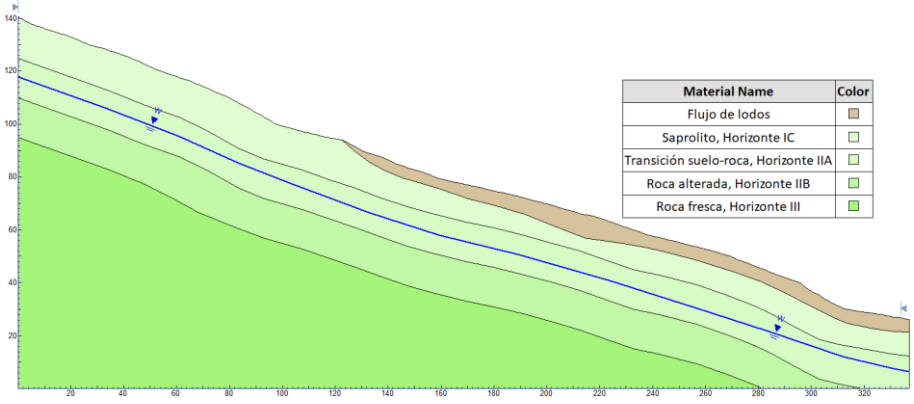
Finalmente, se ejecutaron ensayos de compresión simple. En este tipo de ensayo se somete una muestra cilíndrica de suelo sin confinamiento lateral a una carga axial, con el fin de mediar su deformación y registrar la fuerza con la cual se produce la falla. En la Tabla 9 se presenta el resumen de resultados, de los cuales se obtiene el peso específico seco y húmedo y la resistencia al corte no drenada (Su).

Tabla 9. Resumen de resultados ensayos de compresión simple

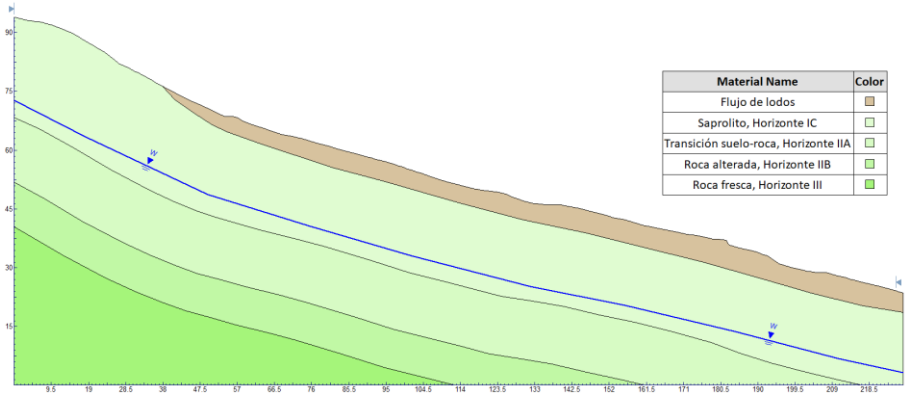
Muestra	Clasificación	Estrato	Compresión simple			
			w [%]	γ_h [kN/m^3]	q_u [kPa]	S_u [kPa]
P1-M3	MH	Flujos	102	13.8	120	60
P2-M3	MH	Flujos	35	18.4	164	82
P3-M4	MH	Saprolito	33	18.8	75	37
P4-M2	MH	Flujos	38	17.7	141	71
P7-M3	ML	Lleno	37	18.2	94	47

6. MODELO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO

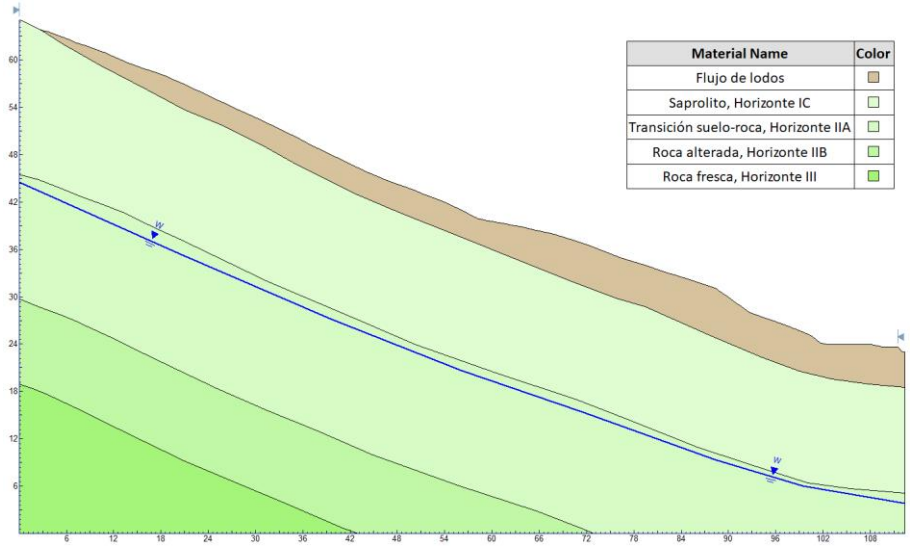
Para elaborar el modelo geológico – geotécnico se tomaron cuatro (4) secciones. En la Ilustración 28 se muestra en planta la ubicación de las secciones, mientras en la



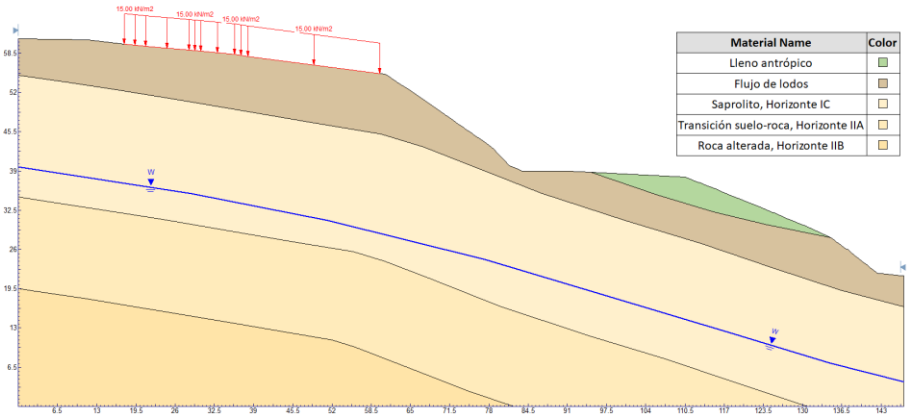
Sección A



Sección B



Sección C



Sección D

Ilustración 29 los perfiles geotécnicos determinados para dichas secciones a partir del análisis de los programas de exploración y laboratorio.

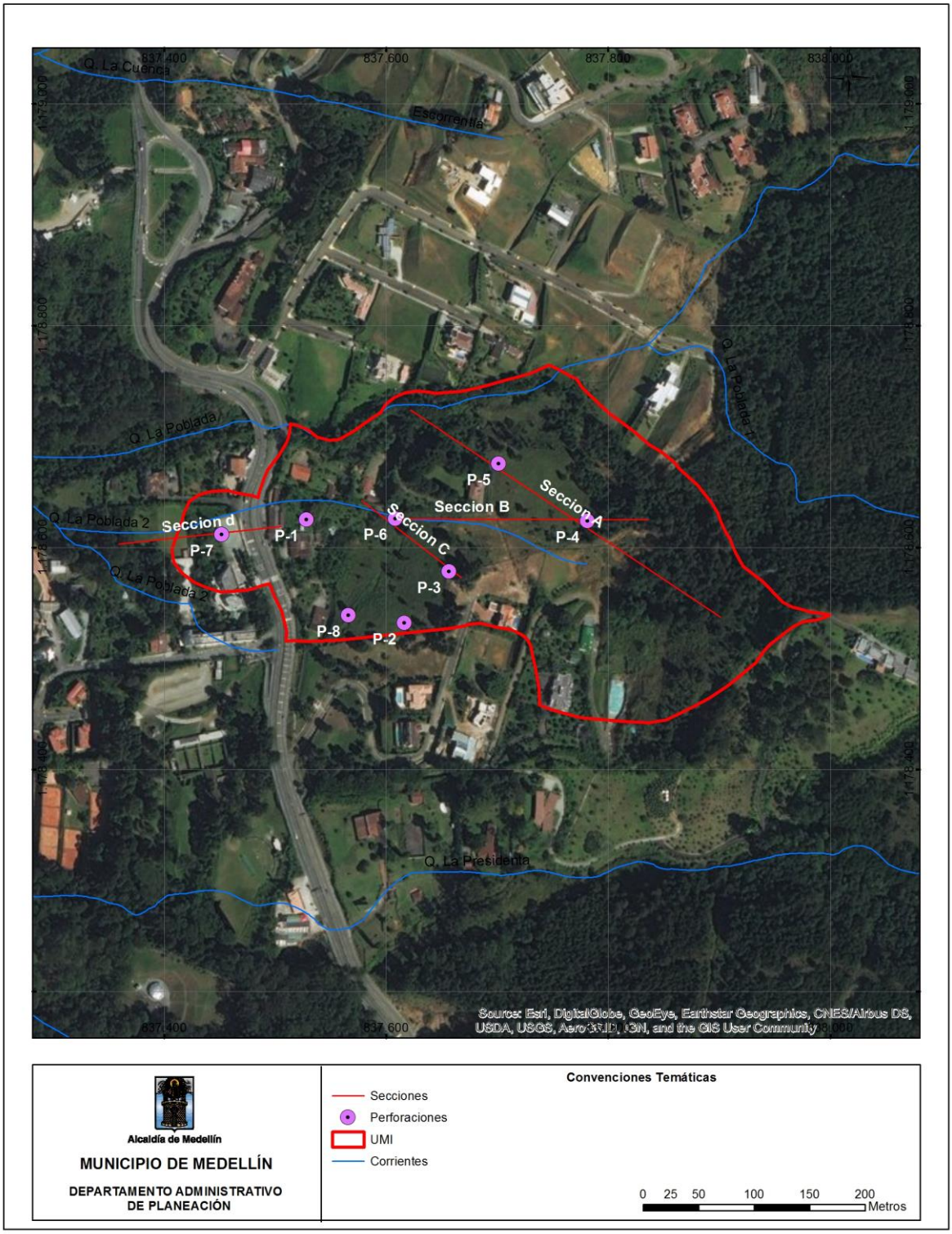
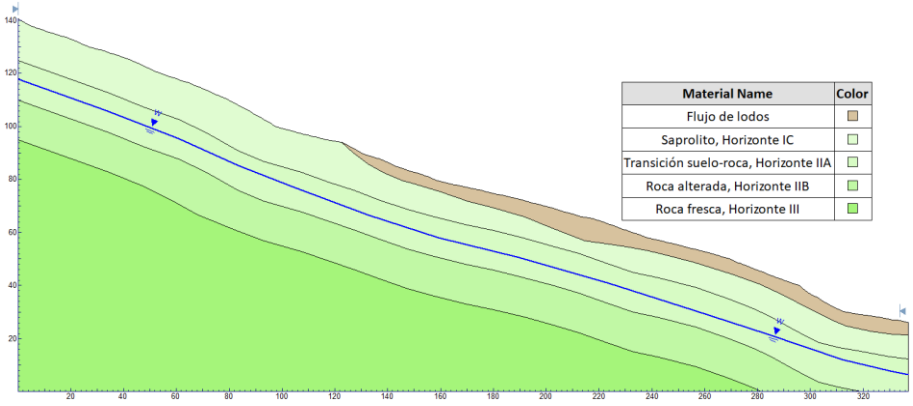
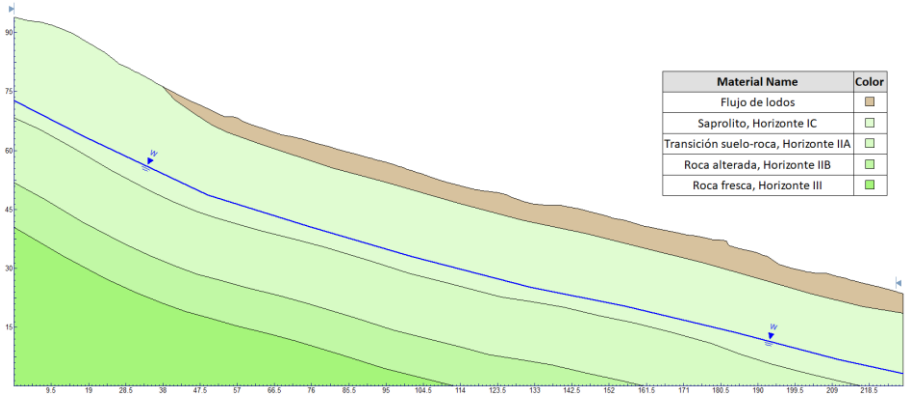


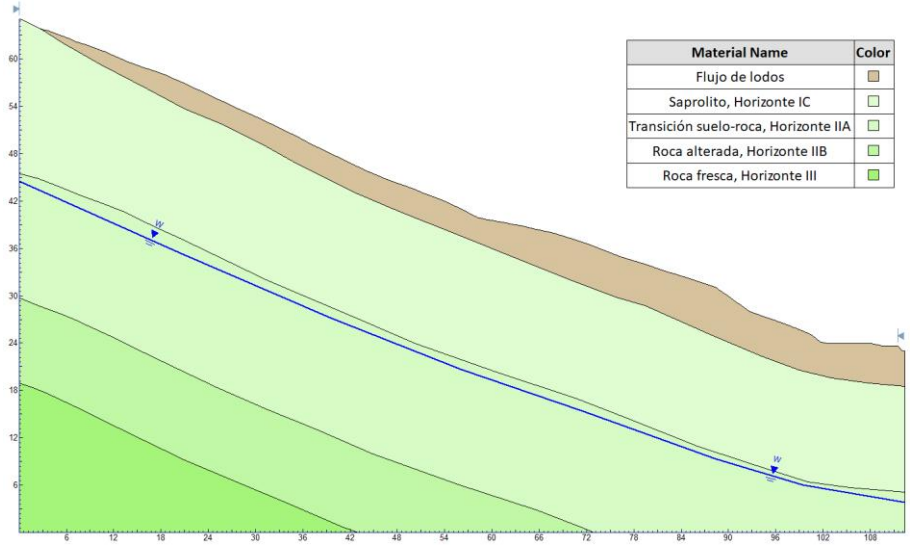
Ilustración 28. Ubicación en planta de las secciones para los perfiles geotécnicos



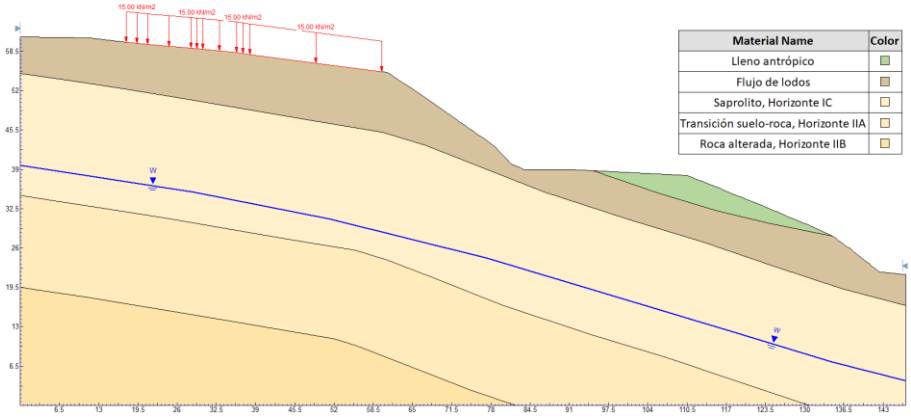
Sección A



Sección B



Sección C



Sección D

Ilustración 29. Perfiles geotécnicos para las condiciones actuales

6.1. Parámetros de resistencia del suelo a partir del NSPT

Partiendo de los resultados del ensayo de Resistencia a la Penetración Estándar ejecutado en campo del cual se obtuvieron los valores del NSPT, se emplearon correlaciones para estimar los parámetros de resistencia al corte de los materiales en términos de esfuerzos totales y efectivos. Se recurrió entonces a la metodología propuesta por González (1999) – "Estimativos de parámetros efectivos de resistencia con el SPT" - X Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería Colombiana, en la cual estableció un método aproximado de evaluación de los parámetros efectivos de resistencia c' y ϕ'. El procedimiento general fue el siguiente:

- Se determinó el peso unitario del suelo tomando los valores reportados en los resultados de los ensayos de corte directo.
- Se calcularon los esfuerzos totales, presión de poros y esfuerzos efectivos en el suelo.
- Se corrigió cada uno de los valores de N por confinamiento y energía de acuerdo con la propuesta de Bowles (1998) y mencionada por González (1999):

$$N_1 = N \times C_n \times \eta 1 \times \eta 2 \times \eta 3 \times \eta 4$$

Donde:

N_1 Valor de N corregido.
N Valor de N de campo.
C_n Factor de corrección por confinamiento efectivo.
$\eta 1$ Factor por energía del martillo (0,45 – 1,00).
$\eta 2$ Factor por longitud de la varilla (0,75 – 1,00).
$\eta 3$ Factor por revestimiento interno de tomamuestras (0,8 – 1,0)
$\eta 4$ Factor por diámetro de la perforación (> 1 ← D>5", =1.15 ← D=8")

González (1999) propone que los factores $\eta 2 = \eta 3 = \eta 4 = 1$ y solamente consideraron los factores C_n y $\eta 1$.

Para el cálculo del factor de corrección por confinamiento (C_n), basándose en el análisis realizado por González (1999), se utilizó la ecuación que se acerca más al promedio de las propuestas más destacadas para calcular este parámetro (Peck, Seed, Meyerhof-Ishihara, Liao-Whitman, Skempton, Seeed-Idriss, González y Schmertmann), expresión que corresponde a la de Seed-Idriss que se presenta a continuación:

Seed-Idriss (Marcuson) [Tomada de González (1999)]

$$C_n = 1 - klog(R_s) \qquad \begin{cases} k = 1{,}41 & si\ R_s < 1 \\ k = 0{,}92 & si\ R_s \geq 1 \end{cases} \qquad R_s = \frac{\sigma'_v}{P_a}$$

Donde el parámetro Rs estandariza la corrección $N_1 = NC_n$ a un esfuerzo vertical de referencia:

$$\sigma'_v = \frac{1kg}{cm^2} \approx 1atmósfera = 1\ Pa$$

Una vez calculado N_1 se procede a calcular $(N_1)_{45}$ el cual considera la corrección por energía:

$$(N_1)_{45} = N_1 \frac{45}{45}$$

- A partir del N_{45} se calculó el ángulo de ficción equivalente ($\varphi_{eq.}{}'$) usando la expresión propuesta por Kishida, la cual de acuerdo con González (1999) proporciona valores promedio:

$$\varphi' eq = 15 + (12{,}5N1_{45})^{0{,}5}$$

- Teniendo en cuenta que la metodología aplica para suelos granulares, el ángulo de fricción equivalente trae inmersa la cohesión, por tanto, en la ecuación de esfuerzo cortante la cohesión se hace cero, siendo posible obtener el esfuerzo para cada profundidad ensayada mediante la siguiente expresión:

$$\tau = \sigma' tan\varphi_{eq.}{}'$$

- Se agruparon los resultados por estrato y se realizó una regresión lineal para estimar el ángulo de fricción equivalente $\varphi' eq$ del estrato.
- Para estimar el ángulo de fricción efectivo, se disminuyó la fricción equivalente insertando la cohesión efectiva determinada a partir de los ensayos de corte directo (valores de la Tabla 8), empleando la siguiente expresión resultante de la envolvente de falla de Mohr-Coulomb:

$$\varphi' = tan^{-1}(\varphi_{eq} - \frac{c'}{\sigma 3})$$

- Para determinar el módulo de elasticidad se emplearon las siguientes expresiones en función del tipo de suelo y los valores de N_{SPT}, estas fueron extraídas de AASHTO (1996):

Para suelos cohesivos $E = 400 \times (N_1)_{60}$

Para arenas $E = 700 \times (N_1)_{60}$

Para gravas $E = 1200 \times (N_1)_{60}$

En la Tabla 10 a la Tabla 18 se muestran los parámetros estimados para cada una de las cinco perforaciones a partir de la metodología descrita.

Tabla 10. Parámetros de resistencia en la perforación P1

Profundidad (m)		N de Campo (golpes/pie)	γh (ton/m³)	$N1_{(45)}$	Φ (o)	T (ton/m2)	$N1_{(60)}$	E (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	Estrato
Inicial	Final										
1,0	1,5	10	17,5	19	31	12,67	15	5829	10	24	Flujos de lodos
2,0	2,5	14	17,5	22	32	23,97	17	6626			
3,0	3,5	25	17,5	34	36	40,32	25	10127			
4,0	4,5	16	17,5	19	30	43,37	14	5688			
5,0	5,5	16	17,5	17	30	51,78	13	5063			
6,0	6,5	29	17,5	28	34	72,68	21	8402			
7,0	7,5	35	18,0	31	35	90,35	23	9398	25	26	Saprolito, Horizonte IC
8,0	8,5	35	18,0	30	34	100,64	22	8854			
9,0	9,5	18	18,0	14	28	89,76	11	4306			
10,0	10,5	12	18,0	9	26	88,38	7	2723			
11,0	11,5	30	18,0	22	31	123,43	16	6471			
12,0	12,5	22	18,0	15	29	120,59	11	4520			
13,0	13,5	28	18,0	18	30	138,12	14	5489			
14,0	14,5	47	18,0	29	34	173,70	22	8803			
15,0	15,5	45	18,0	27	33	180,21	20	8062			
16,0	16,5	55	18,0	31	35	203,18	24	9434			
17,0	17,5	45	18,0	25	33	197,94	18	7396			
18,0	18,5	41	18,0	22	31	200,31	16	6462			
19,0	19,5	41	18,0	21	31	208,52	15	6199			
20,0	20,5	49	18,0	24	32	229,37	18	7111			

Tabla 11. Parámetros de resistencia en la perforación P2

Profundidad (m)		N de Campo (golpes/pie)	γh (ton/m³)	$N1_{(45)}$	Φ (o)	T (ton/m2)	$N1_{(60)}$	E (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	Estrato
Inicial	Final										
1,0	1,5	5	17,5	10	26	10,47	7	2915	6	22	Flujos de lodos
2,0	2,5	9	17,5	14	28	20,99	11	4259			
3,0	3,5	18	17,5	24	32	35,86	18	7292			
4,0	4,5	9	17,5	11	27	36,94	8	3199			
5,0	5,5	12	17,5	13	28	47,76	9	3797			
6,0	6,5	25	18,0	24	32	70,76	18	7159	30	28	Saprolito, Horizonte IC
7,0	7,5	7	18,0	6	24	57,49	5	1880			
8,0	8,5	6	18,0	5	23	62,70	4	1518			
9,0	9,5	39	18,0	31	35	115,05	23	9329			

Profundidad (m)		N de Campo (golpes/pie)	γh (ton/m³)	$N1_{(45)}$	Φ (o)	T (ton/m2)	$N1_{(60)}$	E (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	Estrato
Inicial	Final										
10,0	10,5	40	18,0	30	34	126,24	23	9075			
11,0	11,5	55	18,0	40	37	153,55	30	11863			
12,0	12,5	60	18,0	41	38	169,85	31	12328			
13,0	13,5	75	18,0	49	40	197,99	37	14703			
14,0	14,5	80	18,0	50	40	214,75	37	14984			
15,0	15,5	94	18,0	56	41	242,37	42	16841			

Tabla 12. Parámetros de resistencia en la perforación P3

Profundidad (m)		N de Campo (golpes/pie)	γh (ton/m³)	$N1_{(45)}$	Φ (o)	T (ton/m2)	$N1_{(60)}$	E (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	Estrato
Inicial	Final										
1,0	1,5	8	17,5	16	29	11,85	12	4663	4	19	Flujos de lodos
2,0	2,5	10	17,5	16	29	21,62	12	4733			
3,0	3,5	7	18,0	9	26	28,06	7	2799	18	25	Saprolito, Horizonte IC
4,0	4,5	15	18,0	18	30	43,55	13	5254			
5,0	5,5	18	18,0	19	30	54,91	14	5603			
6,0	6,5	11	18,0	10	26	55,76	8	3150			
7,0	7,5	8	18,0	7	24	59,16	5	2148			
8,0	8,5	15	18,0	13	28	77,31	9	3795			
9,0	9,5	17	18,0	14	28	88,35	10	4067			
10,0	10,5	27	18,0	20	31	110,48	15	6126			
11,0	11,5	45	18,0	32	35	142,06	24	9706			
12,0	12,5	74	18,0	51	40	185,76	38	15204			

Tabla 13. Parámetros de resistencia en la perforación P4

Profundidad (m)		N de Campo (golpes/pie)	γh (ton/m³)	$N1_{(45)}$	Φ (o)	T (ton/m2)	$N1_{(60)}$	E (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	Estrato
Inicial	Final										
1,0	1,5	6	17,5	12	27	10,96	9	3497	6	22	Flujos de lodos
2,0	2,5	17	17,5	27	33	25,59	20	8046			
3,0	3,5	10	17,5	14	28	30,00	10	4051			
4,0	4,5	10	17,5	12	27	37,95	9	3555			
5,0	5,5	12	17,5	13	28	47,76	9	3797			
6,0	6,5	24	18,0	23	32	69,81	17	6873	40	29	Saprolito, Horizonte IC
7,0	7,5	69	18,0	62	43	120,36	46	18527			
8,0	8,5	76	18,0	64	43	139,53	48	19226			
9,0	9,5	91	18,0	73	45	166,73	54	21768			
10,0	10,5	100	18,0	100	50	222,13	100	40000			

Tabla 14. Parámetros de resistencia en la perforación P5

Profundidad (m)		N de Campo (golpes/pie)	γh (ton/m³)	$N1_{(45)}$	Φ (o)	T (ton/m2)	$N1_{(60)}$	E (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	Estrato
Inicial	Final										
1,0	1,5	9	17,5	17	30	12,27	13	5246	4	21	Flujos de lodos
2,0	2,5	9	17,5	14	28	20,99	11	4259			
3,0	3,5	15	17,5	20	31	33,79	15	6076			
4,0	4,5	5	17,5	6	24	32,31	4	1777			
5,0	5,5	6	17,5	6	24	40,51	5	1899			

Profundidad (m)		N de Campo (golpes/pie)	γh (ton/m³)	$N1_{(45)}$	Φ (o)	T (ton/m2)	$N1_{(60)}$	E (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	Estrato
Inicial	Final										
6,0	6,5	8	18,0	8	25	51,70	6	2291	30	26	Saprolito, Horizonte IC
7,0	7,5	45	18,0	40	37	99,57	30	12083			
8,0	8,5	75	18,0	63	43	138,62	47	18973			
9,0	9,5	95	18,0	76	46	170,58	57	22725			

Tabla 15. Parámetros de resistencia en la perforación P6

Profundidad (m)		N de Campo (golpes/pie)	γh (ton/m³)	$N1_{(45)}$	Φ (o)	T (ton/m2)	$N1_{(60)}$	E (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	Estrato
Inicial	Final										
1,0	1,5	2	17,5	4	22	8,65	3	1166	15	25	Flujos de lodos
2,0	2,5	2	17,5	3	21	15,17	2	947			
3,0	3,5	6	17,5	8	25	26,39	6	2431			
4,0	4,5	38	17,5	45	39	59,29	34	13508			
5,0	5,5	68	17,5	72	45	91,26	54	21518			
6,0	6,5	15	18,0	14	28	60,53	11	4295	40	30	Saprolito, Horizonte IC
7,0	7,5	28	18,0	25	33	83,49	19	7518			
8,0	8,5	50	18,0	42	38	115,49	32	12648			
9,0	9,5	60	18,0	48	39	136,66	36	14353			
10,0	10,5	74	18,0	56	41	162,54	42	16789			
11,0	11,5	79	18,0	57	42	179,68	43	17040			
12,0	12,5	86	18,0	59	42	199,07	44	17670			
13,0	13,5	100	18,0	100	50	287,30	75	30000			

Tabla 16. Parámetros de resistencia en la perforación P7

Profundidad (m)		N de Campo (golpes/pie)	γh (ton/m³)	$N1_{(45)}$	Φ (o)	T (ton/m2)	$N1_{(60)}$	E (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	Estrato
Inicial	Final										
1,0	1,5	6	16,0	12	27	10,09	9	3596	10	24	Lleno antrópico
2,0	2,5	6	16,0	10	26	17,41	7	2938			
3,0	3,5	8	16,0	11	27	26,13	8	3372			
4,0	4,5	8	16,0	10	26	33,17	7	2975			
5,0	5,5	9	16,0	10	26	41,09	7	2996			
6,0	6,5	20	16,0	20	31	59,45	15	6015			
7,0	7,5	13	16,0	12	27	59,85	9	3674			
8,0	8,5	13	16,0	12	27	67,13	9	3472			
9,0	9,5	14	16,0	12	27	75,71	9	3547			
10,0	10,5	8	16,0	6	24	72,71	5	1928			
11,0	11,5	13	16,0	10	26	88,21	7	2988			
12,0	12,5	55	16,0	40	37	149,72	30	12077			
13,0	13,5	87	17,5	58	42	207,56	43	17349	38	30	Flujos

Tabla 17. Parámetros de resistencia en la perforación P8

Profundidad (m)		N de Campo (golpes/pie)	γh (ton/m³)	$N1_{(45)}$	Φ (o)	T (ton/m2)	$N1_{(60)}$	E (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	Estrato
Inicial	Final										
1,0	1,5	14	17,5	27	33	14,16	20	8161	14	25	Flujos de lodos
2,0	2,5	37	17,5	58	42	35,07	44	17511			
3,0	3,5	32	17,5	43	38	44,48	32	12963			

Profundidad (m)		N de Campo (golpes/pie)	γh (ton/m³)	$N1_{(45)}$	Φ (o)	T (ton/m2)	$N1_{(60)}$	E (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	Estrato
Inicial	Final										
4,0	4,5	31	17,5	37	36	54,57	28	11020			
5,0	5,5	22	17,5	23	32	57,21	17	6962			
6,0	6,5	18	17,5	17	30	62,24	13	5215			
7,0	7,5	30	17,5	27	33	83,48	20	8156			
8,0	8,5	30	17,5	26	33	93,12	19	7690			
9,0	9,5	20	17,5	16	29	90,29	12	4852			
10,0	10,5	24	17,5	18	30	104,04	14	5526			
11,0	11,5	82	18,0	59	42	182,87	44	17687	45	33	Saprolito, IC
12,0	12,5	100	18,0	100	50	265,57	100	40000			

Tabla 18. Parámetros de resistencia en la perforación P9

Profundidad (m)		N de Campo (golpes/pie)	γh (ton/m³)	$N1_{(45)}$	Φ (o)	T (ton/m2)	$N1_{(60)}$	E (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	Estrato
Inicial	Final										
1,0	1,5	20	17,5	39	37	16,18	29	11658			
2,0	2,5	18	17,5	28	34	26,11	21	8519			
3,0	3,5	22	17,5	30	34	38,46	22	8912	10	22	Flujo de lodos
4,0	4,5	20	17,5	24	32	46,58	18	7109			
5,0	5,5	19	17,5	20	31	54,57	15	6012			
6,0	6,5	14	17,5	14	28	57,92	10	4056			

6.2. Parámetros de resistencia de la roca Horizontes IIA y IIB de la Dunita de Medellín

El macizo rocoso se modeló empleando el criterio de falla de Hook and Brown (2002), definido por la siguiente ecuación:

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

Donde:

σ_{ci} Resistencia a la compresión simple de la roca intacta.

a Coeficiente en función de la ruptura de la roca.

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

m_b, s Constantes de material no lineal, dependiendo de la calidad de la roca:

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

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)}$$

GSI Índice Geológico de Resistencia del macizo, del inglés Geological Strenght Index.

Para calcular los parámetros del modelo de Hook and Brown se empleó el software RocLab de Rocscience, definiendo los siguientes valores de entrada:

$\sigma_{ci} = 175\ MPa$ Valor típico promedio para la dunita.

$GSI = 35$ y 60 Se definió considerando los Horizontes IIA y IIB.

$m_i = 27$ Valor típico promedio para la dunita.

$D = 0.0$ Considerando que no se va a excavar en la roca, y, por lo tanto, no se va a afectar el macizo.

$MR = 425$ Módulo de relación. Se emplea para calcular a partir de valores típicos, el módulo de elasticidad. En este caso se adoptó el valor típico promedio para la dunita.

Tabla 19. Parámetros para el macizo de granito en el sitio de estudio

Horizonte IIA Dunita de Medellín	Horizonte IIB Dunita de Medellín
Hoek-Brown Classification intact uniaxial compressive strength = 175 MPa GSI = 30 mi = 27 Disturbance factor = 0 **Hoek-Brown Criterion** mb = 2.216 s = 0.0004 a = 0.522 **Mohr-Coulomb Fit** cohesion = 8.701 MPa friction angle = 33.04 deg **Rock Mass Parameters** tensile strength = -0.033 MPa uniaxial compressive strength = 3.011 MPa global strength = 32.075 MPa modulus of deformation = 3162.28 MPa	**Hoek-Brown Classification** intact uniaxial compressive strength = 175 MPa GSI = 40 mi = 27 Disturbance factor = 0 **Hoek-Brown Criterion** mb = 3.168 s = 0.0013 a = 0.511 **Mohr-Coulomb Fit** cohesion = 10.227 MPa friction angle = 36.09 deg **Rock Mass Parameters** tensile strength = -0.070 MPa uniaxial compressive strength = 5.787 MPa global strength = 40.225 MPa modulus of deformation = 5623.41 MPa

6.3. Parámetros de resistencia adoptados

Para determinar los parámetros a emplear en los análisis, se promediaron los datos correspondientes a la cohesión y al ángulo de fricción, y se determinó su desviación estándar. Los pesos unitarios se definieron con valores determinísticos. En la Tabla 20 se indican cuáles fueron los parámetros adoptados, definiendo parámetros para los Horizontes IIA y IIB de la Dunita de Medellín con base en proyectos similares desarrollados por esta Oficina.

Tabla 20. Parámetros adoptados para cada uno de los perfiles geotécnicos

Estrato	γ_h (kN/m^3)	c' (kPa)		ϕ' (°)	
		Media	Desviación	Media	Desviación
Lleno antrópico	16.0	10	5*	20	5*
Flujo de lodos	17.5	20	19	24	3
Saprolito de Dunita, Horizonte IC	18.0	34	10	27	4
Horizonte IIA Dunita de Medellín/Stock de San Diego	20.0	30	-	32	-
Horizonte IIB Dunita de Medellín/Stock de San Diego	22.0	35	-	34	-

*Valores supuestos dada la variabilidad de los materiales.

6.4. Clasificación del tipo de perfil de suelo según la NSR-10

De acuerdo con el Título A del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 y según los criterios enunciados en los numerales A.2.4.1 a A.2.4.4 y en la Tabla A.2.4-1, para clasificar el perfil de suelo superficial, es decir los 30 m superficiales, puede utilizarse la velocidad media de la onda de cortante o el número de golpes del ensayo de penetración estándar $N_{SPT.}$

El p**romedio de velocidad de onda de corte V_{S30}, para las tres líneas sísmicas ejecutadas es de 308.3 m/s**. La clasificación del perfil del subsuelo a la luz de lo estipulado en la NSR-10 en su capítulo A-2.4.1, determina que en este caso se trata de un **perfil de suelo tipo D**.

7. ESTUDIO HIDROLÓGICO

7.1. Generalidades de las corrientes

Se presenta una caracterización de las corrientes y la zona de estudio con base en los recorridos de campo y la información disponible de la zona.

7.1.1. Estado actual de las corrientes

Se realizaron recorridos programados para la identificación del sitio de estudio. Se observaron las dinámicas de los cauces de las quebradas La Poblada y La Poblada 2, tomando detalle de la geomorfología, geología y demás aspectos técnicos para la realización de los estudios.

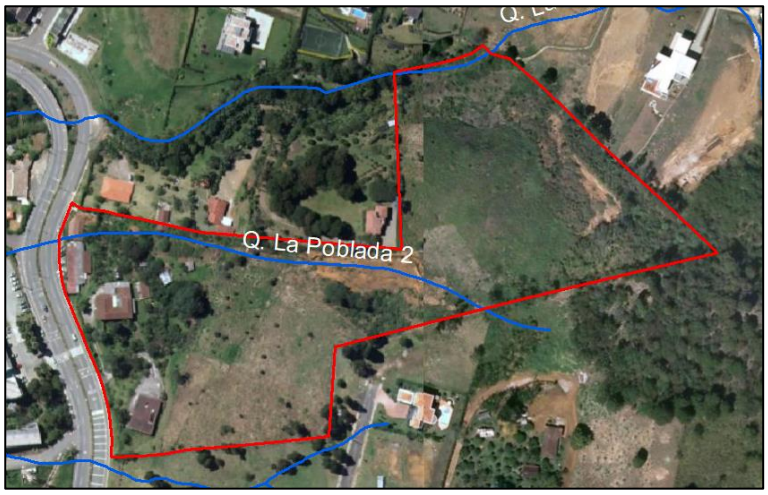


Ilustración 30. Quebrada La Poblada 2

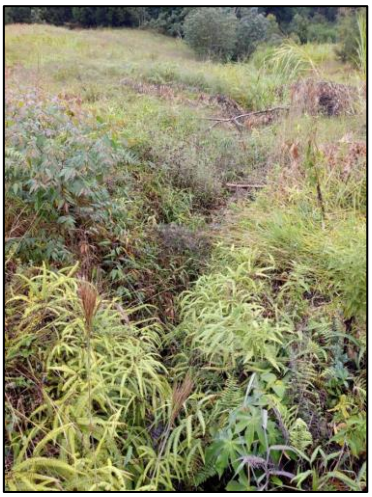


Ilustración 31. Foto 4 tubería

Ilustración 32. Foto 5 panorama aguas abajo

La quebrada La Poblada 2 atraviesa parte del lote y es captada por un sistema de tuberías que la conduce por el mismo, es de suma importancia que a pesar de que esta no tiene un flujo base, las simulaciones de esta se realizaran con su canal natural y no con la captación en las tuberías dado que esto genera una mayor amenaza del lote.

La quebrada La Poblada no tiene casi influencia en el lote, de igual manera se evaluará debido a que la zona norte es atravesada por la misma.

Ilustración 33. Influencia de la quebrada La Poblada en la zona norte del lote

Antes de entrar al lote la quebrada La Poblada se encuentra canalizada por medio de un canal trapezoidal conformado en piedras con una base de 0.5 metros, una altura de 0.5 metros y un ancho superior de 1.0 metros.

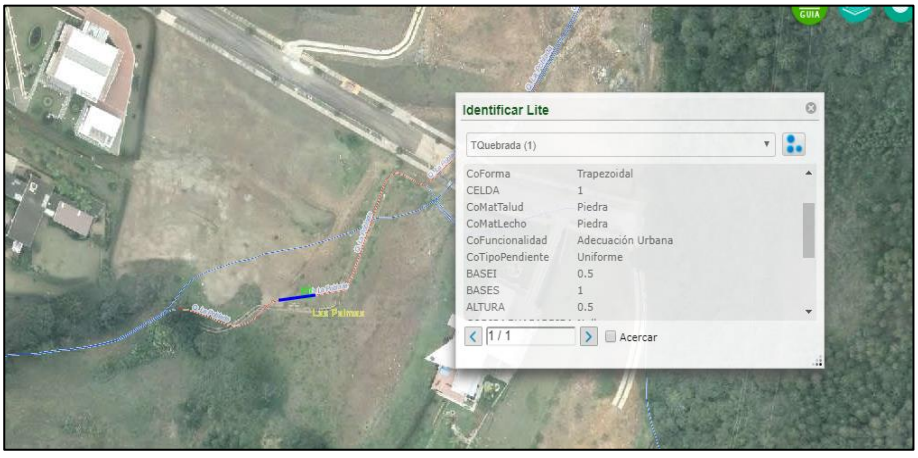


Ilustración 34. Cobertura quebrada La Poblada antes de entrar al lote

7.1.2. Levantamiento topográfico y batimétrico

Para el análisis hidráulico de las quebradas La Poblada y La Poblada 2 se tomó como insumo entregado por el contratante la topografía y batimetría de la zona de las quebradas en influencia del lote, con curvas de nivel cada metro, para así proceder a las simulaciones.

7.1.3. Descripción morfológica de la zona de estudio

La quebrada La Poblada 2 la cual pasa por el medio del lote, se caracteriza por un canal en forma de "U"con base inferior de aproximadamente 0.4 metros, base superior de 0.70 metros y una altura de 0.3 metros, a pesar de no tener flujo base debido a las captaciones y canales artificiales, la quebrada maneja alta vegetación con dinámica de pozos y saltos; en la zona no se evidencian problemas erosivos ni de socavación.

La quebrada La Poblada atraviesa el lote en la parte Norte (ver Ilustración 33) las características geométricas obedecen a una forma en "U" con una base inferior de 0.6 metros, una base superior de 1.6 metros y una altura de 0.2 metros, un canal en piedra y taludes de tierra.

7.2. Cuencas hidrográficas

La quebrada La Poblada nace en el barrio Palmas, en límites con el barrio El Plan, y desemboca en el rio Medellín; uno de sus afluentes es la Poblada 2. Las cuencas de ambas quebradas se muestran en la Ilustración 35 e Ilustración 36.

Ilustración 35. Cuenca de la quebrada La Poblada

Ilustración 36. Cuenca de la quebrada La Poblada 2

7.3. Amenaza y riesgo POT

El Plan de Ordenamiento Territorial del municipio de Medellín, identifica en su Geoportal las amenazas para la ciudad, donde se exponen: Amenaza por avenidas torrenciales y Amenaza por inundaciones.

En el sitio de estudio se identifica que la amenaza por inundación corresponde a la influencia de la quebrada La Poblada. A pesar de que la quebrada La Poblada 2 pasa por el medio del lote, debido a su caudal base, su conducción y aspectos que se muestran más adelante no tiene amenaza por inundación.

En la Ilustración 37 se observa que la amenaza por inundación del lote es media; no existe amenaza por avenidas torrenciales y como se decía con anterioridad la quebrada La Poblada 2 no presenta amenaza por este tipo de eventos en el lote. Por lo anterior se puede controlar la amenaza de inundación a partir de los resultados de los análisis hidrológicos e hidráulicos de la corriente de la quebrada La Poblada.

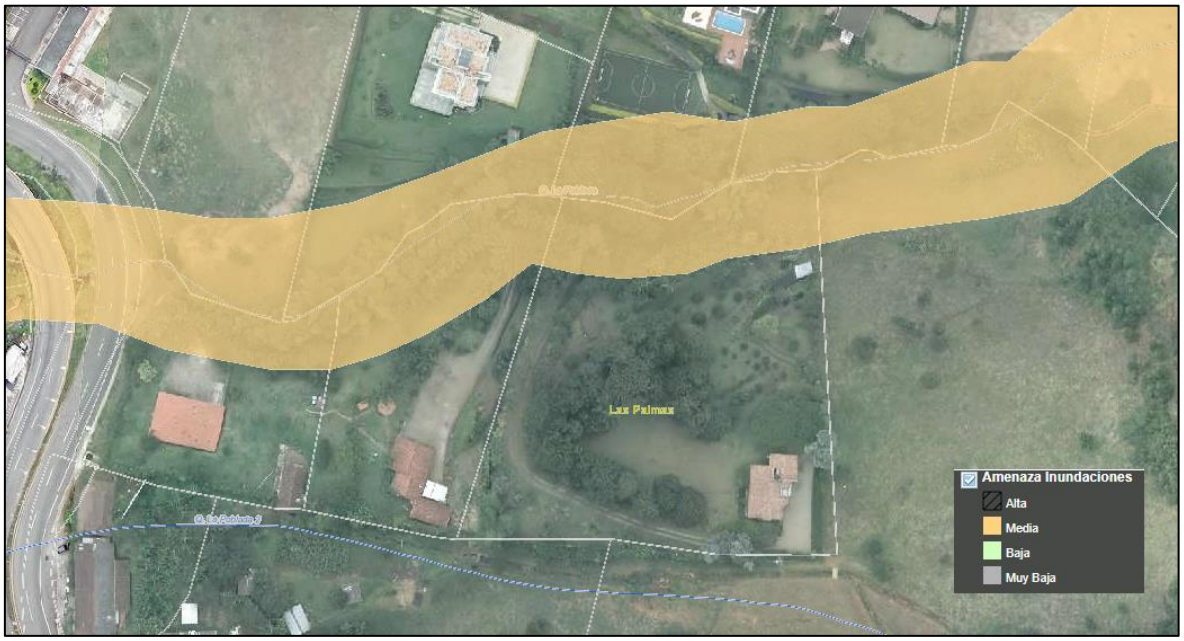


Ilustración 37. Amenazas y riesgo POT Medellín quebrada La Poblada (Alcaldía de Medellín, "Geo Medellín," 2017)

7.4. Parámetros morfométricos

Para la obtención de los parámetros morfométricos de la cuenca se utilizó el software ArcGIS, ingresando las curvas de nivel y la red de drenajes para trazar la cuenca dentro de la cual se encuentra el sitio de estudio.

La información cartográfica usada para el análisis de las cuencas fue recogida del portal geográfico del municipio de Medellín (Alcaldía de Medellín, "Geo Medellín," 2017), con información de curvas de nivel cada cinco metros, además de la información hídrica del municipio. El resultado se presenta en la Tabla 21 y Tabla 22.

Tabla 21. Parámetros morfométricos para la cuenca La Poblada

Parámetro		Magnitud
Área de drenaje	Ac(km2)	0.61
Longitud cauce principal	Lcp(km)	0.93
Cota superior cauce principal	Cscp(m)	2 200.00
Cota inferior cauce principal	Cicp(m)	1 910.00
Pendiente cauce principal	Scp (%)	31.05
Longitud cauce principal al centroide	Lcpc(km)	0.17
Longitud al punto más alejado	Lp(km)	0.82
Cota superior cuenca	Cs(m)	2 620.00
Cota inferior cuenca	Ci(m)	1 910.00
Pendiente cuenca	Sc (%)	43.56

Tabla 22. Parámetros morfométricos para la cuenca La Poblada 2

Parámetro		Magnitud
Área de drenaje	Ac(km^2)	0.12
Longitud cauce principal	Lcp(km)	0.58
Cota superior cauce principal	Cscp(m)	1 960.00
Cota inferior cauce principal	Cicp(m)	1 825.00
Pendiente cauce principal	Scp (%)	23.20
Longitud cauce principal al centroide	Lcpc(km)	0.06
Longitud al punto más alejado	Lp(km)	0.19
Cota superior cuenca	Cs(m)	2 060.00
Cota inferior cuenca	Ci(m)	1 825.00
Pendiente cuenca	Sc (%)	31.76

7.5. Duración de la lluvia de diseño y tiempos de concentración.

La duración de la lluvia es igual al tiempo de concentración de la cuenca, debido a que es para esta duración cuando la totalidad del área de la cuenca está aportando al proceso de escorrentía, al tiempo que se esperan los caudales máximos. Para duraciones inferiores al tiempo de concentración, no toda el área de la cuenca está aportando escorrentía, de igual manera duraciones mayores al tiempo de concentración no significan un incremento en el área contribuyente.

Para determinar el tiempo de concentración a partir de los parámetros morfométricos calculados, se recurrió a las formulaciones empíricas propuestas por Ténez, Kirpich, Williams y S.C.S., cuyos parámetros fueron calibrados en campo para ajustar los resultados a un valor aproximado de duración de la lluvia. En la Tabla 23 se muestran las expresiones empleadas y los resultados obtenidos.

Tabla 23. Parámetros morfométricos para la cuenca de las quebradas La Poblada y La Poblada 2

Método	Ecuación	Variables	Resultados La Poblada	Resultados La Poblada 2
Témez (1978)	$T_c = 0.3\left(\frac{L}{S_0^{0.25}}\right)^{0.75}$	T_c tiempo de concentración [horas] L longitud del cauce principal [km] S_0 pendiente del cauce principal [%].	0.02 horas	0.02 horas
Williams (1922)	$T_c = \frac{LA^{0.4}}{DS_0^{0.2}}$	T_c tiempo de concentración [horas]. A área [millas cuadradas]. L distancia en línea recta desde el sitio de interés al punto más alto de la cuenca [millas]. S_0 diferencia de cotas entre los puntos extremos de la cuenca dividida por L. D diámetro de una cuenca circular, con área A [millas].	0.18 horas	0.05 horas

Método	Ecuación	Variables	Resultados La Poblada	Resultados La Poblada 2
Kirpich (1990)	$T_c = 0.066\left(\frac{L}{\sqrt{S_0}}\right)^{0.77}$	T_c tiempo de concentración [horas]. L longitud desde la estación de aforo hasta la divisoria, siguiendo el cauce principal [km]. S_0 pendiente promedio de la cuenca [m/m].	0.08 horas	0.03 horas
S.C.S-Ranser	$T_c = 0.947K^{0.75}$ $K = \sqrt{\frac{L_c^3}{H}}$	T_c tiempo de concentración [horas]. L_c distancia desde el sitio de interés al punto en el cual la corriente principal corta la divisoria [km]. H diferencia de cotas entre los puntos extremos de la corriente [pie].	0.19 horas	0.10 horas

Para determinar la duración de la lluvia más adecuada en la cuenca de la quebrada La Poblada, se descartó el valor extremo Temez, seleccionando así el valor promedio de los demás métodos. De los resultados anteriores el tiempo de concentración seleccionado es 0.15 horas, y en el HEC-HMS se tomó igual a 9 minutos.

De manera análoga, en el caso de la cuenca de la quebrada La Poblada 2 se descartó el valor extremo SCS Rancer, seleccionando así el valor promedio de los demás métodos. De los resultados anteriores el tiempo de concentración seleccionado es 0.03 horas, y en el HEC-HMS se tomó igual a 2 minutos.

7.6. Distribución temporal de la lluvia

A partir del diagrama elaborado por Huff (1967), se determinó la distribución temporal de la lluvia con una probabilidad de excedencia del 50%. Así, para incrementos en el tiempo del 10%, el comportamiento obtenido se presenta en la Tabla 24.

Tabla 24. Distribución temporal de las lluvias según Huff, para una probabilidad de excedencia de 50% en el primer cuartil

T%	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
%P	16	46	69	77.5	84	89	91	94	96	100

7.7. Intensidad de diseño y magnitud de la precipitación

Se encontró que las estaciones meteorológicas más cercanas a la zona de estudio son las estaciones Aeropuerto Enrique Olaya Herrera, Santa Elena (IDEAM), Villahermosa (EPM) y Ayurá (EPM). Se realizó entonces interpolación por proximidad de polígonos de Thiessen, para evaluar la influencia de cada una de ellas dentro de la cuenca delimitada para la zona de estudio.

Se determinó que la estación Santa Elena presenta una influencia del 100%, como se puede observar en la Ilustración 38, donde se presenta el esquema de los polígonos de Thiessen, en la Tabla 25 se suministra la información de identificación de la estación.

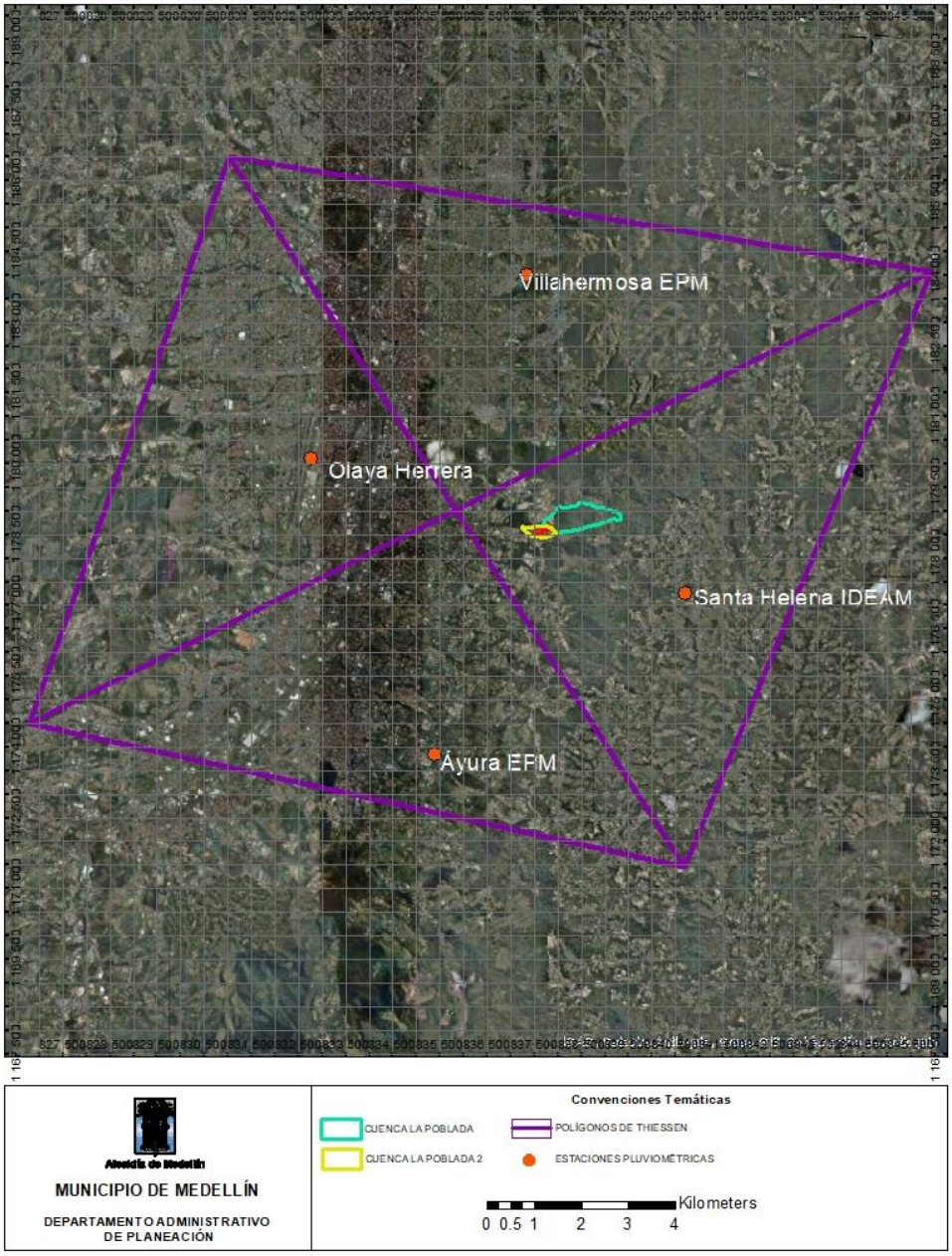


Ilustración 38. Polígonos de Thiessen para las estaciones cercanas a la zona de estudio

Tabla 25. Datos de identificación estación meteorológica Santa Elena

Estación	Tipo	Localización		Elevación m.s.n.m.	Entidad Propietaria	Fecha de inicio
		Latitud	Norte			
Santa Elena	Meteorológica	6.196889	-75.51675	2550	IDEAM	

7.8. Curvas IDF Sintéticas (Vargas Rodrigo, 1998)

Esta metodología es conocida como el Método Simplificado, y se realiza a partir de una correlación de la precipitación máxima en 24 h, el número promedio de días de lluvia al año y la precipitación total anual.

El método propone varias formulaciones dependiendo de los datos disponibles. Es así como se tiene una fórmula en función de las lluvias máximas en 24 h, otra en función de las lluvias máximas en 24 h y el número de días de lluvia al año, y por último una expresión en función de las tres variables, siendo esta la que ofrece un mejor ajuste. Dicha formulación se describe a continuación:

$$I_m = a\frac{T^b}{t^c}M^d N^e PT^f$$

Donde:

- I_m intensidad media [mm/h].
- T periodo de retorno [años].
- t duración de la lluvia [horas].
- N promedio del número de días con lluvia al año.
- PT precipitación Media anual [mm].
- M promedio del valor máximo anual de precipitación diaria [mm].

Para Colombia se han establecido diferentes valores de a, b, c, d, e y f (parámetros de regresión) según las diferentes regiones, como se muestra en la Tabla 26. En la Ilustración 39 se presentan las curvas IDF obtenidas.

Tabla 26. Distribución temporal de las lluvias según Huff, para una probabilidad de excedencia de 50% en el primer cuartil

Región	a	b	c	d	e	f
Andina (R1)	1.61	0.19	0.65	0.75	-0.15	0.08
Caribe (R2)	8.15	0.21	0.50	-0.01	-0.08	0.28
Pacífico (R3)	2.31	0.19	0.58	-0.20	0.12	0.40

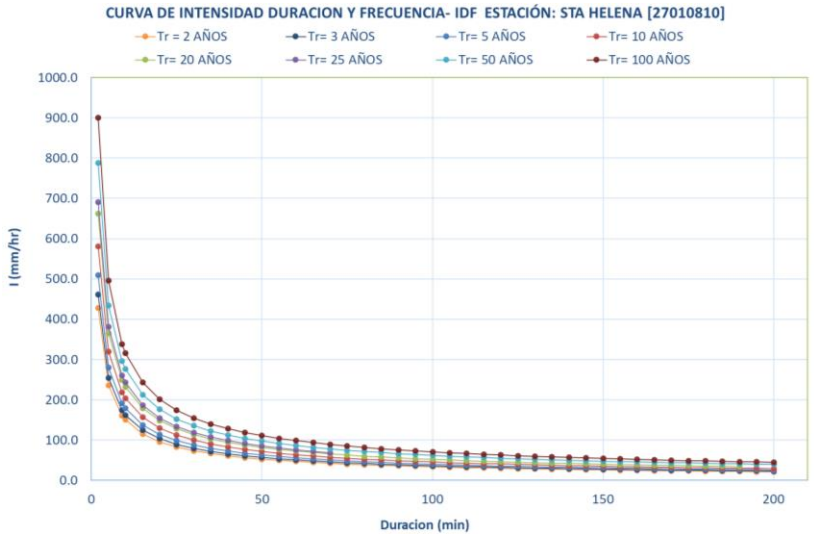


Ilustración 39. Curvas IDF para la estación Santa Elena

7.9. Pérdidas hidrológicas

Para estimar las pérdidas hidrológicas de la cuenca se empleó el método empírico desarrollado por la Oficina de Conservación de Suelos (SCS por sus siglas en inglés) de los Estados Unidos, en el cual se determina un umbral de escorrentía a través de un número de curva CN asignado a la cuenca.

Los conceptos generales utilizados en este método consisten en considerar que la precipitación efectiva (P_e) es siempre menor o a lo sumo igual que la precipitación total (P_t); que la retención acumulada es siempre menor o a lo sumo igual que la retención potencial máxima (S); y que la escorrentía potencial, es decir, el máximo volumen de agua que puede convertirse en escorrentía es $P_t - Ia$, siendo Ia las pérdidas iniciales, normalmente no asociadas a la infiltración (retención superficial, intercepción vegetal). Estableciendo entonces el balance entre infiltración, precipitación y escorrentía se llega a la siguiente expresión:

$$P_e = \frac{(P_{tacum} - Ia)^2}{P_{tacum} - Ia + S}$$

$$Ia = 0.2S$$

$$S(mm) = 25.4\left(\frac{1000}{CN} - 10\right)$$

La retención de potencial máxima (S) se relaciona con el número de curva CN, el cual depende del tipo de suelo, del uso y tratamiento del suelo, de la condición hidrológica y de la humedad antecedente que puede relacionarse con la precipitación en los 5 días anteriores.

Para la zona de estudio se consideró la condición de humedad antecedente AMC III (suelos húmedos), y como condición hidrológica se tomó el Grupo de Suelo B, en el cual se genera una infiltración moderada cuando los suelos están muy húmedos.

En la Tabla 27 se muestran algunos números de curva que han sido resumidos por la SCS (1986) de una larga lista para diferentes condiciones hidrológicas. Si en la cuenca existen cambios en el tipo y el uso del suelo, el coeficiente se pondera según las áreas de influencia.

Tabla 27. Números de Curva para escorrentía con humedad antecedente AMC II (SCS, 1986)

Descripción de usos del suelo	Grupo hidrológico del suelo			
	A	B	C	D
Zona de parqueo pavimentada, techada	98	98	98	98
Calles y carreteras				
Pavimentos con bordillos y alcantarillas	98	98	98	98
Afirmado	76	85	89	91
Suelo compactado	72	82	87	89
Cultivos (cosecha agrícola) del suelo				
Sin tratamientos de conservación (sin terrazas)	72	81	88	91
Con tratamientos de conservación (terrazas, contornos)	62	71	78	81
Pastos o gama de suelos				
Pobre (<50% cobertura del suelo por pastos muy continuos)	68	79	86	89
Buena (50 – 70% cobertura del suelo por pastos poco continuos)	39	61	74	80

Descripción de usos del suelo	Grupo hidrológico del suelo			
	A	B	C	D
Prado (pasto sin pastar y corto para follaje)	30	58	71	78
Rastrojo (bueno, >75% cobertura de suelo)	30	48	65	73
Bosques y selvas				
Pobre (árboles pequeños – rastrojo destruido después de quema o rozada)	45	66	77	83
Regular (rozado, pero sin quema, algunos rastrojos)	36	60	73	79
Bueno (sin rozado, cobertura de suelo rastrojo)	30	55	70	77
Espacios abiertos (pastos, parques, canchas de golf, cementerios, etc.)				
Regular (cobertura de pastos 50 – 75% del área)	49	69	79	84
Bueno (cobertura de pastos >75% del área)	39	61	74	80
Zonas comerciales y de negocios (85% impermeable)	89	92	94	95
Zonas industriales (72% impermeables)	81	88	91	93
Áreas residenciales				
Lotes de 505 m^2, cerca de 65% impermeable	77	85	90	92
Lotes de 1011 m^2, cerca de 38% impermeable	61	75	83	87
Lotes de 2023 m^2, cerca de 25% impermeable	54	70	80	85
Lotes de 4046 m^2, cerca de 20% impermeable	51	68	79	84

En la Ilustración 40 se muestra una fotografía aérea de la zona de estudio, sobre la cual se distribuyeron las diferentes áreas de cobertura en la cuenca La Poblada para el cálculo del número de curva, como se muestra en la Tabla 28.

Tabla 28. Áreas, porcentaje de coberturas y valores de CN cuenca La Poblada

Cobertura	Área [km^2]	Porcentaje [%]	CN	CN Ponderado
Zonas residenciales	0.002	0.3	75	0.20
Pastos	0.039	6.4	61	3.88
Bosques	0.570	93.0	55	51.17
Vías	0.002	0.3	98	0.34
			CN Ponderado	**56**

Sin embargo, como la humedad antecedente a usar en este informe es la AMC III se hace la conversión con base en la siguiente ilustración, así el CN a usar para la cuenca de La Poblada es de 75.

En la Ilustración 40 se muestra una fotografía aérea de la zona de estudio, sobre la cual se distribuyeron las diferentes áreas de cobertura en la cuenca La Poblada 2 para el cálculo del número de curva, como se muestra en la Tabla 28.

Tabla 29. Áreas, porcentaje de coberturas y valores de CN cuenca La Poblada 2

Cobertura	Área [km^2]	Porcentaje [%]	CN	CN Ponderado
Zonas residenciales	0.010	8.2	75	6.12
Pastos	0.066	54.8	61	33.42
Bosques	0.030	25.0	55	13.74
Vías	0.015	12.1	98	11.83
			CN Ponderado	**65**

Sin embargo, como la humedad antecedente a usar en este informe es la AMC III se hace la conversión con base en la siguiente ilustración, así el CN a usar para la cuenca de La Poblada 2 es de 82.

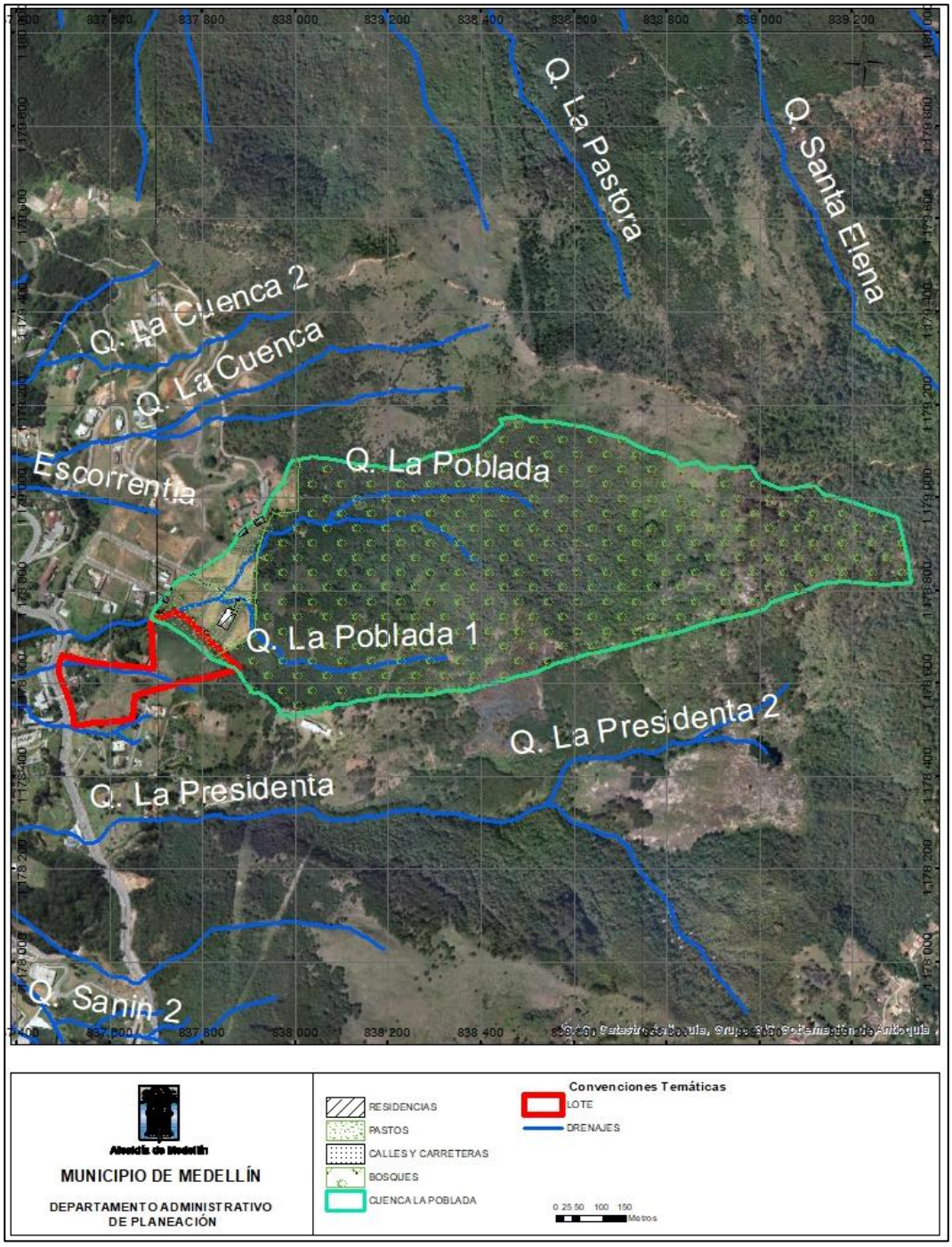


Ilustración 40. Mapa de coberturas en la cuenca La Poblada

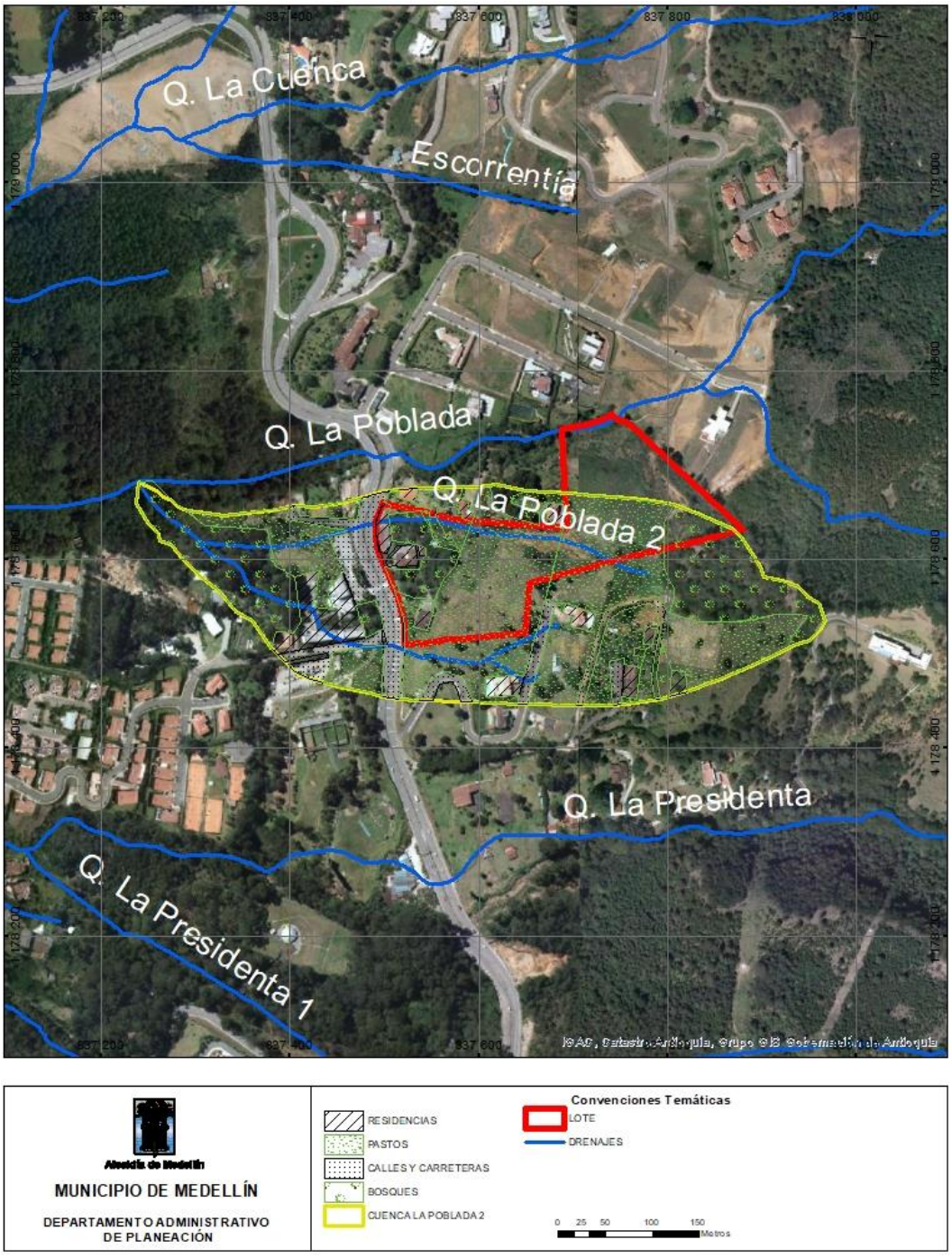


Ilustración 41. Mapa de coberturas en la cuenca La Poblada 2

Tabla 30. Tablas de conversión de humedad antecedente

Numero de Curva Escorrentia correspondiente a tres Condiciones de AMC						
AMC II	AMC I	AMC III		AMC II	AMC I	AMC III
100	100	100		60	40	78
99	97	100		59	39	77
98	94	99		58	38	76
97	91	99		57	37	75
96	89	99		56	36	75
95	87	98		55	35	74
94	85	98		54	34	73
93	83	98		53	33	72
92	81	97		52	32	71
91	80	97		51	31	70
90	78	96		50	31	70
89	76	96		49	30	69
88	75	95		48	29	68
87	73	95		47	28	67
86	72	94		46	27	66
85	70	94		45	26	65
84	68	93		44	25	64
83	67	93		43	25	63
82	66	92		42	24	62
81	64	92		41	23	61
80	63	91		40	22	60
79	62	91		39	21	59
78	60	90		38	21	58
77	59	89		37	20	57
76	58	89		36	19	56
75	57	88		35	18	55
74	55	88		34	18	54
73	54	87		33	17	53
72	53	86		32	16	52
71	52	86		31	16	51
70	51	85		30	15	50
69	50	84				
68	48	84		25	12	43
67	47	83		20	9	37
66	46	82		15	6	30
65	45	82		10	4	22
64	44	81		5	2	13
63	43	80		0	0	0
62	42	79				
61	41	78				

7.10. Hidrogramas sintéticos (caudales)

Son varios los métodos utilizados para determinar el caudal máximo asociado a diferentes períodos de retorno. Según experiencias en otros estudios desarrollados en el área, los modelos SCS y Clark arrojan resultados muy apropiados para el medio, por lo que en este estudio se utilizarán los hidrogramas sintéticos de Snyder, SCS, Clark y se usará como método de apoyo el Racional.

Para realizar el análisis hidrológico de la cuenca se alimentó el programa HEC-HMS 4.0 con los parámetros morfométricos, las precipitaciones y demás parámetros requeridos por cada método, utilizando el método de pérdidas del SCS.

7.10.1. Modelo de Clark

Este método puede ser aplicado a cuencas no instrumentadas con geomorfología, suelos, cobertura vegetal o usos del suelo, y características climáticas similares a las de las cuencas instrumentadas. El proceso de atenuación y translación dominan el movimiento del flujo gradiente abajo a través de la cuenca en respuesta a la gravedad. La atenuación resulta a partir de las fuerzas friccionales y de los efectos de almacenamiento del canal que resisten el flujo.

Parte de la ecuación de continuidad:

$$\frac{ds}{dt} = I_t - O_t$$

Donde:

$\frac{ds}{dt}$ Tasa de cambio del almacenamiento en un tiempo t
I_t Flujo de entrada promedio en el tiempo t
O_t Flujo de salida promedio en el tiempo t

La atenuación del flujo puede ser representado con tanque lineal para el cual el almacenamiento está relacionado con el flujo de salida de la siguiente manera:

$$S_t = RO_t$$

Donde:

S_t Almacenamiento de la cuenca en el tiempo t
R Coeficiente de almacenamiento de la cuenca
O_t Flujo de salida de la cuenca en el tiempo t

Combinando y solucionando las ecuaciones anteriores y empleando un modelo en diferencias finitas aproximado se obtiene la siguiente expresión:

$$O_t = C_A I_t + C_B O_{t-1}$$

Donde C_A y C_B son coeficientes que pueden ser obtenidos mediante la siguiente expresión:

$$C_A = \frac{\Delta t}{R + 0.5\Delta t}$$

$$C_B = 1 - C_A$$

El flujo promedio de salida en el instante t se calcula como:

$$\bar{O}_t = \frac{O_{t-1} - O_t}{2}$$

Clark (1945) observó que la translación del flujo a través de la cuenca puede ser descrita mediante la curva de tiempo-área, la cual expresa la curva de la fracción del área de cuenca que contribuye a la escorrentía de la cuenca como una función del tiempo desde que comienza la precipitación efectiva. La precipitación efectiva es aquella precipitación que ni es retenida en la superficie ni es infiltrada dentro del suelo. La curva tiempo área es delimitada en el tiempo por el tiempo de concentración (t_c) de la cuenca.

El HEC-HMS presenta una curva tiempo - área típica obtenida a partir de estudios realizados en muchas cuencas de Estados Unidos, la cual está dada por la siguiente expresión:

$$\frac{A_t}{A} = \begin{cases} 1.414\left(\frac{t}{t_c}\right)^{1.5} & para\ t \leq \frac{t_c}{2} \\ 1 - 1.414\left(1 - \left(\frac{t}{t_c}\right)\right) & para\ t \geq \frac{t_c}{2} \end{cases}$$

Donde:

A_t Área acumulada contribuyente en el tiempo t
A Área total de la cuenca
t_c Tiempo de concentración de la cuenca

La multiplicación del área contribuyente en el tiempo t multiplicada por la intensidad de la lluvia en el instante t produce el caudal de salida O_t.

Numerosos investigadores han encontrado que no es necesario determinar la curva tiempo-área para la cuenca. Por ejemplo, (H. M. Turner and A. J. Burdoin, 1941) encontraron una hidrógrafa con resultados relativamente aceptables obtenidas cuando la curva de tiempo - área fue sustituida por las formas geométricas simples.

En Illinois el programa de modelación hidrológica HEC-1 (este software es la versión anterior del HEC-HMS), es utilizado típicamente para calcular la hidrógrafa unitaria sintética de Clark. t_c y R son los parámetros requeridos para la modelación en el HEC-1.

El t_c de Clark es ligeramente diferente a la definición típica del tiempo de concentración aplicado en otras metodologías, tal como el método racional. La definición típica del tiempo de concentración es: tiempo de viaje que tarda para la primera gota de la precipitación efectiva en el punto más distante de la cuenca para alcanzar la salida de la misma cuenca.

En la hidrógrafa de Clark t_c es definido como el tiempo desde el fin de la precipitación efectiva hasta el punto de inflexión de la hidrógrafa de escorrentía. El punto de inflexión de la hidrógrafa de escorrentía corresponde al tiempo cuando el flujo sobre el terreno hacia los canales cesa desde el drenaje de los canales de almacenamiento. Por ende, el Tc de Clark es el tiempo de viaje requerido para que la última gota de agua de la precipitación efectiva en el punto más distante hidráulicamente en la cuenca alcance la red de canales. En la mayoría de las aplicaciones del HEC-1,

t_c es determinado a partir de valores calibrados con precipitaciones medidas y datos de escorrentía superficial directa.

Debido a la no presencia de cuencas instrumentadas dentro de zona de estudio, se hace necesario recurrir a la aplicación de metodologías regionalizadas en otros países, específicamente Estados Unidos, con el propósito de poder obtener los parámetros requeridos para la modelación hidrológica con el hidrograma de Clark.

El coeficiente de atenuación, el cual representa el efecto de almacenamiento de un canal, es calculado a partir de un hidrograma observado en la cuenca, tal como se muestra a continuación:

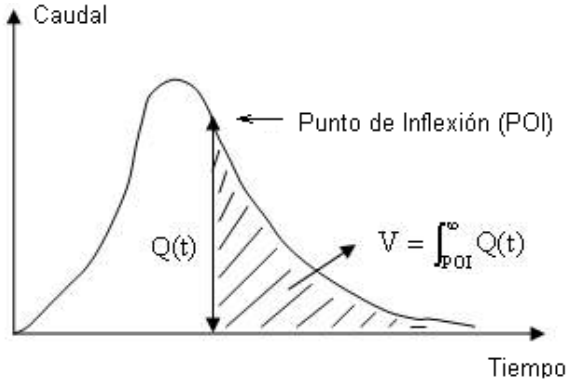


Ilustración 42. Hidrograma de Clark

El valor del coeficiente de almacenamiento (R) se calcula como:

$$R = \frac{\int_{poi}^{\infty} Q(t)dt}{Q_{poi}}$$

La metodología regionalizada con la cual se estimaron los parámetros t_c y R fue implementada en el estado de Illinois, Estados Unidos. Esta metodología utilizó el análisis de regresión múltiple lineal para correlacionar el logaritmo de la media de t_c y la media de R para cada cuenca con los logaritmos del área de la cuenca, pendiente y longitud del canal. Las ecuaciones regionalizadas para t_c y R se expresan a continuación:

$$T_C = 1.54L^{0.875}S^{-0.181}$$

$$R = 16.4L^{0.342}S^{-0.790}$$

Dónde:

L Longitud del cauce expresado en millas.
S Pendiente del canal expresado en ft/milla.
t_c y R En horas.

7.10.2. Modelo de Snyder

El modelo de Snyder deriva un Hidrograma Unitario a partir de algunas características físicas de la cuenca, para ser aplicado en las cuencas donde no se tienen registros históricos de caudal. Este modelo considera los siguientes componentes del hidrograma.

7.10.2.1. Caudal Pico

El modelo propone calcular el caudal pico por milla cuadrada, u_p, mediante la siguiente expresión:

$$u_p = C_p \frac{640}{T_R}$$

Donde:

u_p Caudal pico del Hidrograma Unitario por unidad de área en pie³/s.mi².
C_p Coeficiente.
T Duración de la precipitación efectiva en horas.
T_R Tiempo de rezago.
T_S Duración de la lluvia efectiva en horas.

El coeficiente C_p depende de la topografía de la cuenca variando entre 0.5 y 0.8, por ejemplo, para cuencas de alta pendiente se recomienda emplear valores cercanos a 0.8 mientras que para cuencas de baja pendiente el de 0.5 (menor atenuación del hidrograma de respuesta). Este coeficiente puede ser obtenido si se tiene información simultanea de precipitación y caudal de la cuenca, lo cual solo es posible en cuencas instrumentadas.

Cuando el hidrograma unitario sintético a construir corresponda a una precipitación efectiva el caudal pico del hidrograma unitario por unidad de área puede calcularse con la ecuación anterior; en caso contrario si la duración de la lluvia es diferente puede calcularse como:

$$u_p = C_p \frac{640}{T_R + {(T - t_s)}/{4}}$$

Una vez obtenido el caudal pico por unidad de área de la cuenca, el caudal pico total se obtiene como:

$$U_p = u_p A_c$$

Donde:

A_c Área de la cuenca en mi².
UP Caudal pico del Hidrograma Unitario Sintético en pie³/s/pul.

7.10.2.2. Tiempo al pico

El tiempo puede calcularse como:

$$T_P = \frac{T}{2} + T_R$$

Donde:

T_P Tiempo al pico en horas.
T Duración de la lluvia en horas.
T_R Tiempo de rezago en horas.

7.10.2.3. Tiempo de rezago

El modelo emplea como definición de tiempo de rezago (T_R), el tiempo comprendido entre el centroide del hietograma de precipitación efectiva y el pico del hidrograma de escorrentía directa correspondiente. Se asume que el rezago es constante para una cuenca, ya que depende de algunas características físicas y no está determinado por el tipo de lluvia o sus variaciones. El tiempo de rezago se calcula mediante la siguiente ecuación de regresión:

$$T_R = \frac{L_c^{0.8}(S+1)^{0.7}}{1900 S_c^{0.5}}$$

Donde T_R es el tiempo de rezago en horas, Lc es la longitud del canal principal en pies, S es el factor de retención o almacenamiento calculado en términos del número de curva CN y S_c es la pendiente de la cuenca en porcentaje. Para las cuencas en donde se obtienen tiempos de rezago mayores que el tiempo de concentración se recomienda utilizar la siguiente expresión:

$$T_R = 0.6 T_c$$

7.10.2.4. Duración de la lluvia seleccionada por Snyder

Snyder consideró lluvias que estuvieran de acuerdo con el tamaño de la cuenca, definiendo para ellas una duración de 1/5.5 veces el tiempo de rezago de la cuenca, es decir:

$$t_s = \frac{T_R}{5.5}$$

Donde t_s es la duración de la lluvia efectiva en horas.

7.10.2.5. Duración de la escorrentía superficial

Para el cálculo del tiempo base del Hidrograma Unitario se propone la siguiente ecuación:

$$t_b = 3 + 3\frac{T_R}{24}$$

Donde t_b es el tiempo base en días con T_R en horas. Esta ecuación da una estimación razonable del tiempo base para cuencas grandes, pero produce valores excesivamente altos para cuencas pequeñas. En estas el tiempo base puede calcularse, en forma aproximada, como 3 a 5 veces el tiempo al pico.

7.10.2.6. Esquematización de la hidrógrafa

El Cuerpo de Ingenieros de los EEUU introdujo después de los estudios de Snyder dos ecuaciones adicionales a este modelo, con el objeto de obtener otros cuatro puntos del Hidrograma Unitario Sintético de Snyder que facilitan su definición. Estas ecuaciones son:

$$W_{50} = \frac{770}{u_p^{1.08}} \qquad W_{75} = \frac{440}{u_p^{1.08}}$$

Donde u_p es el caudal pico por unidad de área en pie³/s mi², W_{50} es el intervalo de tiempo en horas, correspondiente al 50% del caudal pico y W_{75} es el intervalo de tiempo en horas, correspondiente al 75% del caudal pico.

Como se puede ver en la Ilustración 43 cada intervalo de tiempo se ubica en la curva de tal forma que su tercera parte quede a la izquierda de la vertical que pasa por el pico del Hidrograma Unitario y las otras dos terceras partes a la derecha de dicha línea (Snyder, 1938). Para las cuencas del lote se estima entonces un valor C_p el valor de 0.7.

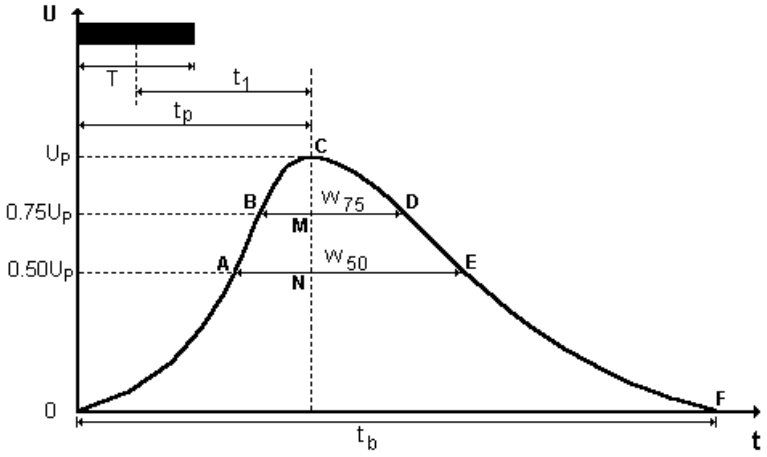


Ilustración 43. Esquematización del Hidrograma Unitario Sintético de Snyder

7.10.3. Modelo de SCS

El Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos. (Soil Conservation Service, SCS) desarrolló un Hidrograma Unitario Adimensional a partir de una serie de hidrógrafas observadas, correspondientes a cuencas de muy diversos tamaños y ubicadas en distintos sitios de los Estados Unidos.

Para este modelo, se requiere la definición de los siguientes parámetros:

7.10.3.1. Relación entre tiempos característicos.

El Hidrograma Unitario adimensional curvilíneo del S.C.S puede ser representado por un hidrograma Unitario Triangular equivalente, con las mismas unidades de tiempo y caudal, teniendo por

consiguiente el mismo porcentaje del volumen en el lado creciente del hidrograma como se observa a continuación:

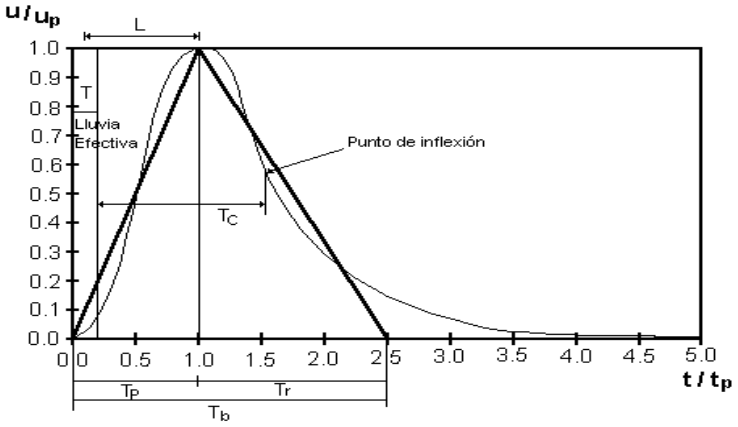


Ilustración 44. Hidrograma unitario adimensional del S.C.S.

7.10.3.2. Caudal pico

El caudal pico en pies cúbicos por segundo por pulgada se puede calcular como:

$$U_p = \frac{484 A_c}{T_p}$$

Donde U_p es el caudal pico correspondiente a un Hidrograma Unitario, A_c es el área de la cuenca en millas cuadradas y T_p es el tiempo al pico en horas.

7.10.3.3. Obtención del tiempo de concentración según el SCS

El método del SCS utiliza el tiempo de concentración, el cual se define como el tiempo que demora la escorrentía en llegar desde el punto más lejano de la cuenca hasta el punto de aforo, o de manera equivalente, el tiempo que transcurre desde el final de la lluvia efectiva hasta el punto de inflexión de la rama decreciente del Hidrograma Unitario. Con base en esto, el SCS propone una relación promedio entre el tiempo de rezago, T_R y el tiempo de concentración, T_C, como:

$$T_C = \frac{5}{3} T_R$$

El tiempo de rezago, T_R, definido como el tiempo en horas desde el centroide del hietograma de la precipitación efectiva hasta el caudal pico del hidrograma unitario, puede calcularse como:

$$T_R = \frac{L_c^{0.8}(S+1)^{0.7}}{1900 S_c^{0.5}}$$

Donde Lc es la longitud del canal principal en pies, S_c es la pendiente promedio de la cuenca en porcentaje y S es el factor de retención o almacenamiento en pulgadas.

El factor de retención o almacenamiento S se obtiene del método de la S.C.S para perdidas mediante la siguiente expresión:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10$$

Donde CN es el Número de Curva.

7.10.3.4. Duración del Hidrograma Unitario, T

El tiempo al pico, T_p está dado como:

$$T_p = \frac{T}{2} + T_R$$

Donde T es la duración de la lluvia efectiva en horas y T_R es el tiempo de rezago en horas.

La relación promedio entre el rezago y el tiempo de concentración, puede escribirse de la siguiente manera:

$$T_R = 0.6T_c$$

Los valores del tiempo de rezago según esta expresión son los mismos obtenidos para el Hidrograma Unitario de Snyder.

Se puede demostrar que la relación entre la duración T de la precipitación efectiva a la que se le va a construir el hidrograma unitario y el tiempo de concentración está dada como:

$$T = 0.133T_c$$

7.10.4. Método Racional

El caudal se estimó utilizando el Método Racional, el cual propone la siguiente expresión:

$$Q = \frac{CiA}{3.6}$$

Para el cálculo del coeficiente de escorrentía C se proponen los valores presentados en la Tabla 31, en función de las condiciones del relieve, la permeabilidad del suelo, la vegetación y la capacidad de almacenaje de agua. Los valores más elevados para cada tipo de superficie corresponden a las pendientes más fuertes y a los suelos menos permeables. Cuando la cuenca se compone de zonas de distintas características, se debe obtener un coeficiente ponderado de escorrentía, teniendo en cuenta el área y los coeficientes de las zonas que lo constituyen.

Tabla 31. Cálculo del coeficiente ponderado de escorrentía

Descripción	Coeficiente de escorrentía C			
1. Relieve del terreno	40 Muy accidentado pendientes	30 Accidentado pendientes	20 Ondulado pendientes	10 Llano pendientes

Descripción	Coeficiente de escorrentía C			
	superiores al 30 %	entre el 10% y el 30 %	entre el 5% y el 10 %	inferiores al 5 %
2. Permeabilidad del suelo	20 Muy impermeable Roca	15 Bastante impermeable Arcilla	10 Bastante permeable Normal	5 Muy permeable Arena
3. Vegetación	20 Ninguna	15 Poca Menos del 10% de la superficie	10 Bastante Hasta el 50% de la superficie	5 Mucha Hasta el 90% de la superficie
4. Capacidad de almacenaje de agua.	20 Ninguna	15 Poca	10 Bastante	5 Mucha
Valor de K comprendido entre	75-100	50-75	30-50	25-30
Valor de ponderado de C	0.65-0.80	0.50-0.65	0.35-0.50	0.20-0.35

En la mayor parte de los casos se obtendrá un valor suficientemente aproximado del coeficiente de escorrentía. A cada suma de índices k para las cuatro (4) condiciones generales señaladas en la misma tabla corresponderá un valor de C, de acuerdo con los límites que en la misma se establecen.

Las tablas habituales para estimar el coeficiente de escorrentía hacen depender su valor únicamente del tipo de terreno y de su cobertura. En algunos casos también lo hacen depender de la pendiente y del periodo de retorno, pero casi todas se olvidan de la humedad antecedente del suelo. Una forma de tener en cuenta este factor es estableciendo una relación entre el número de curva y el coeficiente de escorrentía: Por definición el coeficiente de escorrentía es:

$$C = \frac{E_s}{P}$$

E_s Escorrentía

P Precipitación

La escorrentía superficial (E_s) que genera cualquier aguacero (P) se puede cuantificar mediante el método del número de curva. Admitiendo la relación habitual (Infiltración inicial 0.2S), se tiene que:

$$E_s = \frac{(P - I_a)^2}{P + 4I_a} \quad \rightarrow \quad C = \frac{E_s}{P} = \frac{(P - I_a)^2}{P^2 + 4PI_a}$$

Así determinando un valor adecuado para el número de curva podemos obtener valores del coeficiente de escorrentía para cada periodo de retorno y para la precipitación correspondiente al tiempo de concentración.

Tabla 32. Cálculo coeficiente de escorrentía para diferentes periodos de retorno Poblada

TR (AÑOS)	LA POBLADA
2.33	0.02
5	0.05
10	0.08
25	0.12
50	0.15
100	0.19

Tabla 33. Cálculo coeficiente de escorrentía para diferentes periodos de retorno Poblada 2

TR (AÑOS)	LA POBLADA
2.33	0.01
5	0.03
10	0.05
25	0.09
50	0.12
100	0.16

7.10.5. Caudales calculados para las cuencas de las quebradas La Poblada y La Poblada 2

Para el tiempo de lluvia y cada metodología propuesta fueron entonces estimadas las hidrógrafas de respuesta en la cuenca, obteniendo de esta forma los caudales máximos para las diferentes intensidades de lluvia y períodos de retorno, tal como se presenta a continuación.

La intensidad de la lluvia para el tiempo de concentración de 9 minutos para la estación Miguel de Aguinaga para los diferentes periodos de retorno corresponde a la siguiente:

Tabla 34. Intensidades estación Miguel de Aguinaga para diferentes períodos de retorno Tc= 9 minutos Q. Poblada

Tr (años)	I (mm/h)
2.33	161
5	192
10	218
25	260
50	297
100	338

La intensidad de la lluvia para el tiempo de concentración de 2 minutos para la estación Miguel de Aguinaga para los diferentes periodos de retorno corresponde a la siguiente:

Tabla 35. Intensidades estación Miguel de Aguinaga para diferentes períodos de retorno Tc= 2 minutos Q. Poblada

Tr (años)	I (mm/h)
2.33	428
5	509
10	581
25	691
50	789
100	899

Finalmente, para el tiempo de lluvia fueron estimadas las hidrógrafas de respuesta de la cuenca, obteniendo de esta forma los caudales máximos para las diferentes intensidades de lluvia y periodos de retorno, los cuales se muestran en la Tabla 36.

Tabla 36. Caudales de diseño en la cuenca de la quebrada La Poblada para diferentes periodos de retorno

Modelo	Tr (años)					
	2.33	5	10	25	50	100
	Q (m³/s)					
Snyder	0.5	0.6	1.1	2.3	3.6	5.3
SCS	0.6	0.7	1.2	2.4	3.8	5.7
Clark	0.4	0.5	0.9	1.9	3	4.5
Racional	0.6	1.6	2.8	5.2	7.7	11.0

Tabla 37. Caudales de diseño en la cuenca de la quebrada La Poblana 2 para diferentes periodos de retorno

Modelo	Tr (años)					
	2.33	5	10	25	50	100
	Q (m³/s)					
Snyder	0.1	0.1	0.2	0.4	0.6	0.8
SCS	0.1	0.2	0.3	0.6	1	1.5
Clark	0.09	0.1	0.2	0.3	0.5	0.7
Racional	0.2	0.6	1.1	2.1	3.3	4.8

7.10.6. Selección de caudales de diseño

De las hidrógrafas de respuesta en los métodos utilizados se puede concluir que los valores de los caudales hallados, utilizando las metodologías se encuentran muy cercanos entre sí para las dos cuencas de estudio, sin embargo, el método racional es el método por el cual se tienen valores extremos por tal motivo se descarta.

A partir de las conclusiones anteriores, y por razones de seguridad en los cálculos de los caudales, se determina que los caudales de diseño serán los promedios de dichos métodos excluyendo el método racional.

Tabla 38. Caudales Seleccionados Q. Poblada

TR (AÑOS)	POBLADA					
	2.33	5	10	25	50	100
Q (m³/s)	0.5	0.6	1.1	2.2	3.5	5.2

Tabla 39. Caudales Seleccionados Q. Poblada 2

TR (AÑOS)	POBLADA					
	2.33	5	10	25	50	100
Q (m³/s)	0.1	0.1	0.2	0.4	0.7	1.0

8. CARACTERIZACIÓN HIDRÁULICA

La modelación hidráulica de las quebradas La Poblada y La Poblada 2 se realizó con el Software IBER (G. España, 2012). Este es un modelo matemático bidimensional para la simulación del flujo en lámina libre y procesos de transporte de sedimentos en ríos y deltas, desarrollado por el Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente, GEAMA (Universidad de A Coruña, UDC), el Instituto FLUMEN (Universidad Politécnica de Catalunya, UPC, y el Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE), en el marco de un Convenio de Colaboración suscrito entre el CEDEX y la Dirección General del Agua.

Tanto las ecuaciones hidrodinámicas, como los modelos de turbulencia y el modelo de transporte de sedimentos, se resuelven en forma integral por el método de volúmenes finitos en una malla no-estructurada (el método de volúmenes finitos es uno de los más extendidos y comúnmente utilizados en dinámica de fluidos por ser muy eficiente para la resolución de leyes de conservación).

Las características de los esquemas numéricos utilizados en IBER son las siguientes:

- Esquemas en volúmenes finitos, planteados en forma integral y conservativa
- Esquemas descentrados tipo Roe de alta resolución
- Capacidad de resolver flujo subcrítico, supercrítico y cambios de régimen.
- Mallas no-estructuradas formadas por elementos de 3 o 4 lados
- Esquemas explícitos en tiempo (modelación en periodos de tiempo especificados por el usuario)
- Tratamiento de frentes seco-mojado mediante esquemas estables y conservativos (sin pérdida de masa).

Estas características funcionan con las ecuaciones unidimensionales de Saint-Venant [1], estas modelan problemas de interés práctico en el ámbito del flujo de aguas con superficie libre, entre ellos se encuentran los problemas de mareas, rotura de olas en las playas, flujo de agua en ríos, rotura de presas entre otros. De igual manera, las ecuaciones de Saint-Venant pueden ser aplicadas a flujos de mezclas heterogéneas y a la modelación de flujos atmosféricos. Un supuesto importante en la deducción de las aproximaciones es suponer que la presión es hidrostática, la cual resulta de asumir que en la aceleración vertical de las partículas es despreciable el efecto de la presión (J. C. Gonzalez, 2012).

8.1. Modelación hidráulica en condiciones actuales

Los levantamientos topográfico y batimétrico proporcionaron las condiciones iniciales para alimentar el modelo IBER; con la información levantada por las comisiones de topografía (información entregada por el contratante) se generó un DEM “modelo de elevación digital”, por medio del SIG (sistema de información geográfico), donde se da un tamaño de celda al raster creado

[1] Para ver los análisis matemáticos de dichas ecuaciones ver J. C. Gonzalez, (2012).

(ver Ilustración 46), de tal manera que el DEM se ajustara lo mejor posible a la topografía real del sitio y así alimentar el modelo. (Las imágenes satelitales usadas en las siguientes ilustraciones no están escaladas ni georreferenciadas, por lo tanto, son una aproximación de como la topografía levantada se ajusta a la realidad. Cabe recordar que son un esquema, por lo tanto, hay zonas que no se ajustan a la fotografía).

Ilustración 45. Modelo de elevación digital para alimentar el modelo IBER quebrada La Poblada

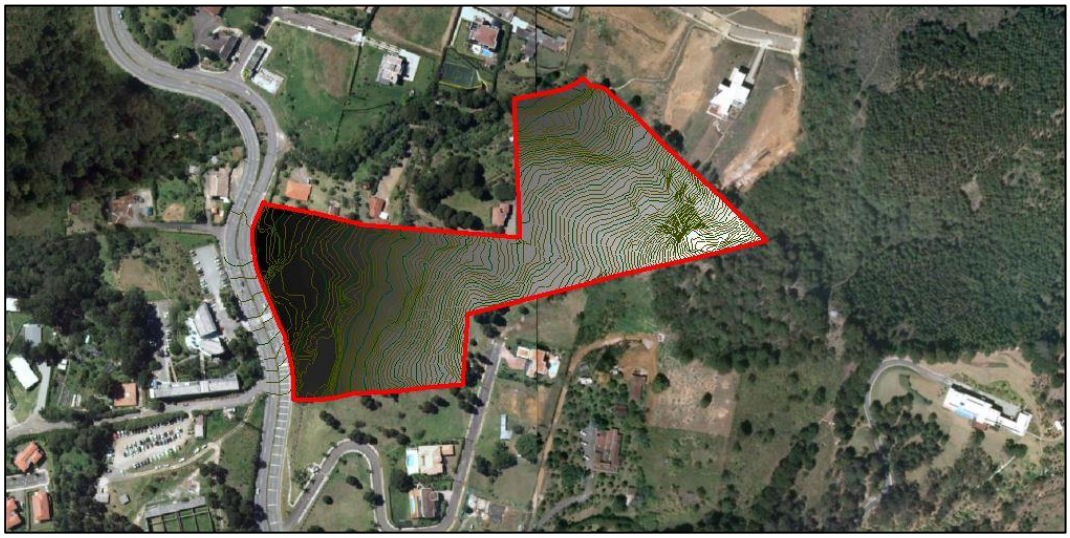


Ilustración 46. Modelo de elevación digital para alimentar el modelo IBER quebrada La Poblada 2

Para modelar la hidráulica, se dieron condiciones de frontera para la entrada y salida del agua, de rugosidad y datos de caudal. Es decir, se especificaron los sitios por donde entra y sale el agua del modelo, las condiciones de flujo, la rugosidad que poseen los diferentes tramos de la corriente modelada y se introdujeron los datos de caudal requeridos para el modelo (ver Tabla 38). Para el

lecho se optó por una rugosidad de Manning 0.025, valor característico para canales con poca vegetación, lecho sin cantos rodados y la geomorfología de estas quebradas. A pesar de que puede que esta rugosidad sea baja para este tipo de corrientes, se usa para tener un factor de seguridad más alto frente a la situación de influencia directa en el lote (J. Oliveras, 2016).

Con los caudales para alimentar el modelo hidráulico con los diferentes periodos de retorno, se debían ingresar los datos hidrodinámicos como el tipo de flujo que poseen las condiciones de contorno (subcrítico, crítico y supercrítico). En el presente modelo se estableció como condición de contorno en la entrada flujo subcrítico; dado que el lote se encuentra alejado de la condición de entrada, lo cual amplia suficientemente el dominio para hacer converger el flujo a subcrítico (Flumen, G. España, and CEDEX, 2012).

8.2. Manchas de inundación

Se elaboró un modelo hidráulico para la quebrada La Poblada y otro para la quebrada La Poblada 2, siendo esta la de mayor influencia en el lote, ya que la zona de influencia de la quebrada La Poblada es muy poca; de igual manera se verificará la afectación de ambas en el lote y se compararán con los retiros del AMVA. Luego de corrido el modelo hidráulico y con el fin de determinar las zonas de afectación para los diferentes periodos de retorno, se obtuvieron las manchas de inundación en condiciones actuales.

En la Ilustración 47 ala Ilustración 52 se observan láminas de agua que no superan los 0.41 m. A pesar de que esta zona se evidencia afectación del lote (demarcación roja), esta es una zona de grandes pendientes que no favorece la inundación hacia la parte sur. De igual manera, la zona está caracterizada como amenaza por inundación media.

Ilustración 47. Esquema Mancha de inundación TR 2.33 años Estado actual quebrada La Poblada

Ilustración 48. Esquema Mancha de inundación TR 5 años Estado actual La Poblada

Ilustración 49. Esquema Mancha de inundación TR 10 años Estado actual La Poblada

Ilustración 50. Esquema Mancha de inundación TR 25 años Estado actual La Poblada

Ilustración 51. Esquema Mancha de inundación TR 50 años Estado actual La Poblada

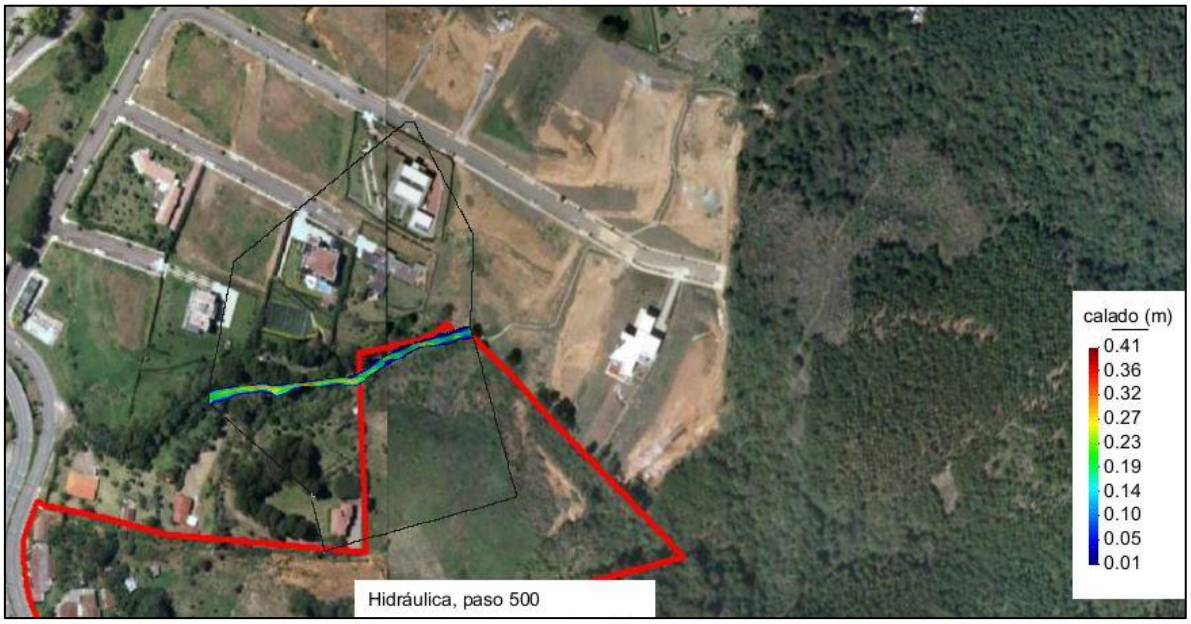


Ilustración 52. Esquema Mancha de inundación TR 100 años Estado actual La Poblada

En la Ilustración 53 a la Ilustración 57 se observan láminas de agua que no superan los 10 cm, y se van con alturas inferiores a 2 cm por el cauce del canal. Es de suma importancia que este modelamiento se realizó sin tener presente que el agua de la quebrada La Poblada 2 está siendo captada por una tubería de PVC de 4”; por lo tanto, se asumen condiciones más críticas al evaluar toda el agua sobre el cauce. No se evidencia afectación de importancia en la zona del lote, así como se mencionaba que en el POT de Medellín no existe amenaza por inundación de la quebrada la Poblada 2, y menos en el tramo que atraviesa el lote de la Colegiatura. Sin embargo, se debe mantener por protección del lote canales perimetrales para conducir las aguas lluvias.

Nota: Las imágenes satelitales son de Google maps y Google Earth, son esquemáticas para mostrar aproximadamente el recorrido del agua en el lote y sus alrededores.

Ilustración 53. Esquema Mancha de inundación TR 2.33 y 5 años Estado actual quebrada La Poblada 2

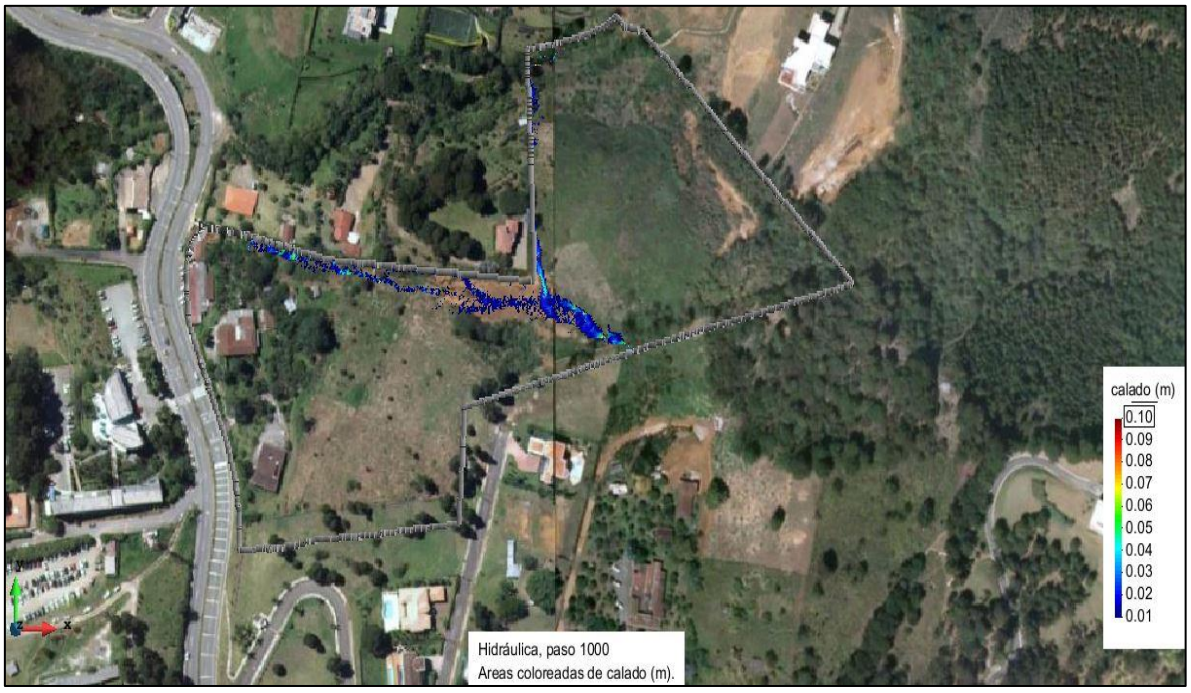


Ilustración 54. Esquema Mancha de inundación TR 10 años Estado actual La Poblada 2

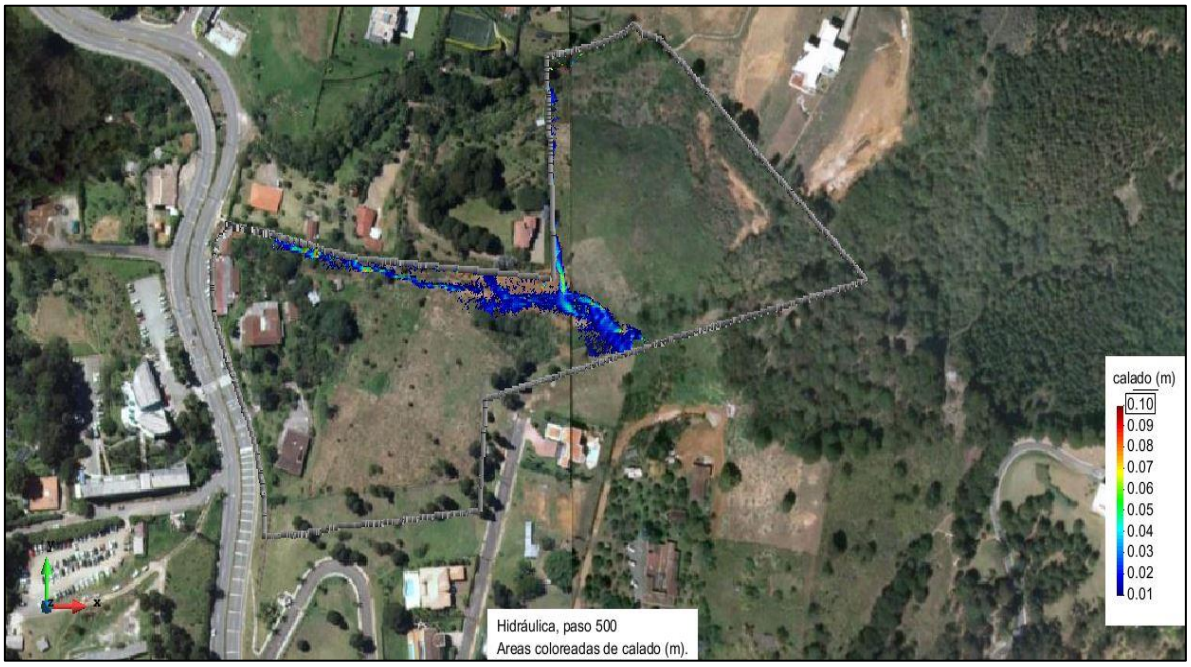


Ilustración 55. Esquema Mancha de inundación TR 25 años Estado actual La Poblada 2

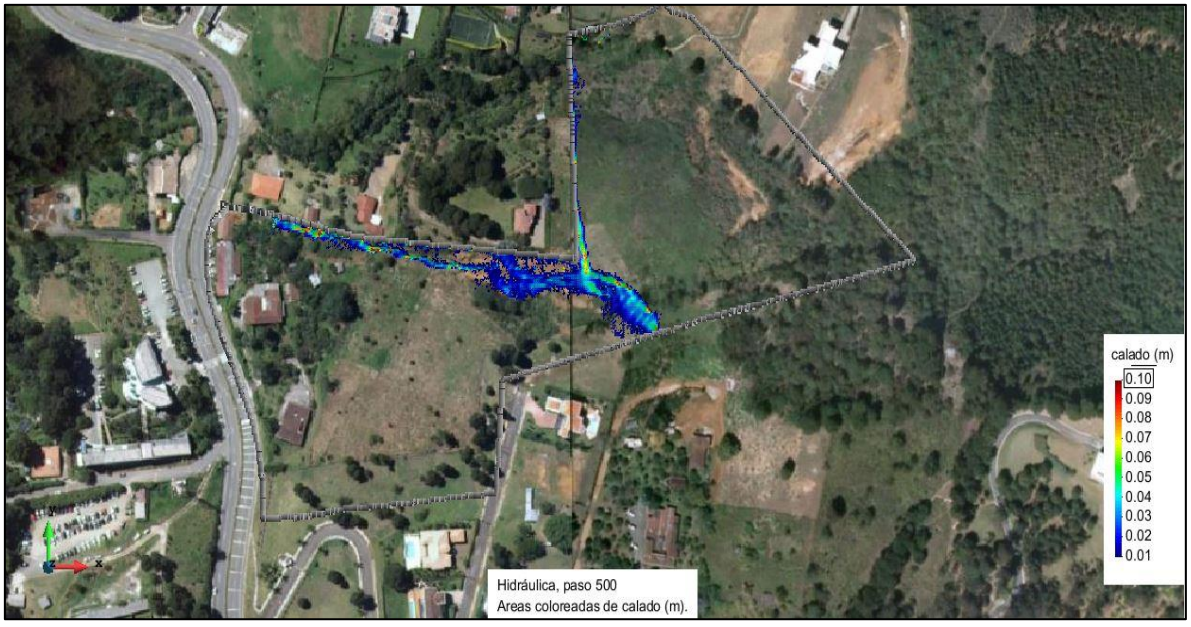


Ilustración 56. Esquema Mancha de inundación TR 50 años Estado actual La Poblada 2

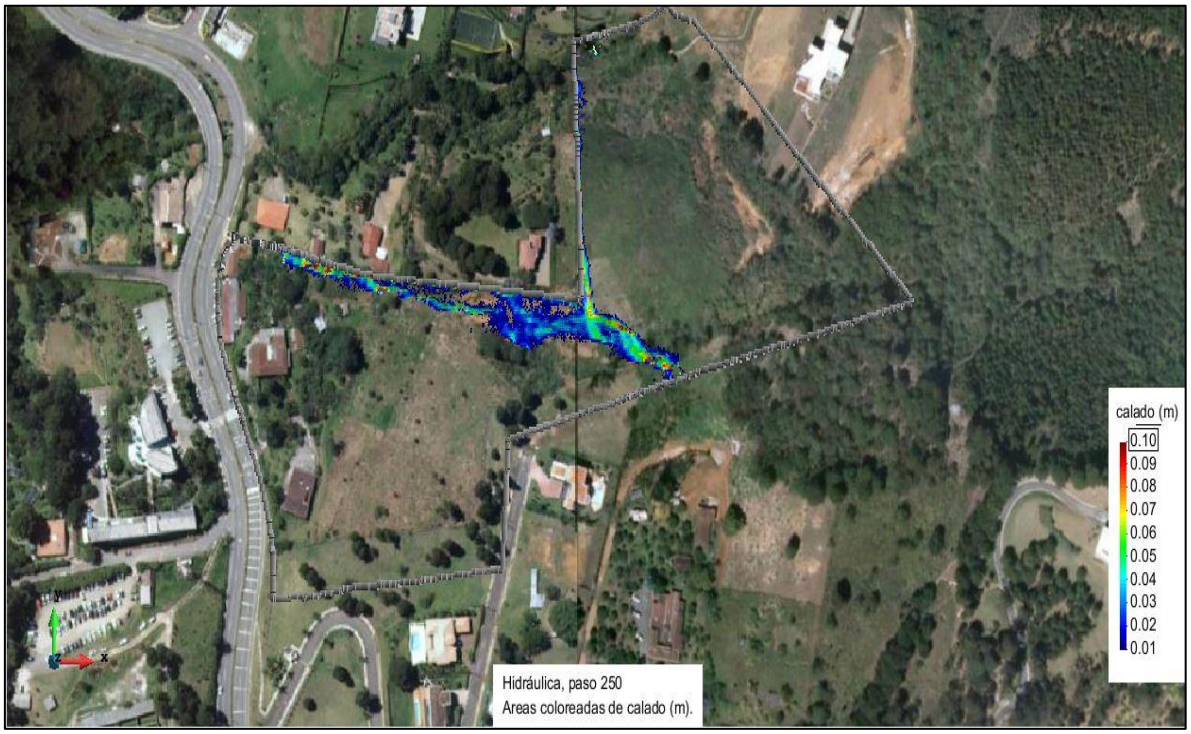


Ilustración 57. Esquema Mancha de inundación TR 100 años Estado actual La Poblada 2

- **Froude**[2]

El número de Froude está dado por la relación de las fuerzas inerciales respecto a las fuerzas gravitacionales, lo cual representa el régimen del flujo. Así, el número de Froude está dado por la siguiente ecuación:

$$F = \frac{V}{\sqrt{g * D}}$$

Donde:

V Velocidad del flujo.

g Aceleración de la gravedad.

D Relación entre el área mojada de la sección transversal de un canal y su ancho superficial.

Cuando Froude es igual a 1 indica un régimen crítico, cuando es menor que 1 es un régimen subcrítico (propio de flujos tranquilos; si se deja caer una piedra sobre el agua la perturbación se desplazará aguas arriba y aguas abajo), y cuando es mayor a 1 es un régimen supercrítico (propio de flujo torrenciales, rápidos o ríos de montaña; si se lanza la piedra el agua se desplazará solo aguas

[2] Dado que Froude es función de la velocidad del flujo y esta variable es de gran importancia para los diseños y asimilación de las condiciones hidrodinámicas, paralelamente se hará el análisis de esta variable.

abajo del sitio). Bajo esta premisa se refuerza las condiciones iniciales asumidas al inicio de los análisis.

En la Ilustración 58 a la Ilustración 61 se muestran los valores de Froude y velocidad para las quebradas La Poblada y La Poblada 2 para un período de retorno de 100 años.

Ilustración 58. Velocidad TR 100 años Estado actual La Poblada

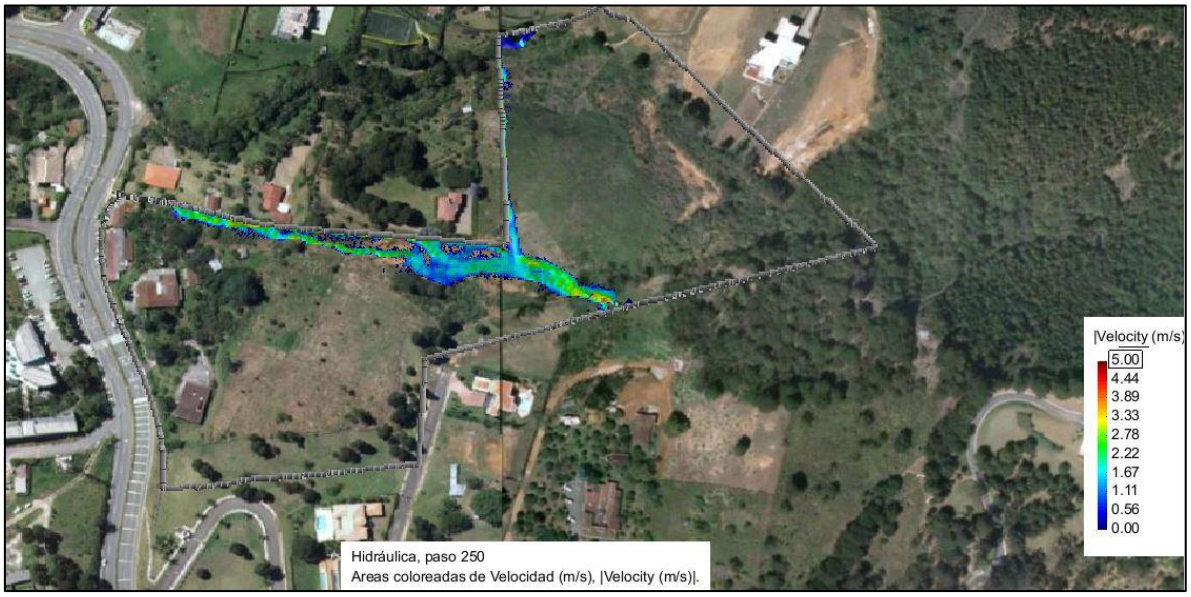


Ilustración 59. Velocidad TR 100 años Estado actual La Poblada 2

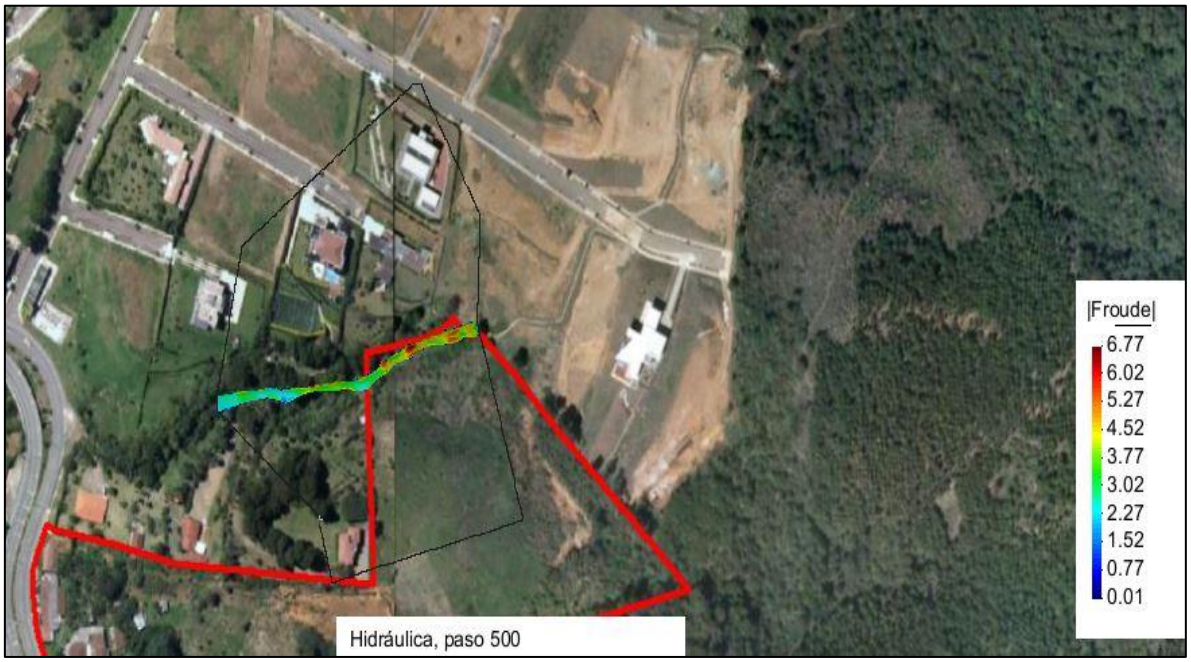


Ilustración 60. Froude TR 100 años Estado actual La Poblada

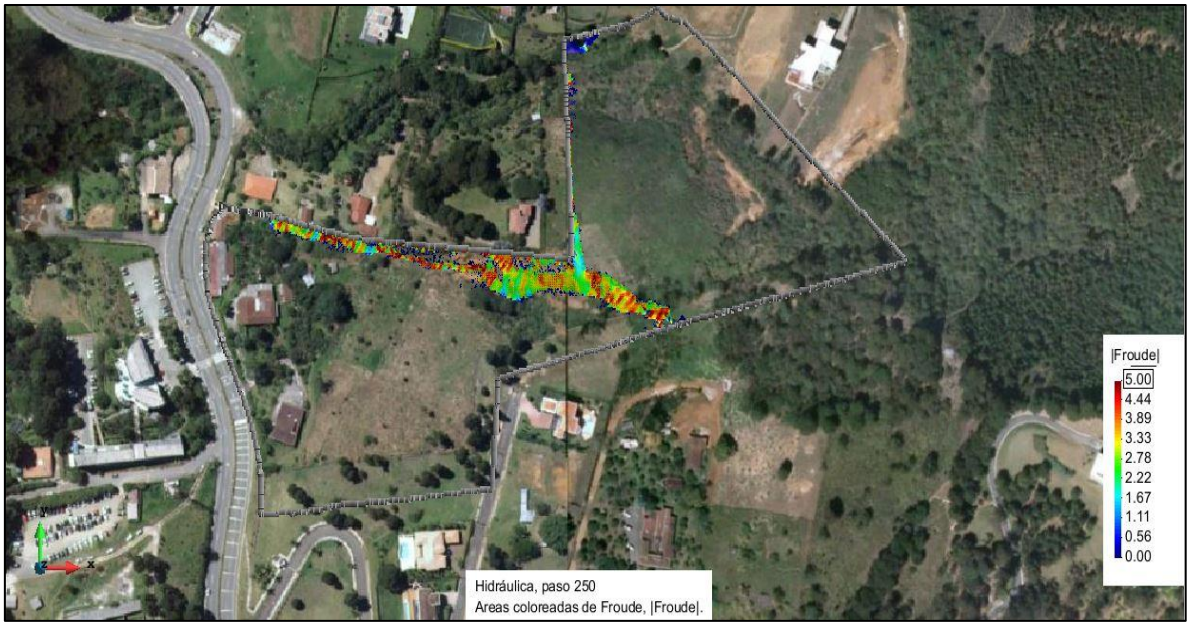


Ilustración 61. Froude TR 100 años Estado actual La Poblada 2

Ambas quebradas poseen flujos subcríticos debido a su geometría del canal bajo. Por lo tanto, poseen áreas mojadas no muy grandes y velocidades considerables dadas las pendientes de la zona, característica especial de corrientes de montaña. Sin embargo, no se evidencia torrencialidad en estas zonas.

Dadas las condiciones del sitio, las quebradas La Poblada no afectan el sitio de estudio, por tal motivo no es necesaria ninguna intervención hidráulica sobre la misma.

Sin embargo para la quebrada La Poblada 2, a pesar de que no existen grandes láminas de aguas se decide proyectar una canalización con un canal trapezoidal en material de bioingeniería, para este caso el canal se adecuará con bolsacretos, para generar una mayor capacidad hidráulica y que no existan salidas de aguas así sea con láminas de agua pequeñas (no superiores a 10 cm)

8.3. Diseño canal quebrada La Poblada 2

Para el modelamiento de la quebrada La Poblada 2 se usará el caudal correspondiente al período de retorno de 100 años, sin embargo para tener en cuenta la avenidas torrenciales y según el acuerdo 09 de 2012 "Directrices y alineamientos para la elaboración de los estudios geomorfológicos, hidrológicos, hidráulicos, hidrogeológicos y geotécnicos para intervenciones en zonas de laderas, en el valle de aburra" se tiene que para este tipo de eventos el caudal de modelación se debe mayorar en un 40% por tal motivo, el caudal de diseño del canal es de 1.4 m^3/s (mayorado).

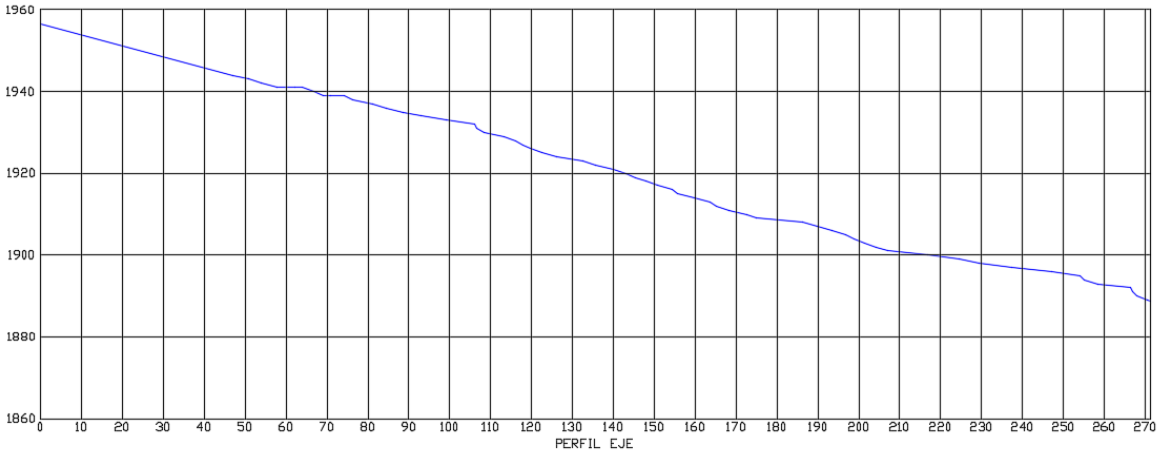


Ilustración 62. Perfil quebrada Poblada 2

Así lo parámetros de diseño para el canal rectangular son los siguientes:

Base menor:	0.80 m
Base mayor:	1.40 m
Pendiente margen:	1.0V:0.5H
Pendiente canal:	0.25
Altura canal:	0.60 m
Coeficiente rugosidad Manning Bolsacreto:	0.019

Para verificar que la geometría del canal es adecuada se hace rectificación mediante las ecuaciones de Manning con el programa FLOW PRO 2.1, el cual permite el cálculo de flujo gradualmente variado de láminas de agua, y capacidad de canales abiertos artificiales, este basado en la ecuación de flujo de Manning, la cual se expresa a continuación.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

El programa permite evaluar según las variables que se tenga, permitiendo calcular todas en función de las demás. En este se identifica los perfiles de flujo gradualmente variado que se presentan en canales artificiales prismáticos, en la siguiente ilustración se muestra como son estos flujos.

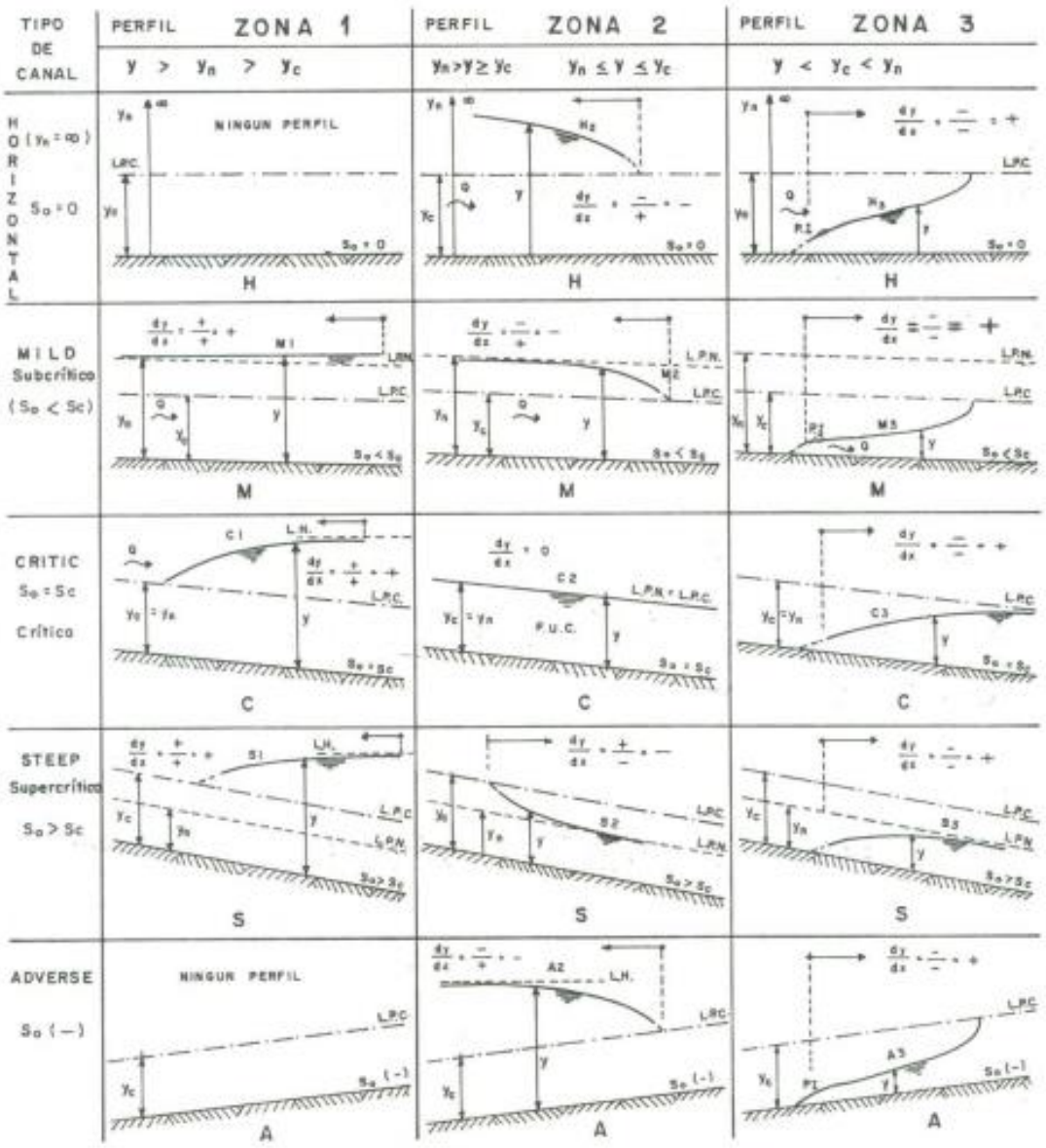


Ilustración 63. Perfiles de flujo gradualmente variados[6]

La siguiente ilustración es un cuadro resumen y ejemplos gráficos de los posibles perfiles de flujo gradualmente variado en canales prismáticos.

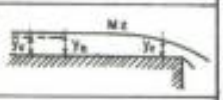
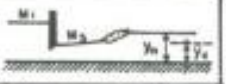
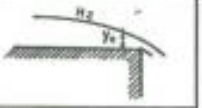
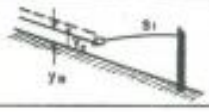
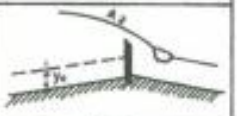
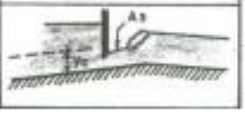
Pendiente del canal	Relaciones de profundidad	$(\frac{dy}{dx})$	Profundidad en el sentido de la corriente	Símbolo	Tipo de flujo	Forma del perfil
Suave $0 < S_o < S_c$	$y > y_n > y_c$	+	Aumenta	M_1	Subcrítico	
	$y_n > y > y_c$	−	Disminuye	M_2	Subcrítico	
	$y_n > y_c > y$	+	Aumento	M_3	Supercrítico	
Horizontal $S_o = 0$ $y_n = \infty$	$y > y_c$	−	Disminuye	H_2	Subcrítico	
	$y_c > y$	+	Aumento	H_3	Supercrítico	
Crítica $S_o = S_c$ $y_n = y_c$	$y > y_c = y_n$	+	Aumenta	C_1	Subcrítico	
	$y = y_c = y_n$	0	Constante	C_2	Uniforme, crítico	
	$y_n = y_c > y$	+	Aumenta	C_3	Supercrítico	
Pronunciada $S_o > S_c < 0$	$y > y_c > y_n$	+	Aumenta	S_1	Subcrítico	
	$y_c > y > y_n$	−	Disminuye	S_2	Supercrítico	
	$y_c > y_n > y$	+	Aumenta	S_3	Supercrítico	
Adversa $S_o > 0$ $y_n = \infty$	$y > y_c$	−	Disminuye	A_2	Subcrítico	
	$y_c > y$	+	Aumenta	A_3	Supercrítico	

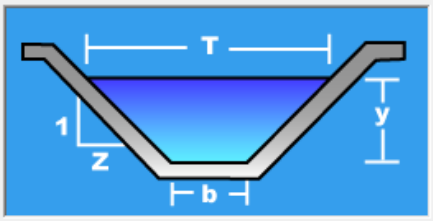
Ilustración 64. Posibles flujos en canales prismáticos

Tabla 40. Resultado profundidad crítica

Lugar:	COLEGIATURA	Proyecto:	COLEGIATURA
Tramo:	POBLADA 2	Revestimiento:	BOLSACRETOS

Datos:

Caudal (Q):	1.4	m3/s
Ancho de solera (b):	0.8	m
Talud (Z):	0.5	



Resultados:

Tirante crítico (y):	0.5952	m	Perímetro (p):	2.1309	m
Area hidráulica (A):	0.6533	m2	Radio hidráulico (R):	0.3066	m
Espejo de agua (T):	1.3952	m	Velocidad (v):	2.1430	m/s
Número de Froude (F):	1.0000		Energía específica (E):	0.8293	m-Kg/Kg

Se tiene una altura crítica de 0.59 m aproximada a 0.60 m, esta altura se tomó como la profundidad de control para simular el tramo en el programa FlowPro.

Tabla 41. Datos de entrada FlowPro

Required Inputs	
Start station, m:	0+00.000
End station, m:	2+70
Flowrate, m^3/s:	1.4
Width, m:	0.8
Manning's n:	0.019
Bottom slope:	0.25
Control depth, m:	0.540
Side slope:	0.5

Computed Results	
Normal depth, m:	0.209
Normal area, m^2:	0.189
Critical depth, m:	0.595
Critical area, m^2:	0.653
Profile type:	steep, S-2
Flow type:	supercritical

Tabla 42. Resultado FlowPro

Water Surface Profile Data										
Station	Depth	Specific	Area	Velocity	Top	Momentum	Froude	Velocity	Hydraulic	Wetted
m	m	m	m^2	m/s	Width, m	cms	Number	Head, m	Radius, m	Per, m
0+00.000	0.540	0.839	0.578	2.423	1.340	0.489	1.388	0.299	0.288	2.007
0+00.020	0.529	0.844	0.563	2.486	1.329	0.492	1.488	0.315	0.284	1.983
0+00.045	0.518	0.850	0.549	2.552	1.318	0.495	1.596	0.332	0.280	1.958
0+00.075	0.507	0.857	0.534	2.621	1.307	0.499	1.715	0.350	0.276	1.934
0+00.111	0.496	0.866	0.520	2.694	1.296	0.503	1.845	0.370	0.272	1.909
0+00.154	0.485	0.876	0.506	2.769	1.285	0.508	1.988	0.391	0.268	1.884
0+00.204	0.474	0.888	0.491	2.849	1.274	0.514	2.145	0.414	0.264	1.860
0+00.262	0.463	0.901	0.477	2.932	1.263	0.521	2.319	0.438	0.260	1.835
0+00.329	0.452	0.917	0.464	3.020	1.252	0.528	2.511	0.465	0.256	1.811
0+00.407	0.441	0.935	0.450	3.112	1.241	0.536	2.723	0.494	0.252	1.786
0+00.496	0.430	0.955	0.436	3.209	1.230	0.545	2.959	0.525	0.248	1.761
0+00.598	0.419	0.978	0.423	3.311	1.219	0.555	3.222	0.559	0.243	1.737
0+00.715	0.408	1.004	0.409	3.419	1.208	0.566	3.516	0.596	0.239	1.712
0+00.849	0.397	1.033	0.396	3.533	1.197	0.578	3.845	0.637	0.235	1.687
0+01.002	0.386	1.067	0.383	3.654	1.186	0.591	4.215	0.681	0.230	1.663
0+01.178	0.375	1.104	0.370	3.782	1.175	0.605	4.631	0.729	0.226	1.638
0+01.380	0.364	1.147	0.357	3.919	1.164	0.620	5.102	0.783	0.221	1.614
0+01.613	0.353	1.195	0.345	4.064	1.153	0.637	5.636	0.842	0.217	1.589
0+01.882	0.342	1.249	0.332	4.218	1.142	0.656	6.244	0.907	0.212	1.564
0+02.195	0.331	1.311	0.319	4.384	1.131	0.676	6.939	0.980	0.207	1.540
0+02.561	0.320	1.380	0.307	4.561	1.120	0.697	7.738	1.061	0.203	1.515
0+02.993	0.309	1.459	0.295	4.751	1.109	0.721	8.659	1.151	0.198	1.490
0+03.508	0.298	1.550	0.283	4.955	1.098	0.747	9.727	1.252	0.193	1.466
0+04.130	0.287	1.652	0.271	5.175	1.087	0.776	10.971	1.366	0.188	1.441
0+04.894	0.276	1.770	0.259	5.413	1.076	0.807	12.430	1.494	0.183	1.417
0+05.854	0.265	1.905	0.247	5.672	1.065	0.841	14.150	1.640	0.177	1.392
0+07.102	0.254	2.061	0.235	5.953	1.054	0.878	16.192	1.807	0.172	1.367
0+08.807	0.243	2.241	0.224	6.260	1.043	0.920	18.634	1.998	0.167	1.343
0+11.346	0.232	2.451	0.212	6.597	1.032	0.965	21.576	2.219	0.161	1.318
0+15.889	0.221	2.696	0.201	6.968	1.021	1.016	25.153	2.476	0.155	1.294
0+46.233	0.210	2.986	0.190	7.378	1.010	1.073	29.544	2.776	0.150	1.269

En la tabla anterior se muestra que en la abscisa 0+46 el agua se estabiliza y alcanza una altura de 0.2 metros, siendo esta la altura de la lámina durante el resto del canal.

- **Material revestimiento canal:**

La necesidad de proteger algunas estructuras hidráulicas, márgenes de ríos o quebradas de la erosión causada por la velocidad de las aguas, hace que se deban ejecutar obras complementarias para desarrollar dicha protección. La utilización de concreto para desarrollar estas protecciones involucra el uso de formaletas rígidas metálicas o de madera, han venido siendo normalmente utilizados. El Bolsacreto, no es necesario incurrir en los costos relacionados con prefabricación, transporte y colocación especializada. El procedimiento de colocación permite los trabajos en condiciones secas o bajo agua según los requerimientos del proyecto.

La utilización del Bolsacreto ofrece una adecuada solución a una urgente necesidad de efectividad, adaptabilidad, y reducción significativa de costos en los proyectos de protección.

- **Descripción**

Los Bolsacretos son formaletas flexibles y permeables elaboradas a partir de cintas planas de polipropileno, que forman un textil de excelentes características ingenieriles. Estos Bolsacretos se confeccionan según dimensiones establecidas para optimizar su manejo, utilización y colocación en el lugar de trabajo. Los Bolsacretos contienen la masa de mortero o de concreto conformando un enrocado de gran tamaño, adecuado para obras de protección de riberas y estabilización de taludes.

El tipo de tejido permite la salida del agua de amasado con facilidad, favoreciendo así el fraguado inicial de la mezcla. Los poros, tiene un tamaño óptimo para retener la pasta de cemento de la mezcla, sin que se presente pérdidas de cemento cuando el agua de amasado sale a través del Bolsacreto. Las cintas que configuran el textil se degradan mucho tiempo después de haber fraguado el concreto, que constituirá este tipo de enrocado artificial. Las costuras han sido desarrolladas para soportar las tensiones que en promedio puedan generar el volumen de mortero o concreto fresco vaciado dentro de este encofrado.

- **Colocación**

Los Bolsacretos, deben ser colocados en el lugar que previamente ha sido establecido por el diseñador o pueden ser lanzados al agua cuando sea necesario. Se debe recordar que se está manejando un enrocado artificial, pero que, durante el vaciado del material dentro del Bolsacreto, está en forma líquida y no ha adquirido la suficiente resistencia a la compresión. Se debe desarrollar entonces una traba, para que los bolsacretos una vez fraguados mantengan la estabilidad necesaria, de tal forma que puedan soportar el embate de las aguas o empujes que provengan del espaldón.

Las características del mortero o concreto de relleno utilizado para los Bolsacretos, deberán cumplir con las propiedades mínimas aceptadas para la elaboración de estas mezclas. Esto incluye la calidad de: los áridos, el agua y el cemento. Así como los procedimientos para su elaboración, transporte y colocación, que permitan asegurar su calidad. La resistencia a la compresión simple de estas mezclas, deberá ser recomendada en el diseño según el uso de estos enrocados artificiales, pero bajo ninguna circunstancia podrá ser inferior a los 105 kg/cm^2 (1500 psi) para evitar el desgaste por abrasión.

Según las especificaciones técnica anteriores y las descritas en la ficha técnica anexa, el material de la zona se puede usar para la construcción de la recuperación de los canales siempre y cuando cumpla con las condiciones descritas.

- **Especificaciones técnicas de referencia PAVCO**

Características	Unidades	Referencia			
		1101	1102	1401	1402
Capacidad	m³	1	2	1	2
Resistencia al Punzonamiento ASTM D - 4833	N	300	300	390	390
Resistencia al Estallido ASTM D-3786(Método Mullen)	psi	250	250	330	330
Resistencia al Rasgado Trapezoidal ASTM D-4533	N	220	220	230	230
Resistencia a la Tensión Grab ASTM D-4632	N	380	380	680	680
Dimensiones Internas					
Ancho Largo	cm cm	120 240	185 270	120 240	185 270
Boquilla de Llenado					
Ancho Largo Boca	cm cm cm	35 50 22	35 50 22	35 50 22	35 50 22
Costura	Tipo	Doble	Doble	Doble	Doble

- **Mantenimiento**

Las unidades se deben reemplazar con el tiempo dependiendo de su deterioro, se puede realizar simplemente reemplazando por otro bolsacreto.

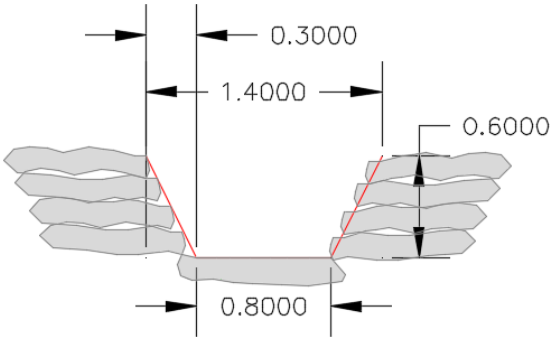


Ilustración 65. Sección tipo bolsacretos

8.4. Verificación cruce quebrada La Poblada 2 avenida Las Palmas

La quebrada La Poblada 2 luego de su paso por el lote, cruza la avenida Las Palmas mediante una alcantarilla circular de diámetro 0.90 m. Las alcantarillas se calculan con controles a la entrada o a la salida, permitiendo que se pueda represar sin que se presente flujo a presión. Para este cálculo se ha elaborado nomogramas y software como el HY 8 desarrollado por FHWA de los Estados Unidos para el análisis y diseño de alcantarillas.

La capacidad de una alcantarilla no solamente depende del diámetro sino principalmente de las condiciones de entrada y salida. Es importante definir bien la geometría ya que la altura entre la tubería y la rasante influyen en la capacidad hidráulica ya que a mayor posibilidad de represarse mayor es la capacidad para un mismo diámetro, pero también debe pensarse que la altura no sea muy grande con el fin que las pocetas no sean muy profundas y permitan un fácil mantenimiento.

- **Calculo Hidráulico Tubería diámetro 0.90 m y Pendiente 2.0%**

Para el cálculo de la capacidad de la tubería se utiliza el modelo HY 8 con la geometría mostrada en la siguiente figura para las pendientes de 2.0 y 3.0 %.

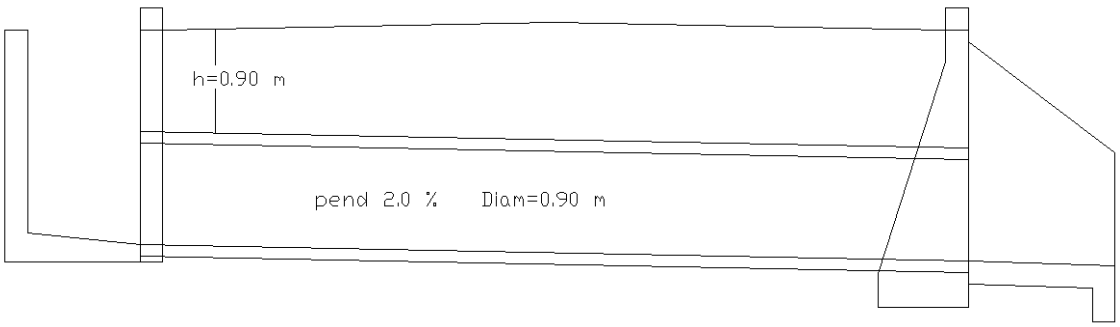


Ilustración 66. detalle típico alcantarilla d=0.90 m

En la siguiente tabla se puede observar que la capacidad máxima es de 2.16 m^3/s, es decir que para caudales mayores se presentara desbordamientos.

Headwater Elevation (m)	Total Discharge (cms)	ALCANTARILLA TÍPICA Discharge (cms)	Roadway Discharge (cms)	Iterations
51.16	0.61	0.61	0.00	1
51.20	0.66	0.66	0.00	1
51.23	0.71	0.71	0.00	1
51.26	0.76	0.76	0.00	1
51.27	0.77	0.77	0.00	1
51.33	0.87	0.87	0.00	1
51.36	0.92	0.92	0.00	1
51.39	0.97	0.97	0.00	1
51.43	1.02	1.02	0.00	1
51.46	1.07	1.07	0.00	1
51.50	1.12	1.12	0.00	1
52.59	2.16	2.16	0.00	Overtopping

Ilustración 67. Caudal alcantarilla d=0.90 m

Para estar por el lado de la seguridad se considera una capacidad un poco inferior a 2.01 m^3/s como 1.80 m^3/s, por lo que en las obras transversales cuyo caudal para el periodo de retorno de 20 años se le colocará una tubería de 0.90 m de diámetro con una pendiente del 2.0% y la geometría mostrada.

La alcantarilla que atraviesa la avenida Las Palmas tiene una capacidad de 1.8 m^3/s, este tipo de obras se diseña con un periodo de retorno de 20 años, para este caso la quebrada La Poblada 2 se tiene un caudal de 1.4 m^3/s para un período de retorno de 100 años y mayorado en un 40%, por lo tanto la alcantarilla tiene la suficiente capacidad para transportar dicho caudal.

Ilustración 68 alcantarilla d=0.90 m Avenida Las Palmas

9. ANÁLISIS DE LA AMENAZA POR MOVIMIENTOS EN MASA

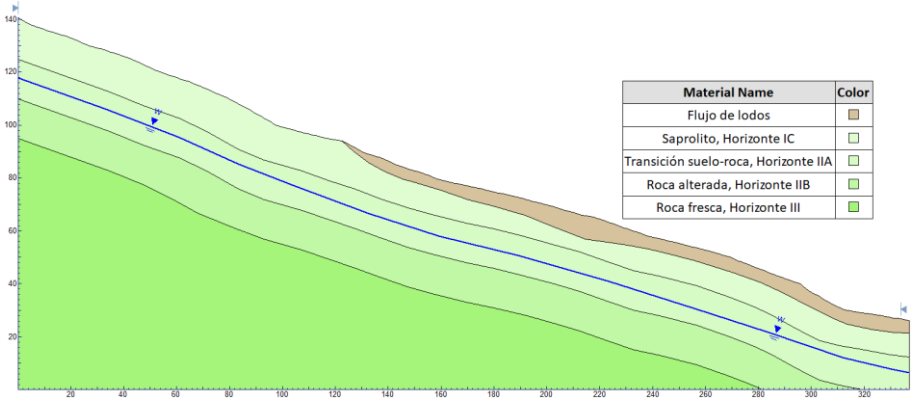
9.1. Escenarios de amenaza

El planteamiento de los escenarios de amenaza partió de la definición de la lluvia y el sismo como factores detonantes de los movimientos en masa. Luego, considerando la naturaleza de los materiales presentes en el área de estudio que corresponden a flujos de lodos sobre el perfil de meteorización de la Dunita de Medellín, se definió que la falla esperada es del tipo rotacional,

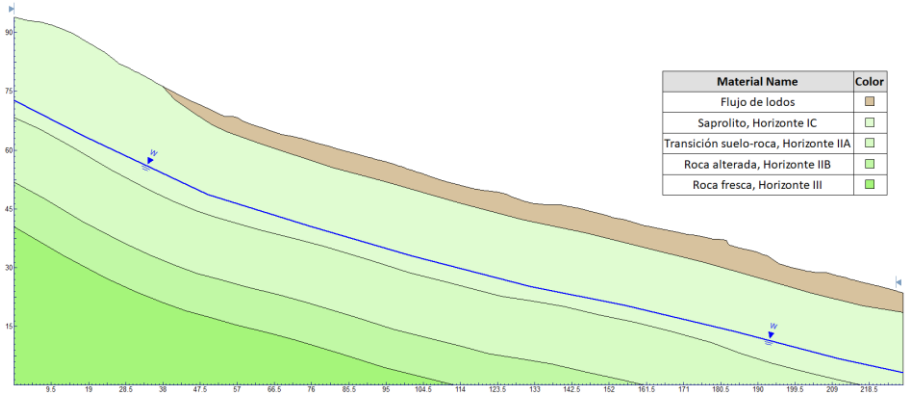
Siendo así, como método de análisis se adoptó un análisis de estabilidad probabilístico, empleado las teorías de Spencer y Morgenstern Price, debido a que satisfacen las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos, y puede simular cualquier tipo de superficie de falla.

9.1.1. Situación actual

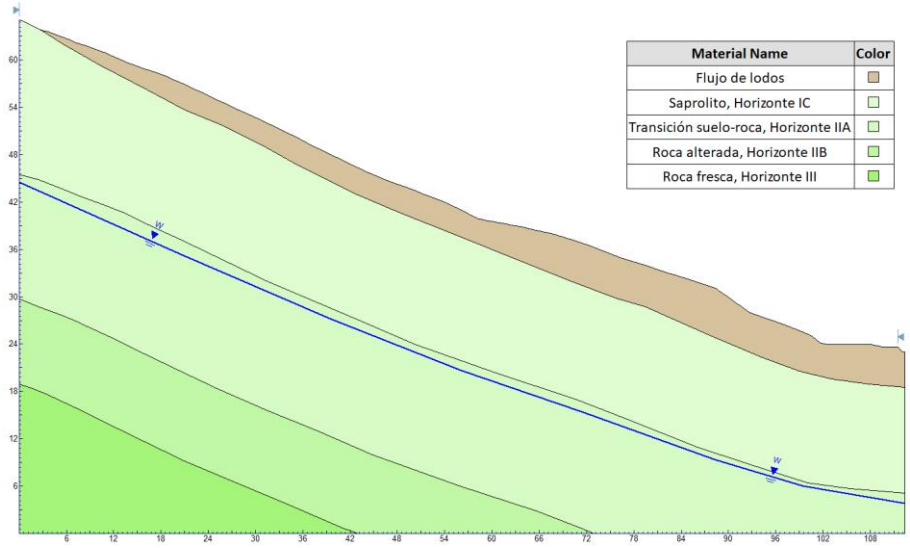
La situación actual hace referencia al estado actual de la vertiente, y corresponde a las tres secciones definidas en el modelo geológico-geotécnico que se mostraron en la



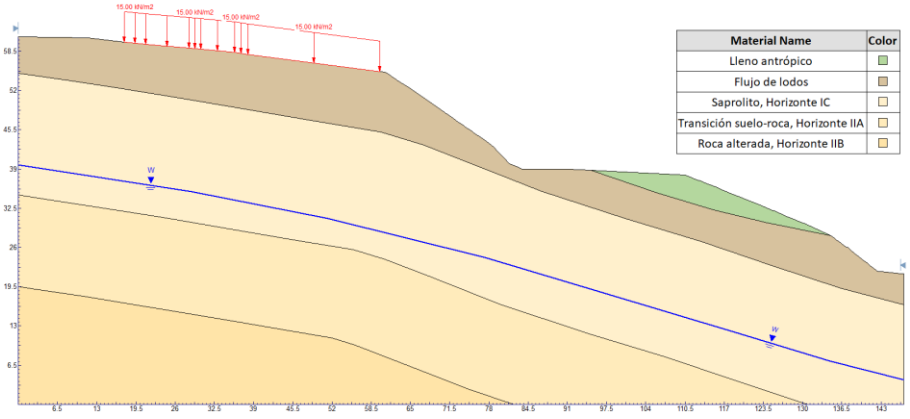
Sección A



Sección B



Sección C



Sección D

Ilustración 29.

9.1.2. Situación futura

La situación futura corresponde a aquella con obras de estabilización, en caso de que sea necesario mejorar las condiciones de estabilidad del sitio. También refleja la intervención que se proyecte realizar en el lote, con los cortes, llenos y explanaciones necesarias para configurar las obras propuestas. Sin embargo, por el momento no se cuenta con ningún bosquejo de las obras planeadas.

9.1.3. Condiciones normales

La situación actual es el reflejo de las condiciones normales del sitio. Se asumió el nivel freático a los 20.5m, pues en ninguna de las perforaciones se encontraron aguas freáticas y la profundidad máxima alcanzada fue de 20.5m.

9.1.4. Condiciones extremas

Como condiciones extremas se consideró la lluvia para un periodo de retorno de 50 años y el sismo con un periodo de retorno de 475 años. De esta manera se evaluaron las situaciones actuales y futuras combinando ambas condiciones extremas.

9.1.4.1. Lluvia

Se determinó la fracción de agua lluvia que se infiltra en el suelo utilizando el método lluvia-escorrentía del Servicio de Conservación de Suelos (SCS) del departamento de Agricultura de los Estados Unidos, definiendo que la lluvia que no se convierte en escorrentía directa será el agua infiltrada en el suelo.

En primer lugar, empleando los parámetros definidos en la sección 7.569, se estimó la retención potencial máxima, como:

$$S(mm) = \frac{25400}{CN} - 254 = 114.12mm$$

Luego, se estimó la cantidad de agua que se infiltra en el suelo mediante la siguiente ecuación:

$$P_i = P - P_e$$

Donde:

P_i Cantidad de agua que se infiltra en el suelo.
P Cantidad de agua en una tormenta.
P_e Cantidad de agua que se convierte en escorrentía directa.

$$Si\ P < 0{,}2S \qquad P_e = 0$$

$$Si\ P > 0{,}2S \qquad P_e = \frac{(P - 0{,}2S)^2}{P + 0{,}8S}$$

Después se estimó la precipitación infiltrada media multianual (promedio) su desviación estándar y su coeficiente de variación (CV).

Tabla 43. Cálculo de la precipitación infiltrada multianual, desviación estándar y CV, para la estación Santa Elena.

Año	Anual	Pe	Pi	Año	Anual	Pe	Pi
1971	2641,0	2508,8	132,2	1993	2781,0	2648,5	132,5
1972	2657,0	2524,7	132,3	1994	1516,0	1387,1	128,9
1973	2606,0	2473,8	132,2	1995	2143,0	2011,8	131,2
1974	3143,1	3010,1	133,0	1996	3291,0	3157,9	133,1
1975	3362,0	3228,8	133,2	1997	2704,0	2571,7	132,3
1976	1755,0	1625,1	129,9	1998	4413,0	4278,9	134,1
1977	1835,0	1704,8	130,2	1999	5555,0	5420,3	134,7
1978	2200,0	2068,7	131,3	2000	4489,0	4354,9	134,1
1979	2479,0	2347,1	131,9	2001	1226,0	1098,9	127,1
1980	2025,0	1894,2	130,8	2002	2388,0	2256,3	131,7
1981	3194,0	3061,0	133,0	2003	2227,0	2095,6	131,4
1982	2207,0	2075,7	131,3	2004	2494,0	2362,0	132,0
1983	1673,0	1543,4	129,6	2005	2376,0	2244,3	131,7
1984	2107,0	1975,9	131,1	2006	2764,0	2631,6	132,4
1985	1703,0	1573,3	129,7	2007	2922,0	2789,3	132,7
1986	2245,0	2113,6	131,4	2008	3554,0	3420,6	133,4
1987	2674,0	2541,7	132,3	2009	2364,0	2232,3	131,7
1988	2991,0	2858,2	132,8	2010	3254,0	3120,9	133,1
1989	2648,0	2515,8	132,2	2011	3545,0	3411,6	133,4
1990	2659,0	2526,7	132,3	2012	2659,0	2526,7	132,3
1991	2912,0	2779,3	132,7	2013	2662,0	2529,7	132,3
1992	1690,0	1560,3	129,7	2014	2461,0	2329,1	131,9
						Promedio	131,9
						Desviación	1,4
						CV	0,011

Luego, se calculó la profundidad del nivel freático correspondiente a la lluvia con un periodo de retorno de 50 años y una duración de 24 horas, suponiendo una variación a largo plazo del nivel freático que sigue una distribución normal, aplicando la siguiente ecuación:

$$P_{fTr} = \left(\overline{P_f} - 1{,}65CVP_f\right) - (I_{iTr}24)$$

Donde:

P_{fTr}: Corresponde a la profundidad del nivel freático asociado a una lluvia de un periodo de retorno dado, en milímetros.

$\overline{P_{f_f}}$: Corresponde a la profundidad media del nivel freático, en milímetros (20500mm).

I_{iTr}: Corresponde a la intensidad de la lluvia infiltrada diaria para un periodo de retorno dado y una duración de 60 minutos. En este caso son 90 mm/hora de acuerdo con la curva IDF para la estación de Santa Elena (ver Ilustración 39).

Como resultado, se estima que para una lluvia de 50 años el nivel freático se ubica a 18.3m. Es decir, el nivel freático puede ascender 2.2 m respecto a su posición actual. A este nivel no hay incidencia sobre los estratos superficiales, sin embargo, para considerar el efecto de la infiltración

de las aguas lluvias en los primeros estratos se incluyó el parámetro de relación de presión de poros Ru.

En este sentido, se definió que para el flujo de lodos que corresponde a la capa más superficial del perfil, el efecto de la lluvia infiltrada que puede generar presiones de poros al interior de la masa de suelo se modeló con un Ru de 0.1. Este estrato suprayace el saprolito de la Dunita Horizonte IC, el cual por lo general se ubica por encima del nivel freático, caso en el cual no se consideró completamente seco, pero tampoco con el mismo nivel de humedad que el flujo de lodos, por lo cual se determinó un Ru de 0.1.

9.1.4.2. Sismo

Para el análisis pseudo-estático fue necesario definir un coeficiente de aceleración horizontal. De acuerdo con la Microzonificación Sísmica Detallada de los Municipio de Barbosa, Girardota, Copacabana, Sabaneta, La Estrella, Caldas y Envigado (2006) en el sitio de estudio se espera una aceleración máxima en roca de 0,20g para un periodo de retorno de 475 años (ver Ilustración 69).

Este valor se multiplicó por 1,4 que corresponde al coeficiente de amplificación debido a los efectos del sitio según el perfil del suelo (Tipo D) según la Tabla A.2.4-3 de la NSR-10. Finalmente, el coeficiente de aceleración horizontal adoptado corresponde a los 2/3 de la aceleración en roca multiplicada por el coeficiente de amplificación, y a su vez el coeficiente de aceleración vertical es 1/2 de este último valor. Es decir, valores de 0.19g y 0.09g.

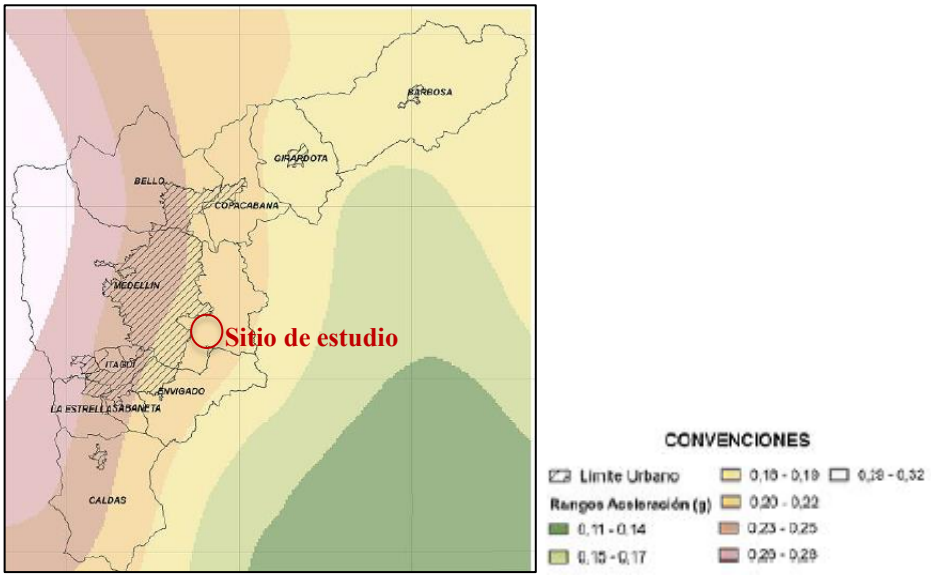


Ilustración 69. Amenaza sísmica a nivel regional para PGA y para un periodo de retorno de 475 años. Figura 6.32 de la Microzonificación Símica Detallada (2006)

9.2. Probabilidad total de falla

La probabilidad de falla total en condiciones normales se determinó a partir de la siguiente expresión:

$$PTF = PF \times PO_{lluvia}$$

Donde:

PF: Es la probabilidad de que el FS sea igual o inferior a 1, considerando el NF actual.

PO: Es la probabilidad de ocurrencia de la lluvia, como factor detonante de la inestabilidad, que en condiciones normales se tomó igual a 1.

La probabilidad de falla total en condiciones extremas se determinó a partir de la siguiente expresión:

$$PTF = PF \times PO_{lluvia} \times PO_{sismo}$$

Donde:

PF: Es la probabilidad de que el FS sea igual o inferior a 1, en un escenario de lluvia y sismo dados.

PO_{lluvia}: Es la probabilidad de ocurrencia de la lluvia.

PO_{sismo}: Es la probabilidad de ocurrencia del sismo.

La probabilidad de ocurrencia de la lluvia se calculó de la siguiente manera:

$$PO_{lluvia} = 1 - \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)^{L}$$

Donde:

Tr Periodo de retorno de la lluvia.

L Periodo de exposición, 50 años en este caso.

Y la probabilidad de ocurrencia del sismo se calculó con la siguiente expresión:

$$PO_{sismo} = 1 - e^{-L/Tr}$$

Donde:

Tr Periodo de retorno del sismo, 475 años en este caso.

L Periodo de exposición, 50 años en este caso.

9.3. Análisis de estabilidad

Para evaluar la estabilidad de las laderas se utilizó el software SLIDE V6 desarrollado por Rocscience Inc. (2012), el cual resuelve problemas bidimensionales por el método del equilibrio límite, considerando diferentes teorías, entre las cuales se encuentran las de Bishop, Spencer y Morgenstern-Price, mecanismos de falla circulares y no circulares, combinaciones de carga estáticas

y dinámicas, considerando variaciones de los niveles piezométricos, distribuciones de presión de poros, variación de los coeficientes de la relación de presión de poros y redes de flujo por el método de los elementos finitos.

En este caso, se emplearon las teorías de Spencer y Morgenstern-Price, debido a que satisfacen las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos, y puede simular cualquier tipo de superficie de falla. Además, el análisis efectuado fue del tipo probabilístico, considerando la variación en la cohesión y el ángulo de ficción efectivos de los materiales, como se presentó en la sección

El software entrega como resultados de los análisis probabilísticos el FS mean (Factor de Seguridad medio) y la PF (Probabilidad de Falla), estos se definen de la siguiente manera:

- Factor de seguridad medio: factor de seguridad promedio de todos los factores de seguridad que se calculan para la superficie de falla global mínima.
- Probabilidad de falla: definida por la siguiente ecuación:

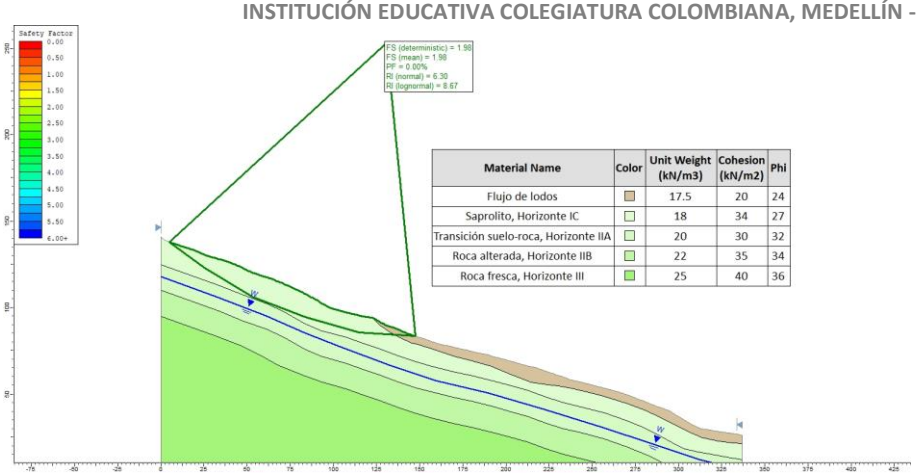
$$PF = \frac{Número\ de\ análisis\ con\ FS < 1}{Número\ total\ de\ análisis} * 100\%$$

Los resultados del análisis se presentan en la Ilustración 70 a la Ilustración 77, mientras que en la Tabla 44 se muestra el resumen de los resultados.

Para la Sección A se tiene que en condiciones normales el factor de seguridad es de 1.98 con una probabilidad de falla del 0.00%, es decir que la ladera es estable. La superficie de falla se desarrolla en la parte alta de la ladera, donde se tiene una mayor pendiente, sobre el saprolito Horizonte IC. En condiciones extremas el factor de seguridad desciende a 1.15 con una probabilidad de falla del 5.50%, correspondiente a la misma superficie de falla que la generada en condiciones normales.

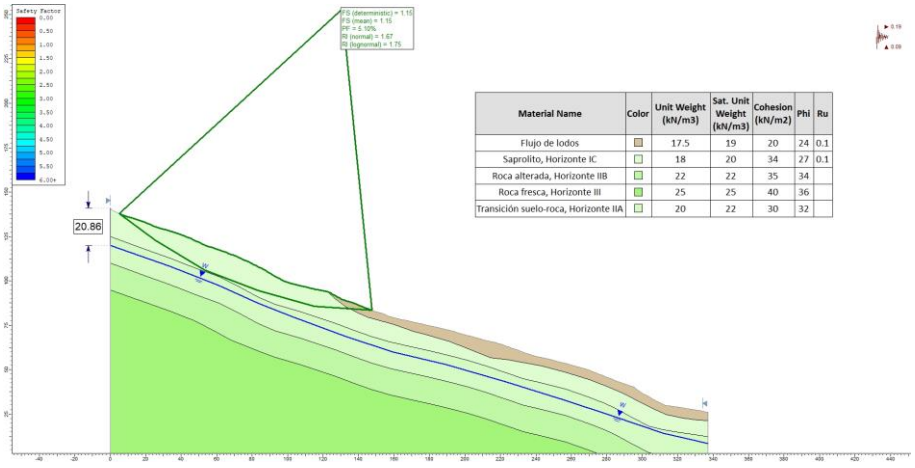
Tabla 44. Factores de seguridad FS y probabilidades de falla PF obtenidos en condiciones normales y condiciones extremas

Sección	Condición			
	Normal		Extremas	
	FS	PF	FS	PF
Sección A	1,98	0,00%	1,15	5,10%
Sección B	1,90	0,00%	1,21	0,00%
Sección C	2,18	0,00%	1,26	0,00%
Sección D	1,51	3,40%	1,00	49,10%



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Cohesion (kN/m2)	Phi
Flujo de lodos		17.5	20	24
Saprolito, Horizonte IC		18	34	27
Transición suelo-roca, Horizonte IIA		20	30	32
Roca alterada, Horizonte IIB		22	35	34
Roca fresca, Horizonte III		25	40	36

Ilustración 70. Sección A – Análisis de estabilidad en condiciones normales



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Sat. Unit Weight (kN/m3)	Cohesion (kN/m2)	Phi	Ru
Flujo de lodos		17.5	19	20	24	0.1
Saprolito, Horizonte IC		18	20	34	27	0.1
Roca alterada, Horizonte IIB		22	22	35	34	
Roca fresca, Horizonte III		25	25	40	36	
Transición suelo-roca, Horizonte IIA		20	22	30	32	

Ilustración 71. Sección A – Análisis de estabilidad en condición extremas

En la Sección B el factor de seguridad para las condiciones normales es de 1.90 con una probabilidad de falla del 0.00%, es decir, evidencian un talud estable, con una superficie de falla crítica que involucra el saprolito Horizonte IC en la parte alta de la ladera, donde se tiene una pendiente un poco más alta.

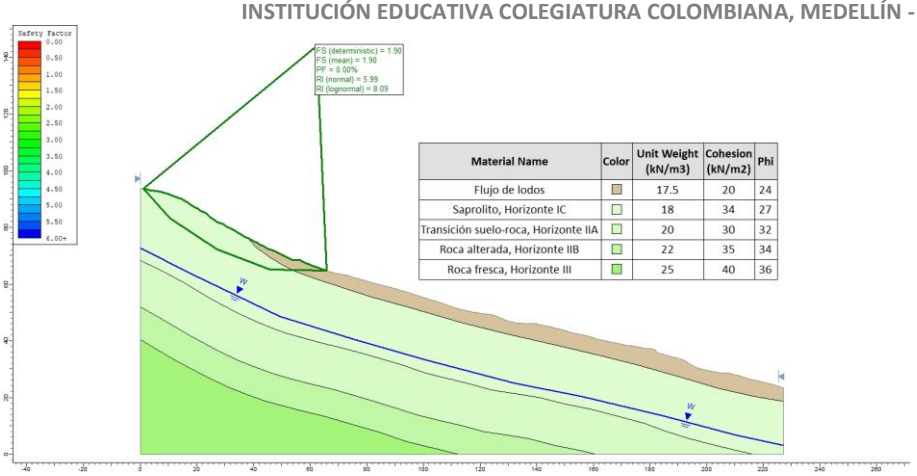


Ilustración 72. Sección B – Análisis de estabilidad en condiciones normales

En condiciones extremas la superficie de falla se profundiza hasta el contacto entre el saprolito y el Horizonte IIA, a esta le corresponde un factor de seguridad de 1.22 y una probabilidad de falla de 0.30%.

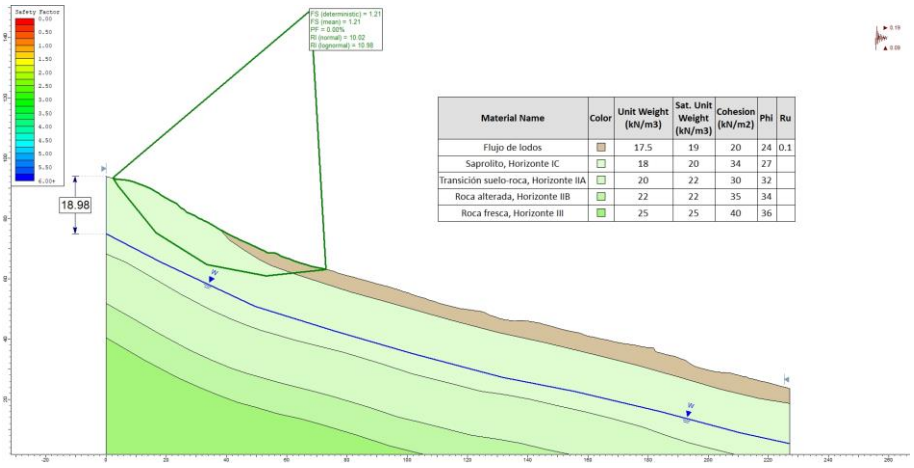
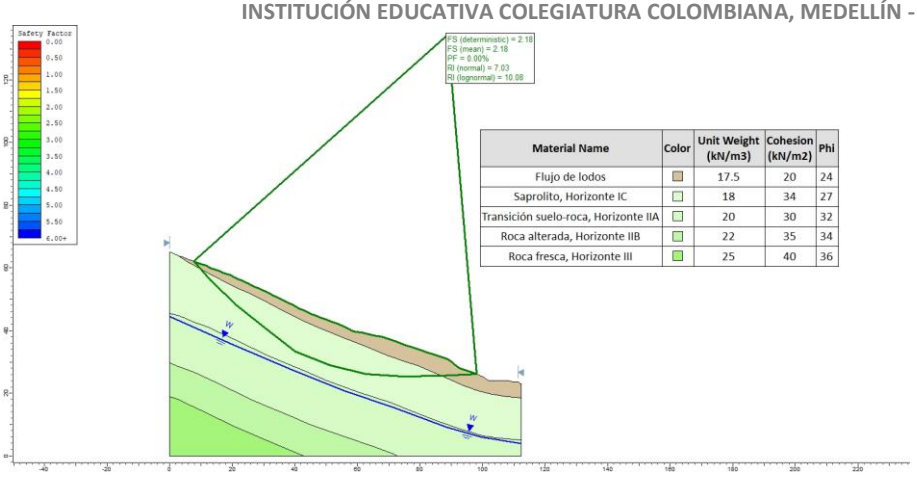


Ilustración 73. Sección B – Análisis de estabilidad en condición extremas

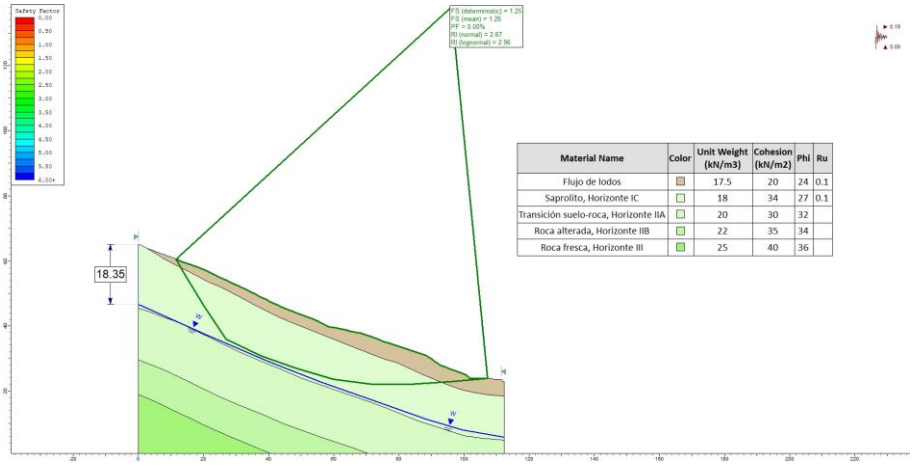
La Sección C presenta los mayores factores de seguridad tanto en condiciones normales (2.18) como en condiciones extremas (1.26), con probabilidades de falla del 0.00%, lo cual implica que las condiciones de estabilidad son satisfactorias tanto en función de probabilidades de falla, como en factores de seguridad mínimos requeridos por la NSR-10 en condiciones normales (igual o mayor a 1.50) como en condiciones extremas (igual o mayor a 1.05).

Finalmente, en la Sección D si bien en condiciones normales el factor de seguridad es de 1.51, la probabilidad de falla es del 3.40%, y en condiciones extremas el factor de seguridad cae por debajo de la unidad, con una probabilidad de falla del 49.10%. Se tiene entonces que en caso de que ocurra el sismo de diseño y la máxima lluvia la probabilidad de que el talud falle es alta.



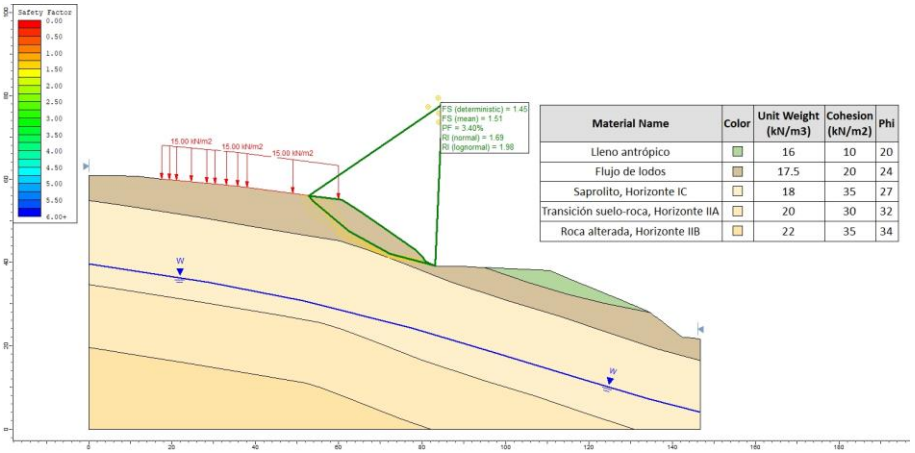
Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Cohesion (kN/m2)	Phi
Flujo de lodos		17.5	20	24
Saprolito, Horizonte IC		18	34	27
Transición suelo-roca, Horizonte IIA		20	30	32
Roca alterada, Horizonte IIB		22	35	34
Roca fresca, Horizonte III		25	40	36

Ilustración 74. Sección C – Análisis de estabilidad en condiciones normales



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Cohesion (kN/m2)	Phi	Ru
Flujo de lodos		17.5	20	24	0.1
Saprolito, Horizonte IC		18	34	27	0.1
Transición suelo-roca, Horizonte IIA		20	30	32	
Roca alterada, Horizonte IIB		22	35	34	
Roca fresca, Horizonte III		25	40	36	

Ilustración 75. Sección C – Análisis de estabilidad en condición extremas



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Cohesion (kN/m2)	Phi
Lleno antrópico		16	10	20
Flujo de lodos		17.5	20	24
Saprolito, Horizonte IC		18	35	27
Transición suelo-roca, Horizonte IIA		20	30	32
Roca alterada, Horizonte IIB		22	35	34

Ilustración 76. Sección D – Análisis de estabilidad en condiciones normales

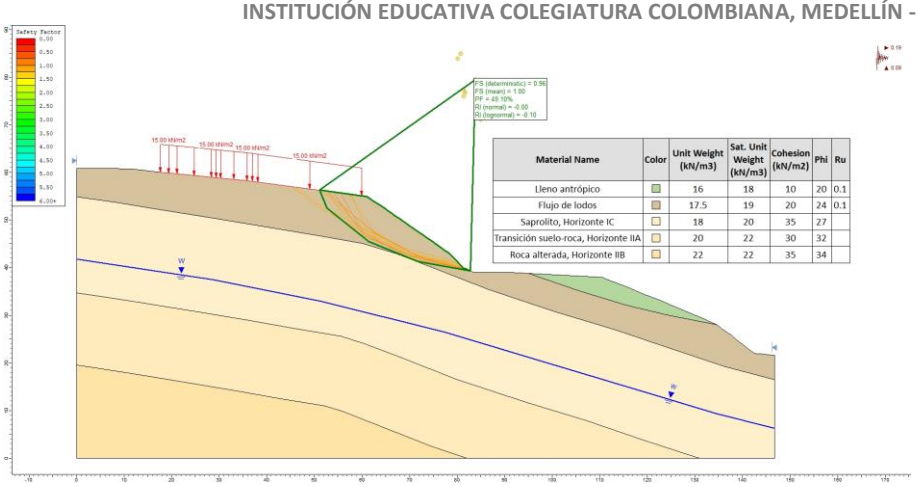


Ilustración 77. Sección D – Análisis de estabilidad en condición extremas

La superficie de falla tanto en condiciones normales como extremas involucra la banca de la Transversal Superior, de manera que se debe dar aviso a las autoridades correspondientes para el análisis y diseño delas obras de contención requeridas.

9.4. Distancia de viaje

La distancia de viaje se estimó mediante la aplicación del método del bloque deslizante, el cual modela el movimiento del deslizamiento como el movimiento de un bloque sobre una superficie curva, con una resistencia friccional constante (como se observa en la Ilustración 78). Este método considera además de la geometría del talud, el aporte de la fricción del material.

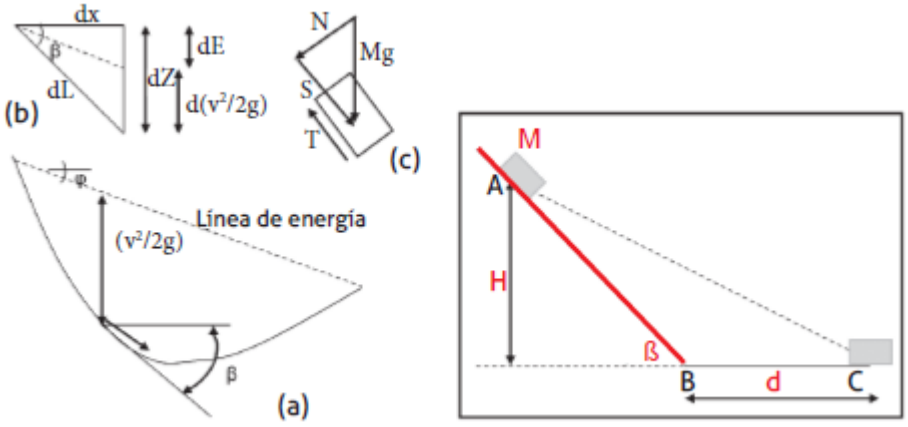


Ilustración 78. Diagrama del bloque deslizante. a). Perfil de la trayectoria. b). Geometría local del contacto. c). Diagrama de fuerzas. d). Planteamiento del problema. Tomado del Servicio Geológico Colombiano (2015)

Aplicando las leyes de Newton, y presumiendo que no hay pérdida de energía a causa del impacto en el punto B, debido al cambio de pendiente, cambiando la dirección de la velocidad, la distancia de viaje d está dada por la expresión:

$$d = \left(1 - \frac{Tan\varphi}{Tan\beta}\right)\frac{H}{Tan\varphi_P}$$

Donde:

d Es la distancia de viaje.
H Es la altura del talud.
φ Es el ángulo de fricción interna en el talud (A-B).
φ_P Es el ángulo de fricción interna en la zona plana (B-C).
β Es la inclinación del terreno.

Para las secciones analizadas se determinó la altura total del talud y el ángulo de inclinación. Para los ángulos de fricción interna del talud de la zona plana se tomaron los valores de la Tabla 17, castigando el ángulo de fricción del talud debido a la falla. Finalmente, en la Tabla 45 se muestran las variables para el cálculo de la distancia de viaje y los resultados obtenidos.

Tabla 45. Distancias de viaje calculadas

Sección	Distancia de desplazamiento				
	H talud (m)	β talud	ϕ talud	ϕ zona plana	d (m)
Sección A	111.5	19	18	24	15
Sección B	70.3	19	18	24	9
Sección C	41.0	22	18	24	19
Sección D	17.4	36	18	24	22

9.5. Zonificación de la amenaza

Para zonificar la amenaza se tomaron dos criterios como son: los resultados del análisis de estabilidad y la evidencia de ocurrencia de eventos.

De los resultados de análisis de estabilidad, se considera como valor determínate la probabilidad de falla para la situación actual en condiciones extremas. Con estas se calcularon las probabilidades de falla total anual (PFT/año), considerando la probabilidad de ocurrencia del sismo y de la lluvia de 50 años. Los resultados que se muestran en la Tabla 46, se evaluaron con los criterios de la Tabla 47 para clasificar el nivel de amenaza como baja, media o alta.

Tabla 46. Probabilidades de falla para la zonificación detallada de la amenaza por movimientos en masa en la situación actual

Sección	Condiciones extremas		Probabilidad de ocurrencia exposición 50 años		PFT /año condiciones extremas	Nivel de amenaza
	FS	PF	Lluvia Tr=50 años	Sismo Tr=475 años		
Sección A	1.15	5.50%	0.63583	0.09991	0.0035	Media
Sección B	1.22	0.30%	0.63583	0.09991	0.0002	Baja
Sección C	1.26	0.00%	0.63583	0.09991	0.0000	Baja
Sección D	0.91	65.10%	0.63583	0.09991	0.0414	Media

Tabla 47. Escala cuantitativa para la determinación de la amenaza. Adaptada del decreto 1626 de 2015

Amenaza baja	Amenaza media	Amenaza alta
F.S. > 1,5	1,2 < F.S. < 1,5	F.S.< 1,2
PF < 0.0002/año	0.0002/año < PF < 0.05/año	PF > 0.05/año

FS: Factor de Seguridad
PF Probabilidad de Falla
PFT Probabilidad de Falla Total

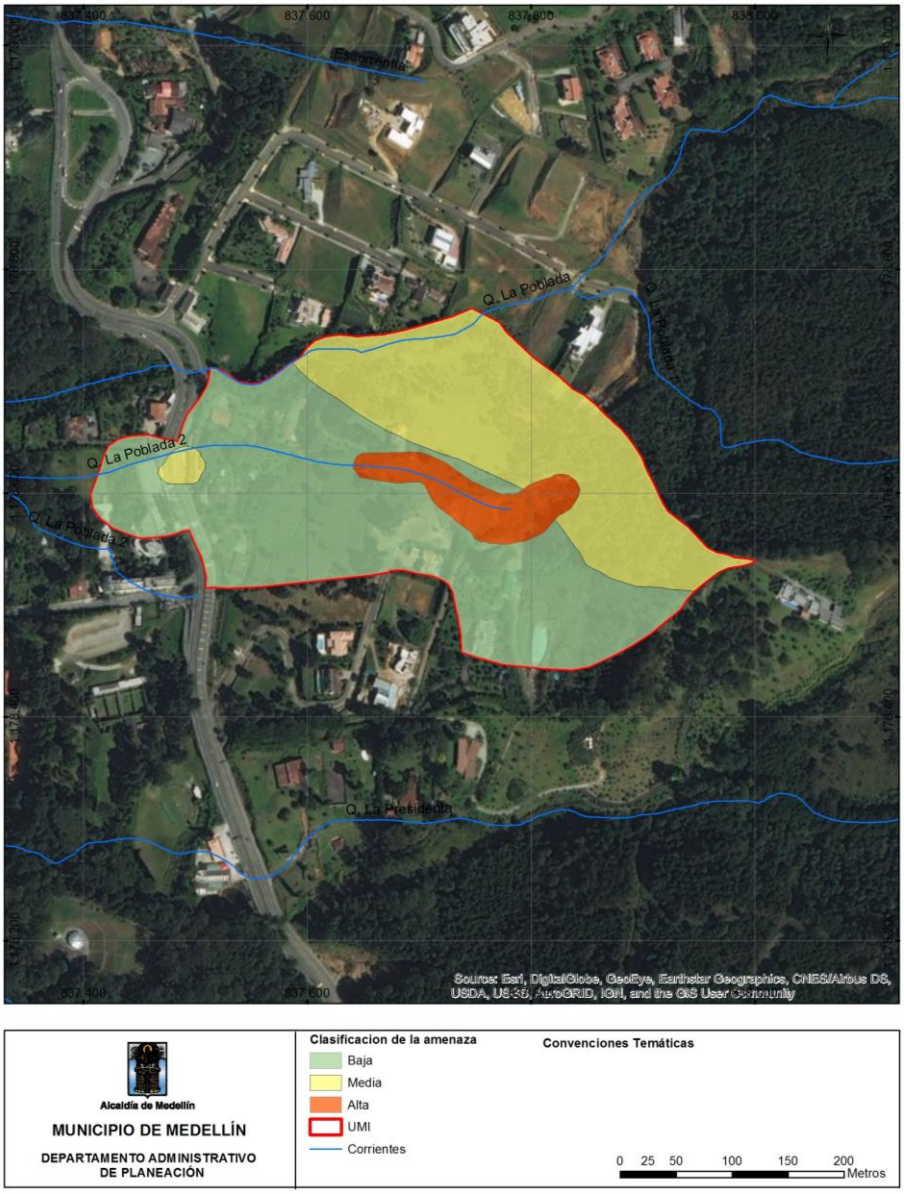


Ilustración 79. Zonificación de la amenaza ante deslizamiento situación actual

Las Secciones B y C presentan un nivel de amenaza bajo, considerando la configuración actual de la ladera sin ningún tipo de obras de contención, expuesta a condiciones extremas de sismo y lluvia. Por otro lado, en las Secciones A y D el nivel de amenaza es medio. En el primer caso se pueden evaluar alternativas de contención que permitan mejorar el nivel de amenaza, mientras que en la Sección D se tiene una zona intervenida con un parqueadero y la vía Pública, cuyo alcance se sale del presente estudio. Finalmente, en la Ilustración 79 se muestra el mapa de amenaza por movimientos en masa en la situación actual en condiciones extremas.

10. ZONIFICACIÓN DE LA AMENAZA POR INUNDACIÓN

La amenaza por inundación se define con base en las manchas de inundación modeladas en hidráulica. Su categorización, de acuerdo con la normativa vigente, es que se determinará como zona de amenaza alta aquella porción de terreno cubierta por la mancha de inundación de los 100 años.

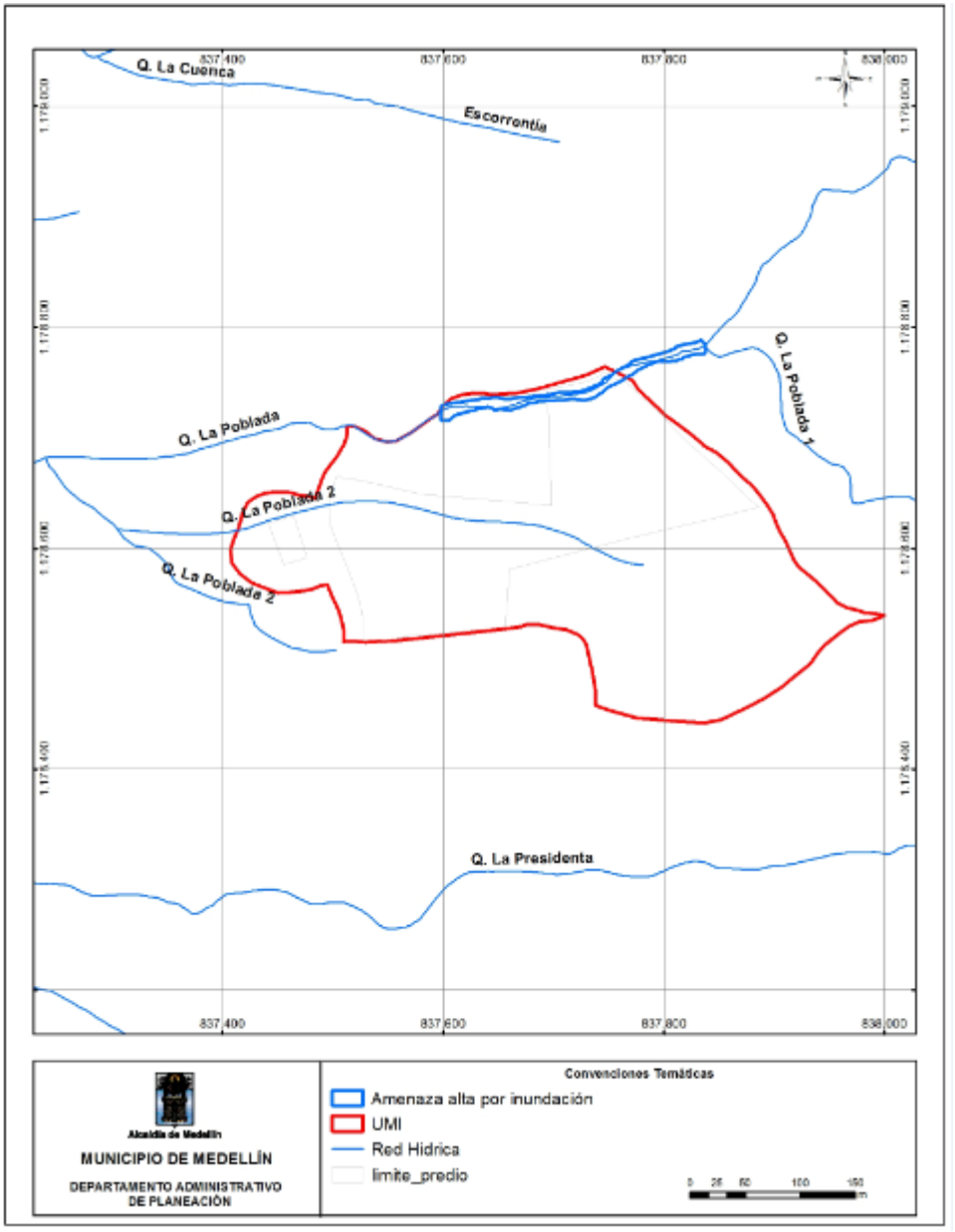


Ilustración 80. Mapa de amenaza por inundación quebrada La Poblada

La zona de estudio tiene dos corrientes La Poblada y un afluente denominado La Poblada 2, donde, como se mostró previamente, el POT, acuerdo 048 de 2014, solo tiene definida amenaza por inundación para La Poblada, por lo cual será a la única corriente que se le definirá este parámetro, el cual se presenta en la Ilustración 80, en el cual se observa como la mancha tiene una amplitud muy baja, menor a los 10 m y como se mostró previamente la profundidad esperada es menor de 30 cm.

11. ZONIFICACIÓN DE LA APTITUD GEOLÓGICA

Esta zonificación se adelanta considerando los criterios definidos en el estudio adelantado por Solingral (2011), con base en lo definido por el Decreto 1980 de 2010, en cual se declara como zona potencial de desastre natural las cuencas de las quebradas La Cuenca, La Poblada, La Presidenta, La Moná y la Sanín.

De acuerdo a lo determinado por dicho estudio en la zona se presentan las siguientes categorías

11.1. Zonas de aptitud de protección (AP)

Terrenos inestables y/o estables restringidos por condiciones urbanísticas y/o de planeación.

Zonas de retiros a corrientes (AP-R): Asociadas con el sistema de drenaje. Por ellas transcurren las quebradas y drenajes que corresponden a los principales agentes modeladores del paisaje, los cuales en general presentan un comportamiento altamente erosivo

11.2. Zonas de aptitud de uso restringido (AUR)

Bajo esta categoría se agruparon todas las áreas donde se estima posible la ocurrencia de deslizamiento y flujos generados por las características hidrogeológicas que se presentan en las vertientes de esta zona

Zonas con muy alta restricción por deslizamiento e impacto (AUR_MAR). Estas zonas corresponden a laderas moderadas a empinadas desarrolladas en su totalidad sobre las dunitas mencionadas, pero cuya orientación es hacia el occidente.

Zonas con alta restricción por deslizamiento e impacto (AUR_AR): Zonas con características similares a las anteriores, se presentan en superficies fuertemente inclinadas con alta incisión. Las intervenciones allí son principalmente de carácter ambiental, con intervenciones locales de bajo impacto, las cuales deben estará acompañadas por estudios geotécnicos de detalle, que analicen, escenarios de ruptura, volúmenes de material, dirección de desplazamiento y energía del material desprendido.

11.3. Zonas de aptitud de uso urbanístico (AUU)

Bajo esta denominación se agrupan las zonas más suaves, que se pueden usar urbanísticamente pero que presentan restricciones geológicas e hidrogeológicas moderadas a altas, en general por impacto de flujos provenientes de los polígonos superiores. En la zona de estudio hay dos zonas en esta categoría:

Zonas con alta restricción por impacto (AUU-ARI): Son zonas ubicadas en la parte media de la vertiente con pendiente menor a 20, conformadas principalmente por depósitos que muestran que la zona ha sufrido proceso de acumulación de materiales provenientes de la parte alta de la

vertiente. En estos casos los análisis de estabilidad muestran que las vertientes de la parte superior tienen poca probabilidad de deslizamientos profundos.

Zonas con moderada restricción por impacto (AUU-MRI): Estas zonas tienen las mismas condiciones que las previas, pero están en la parte más baja de la vertiente por lo que disminuye la amenaza de impacto por los deslizamientos.

Así de acuerdo a los estudios antes presentados y considerando lo anterior, se presenta la zonificación de la aptitud geológica de la UMI en estudio en la Ilustración 81. En este resultado es de destacar como hubo una variación importante respecto a la zonificación de Solingral (2011), el cambio de un polígono de zona con categoría de restricción AUR-MAR a zona de categoría de uso del suelo AUU-ARI. Este cambio se sustenta en los análisis de estabilidad realizados, específicamente la Sección C, que muestran un FS de 2.05 en condiciones normales y 1.32 en condiciones extremas.

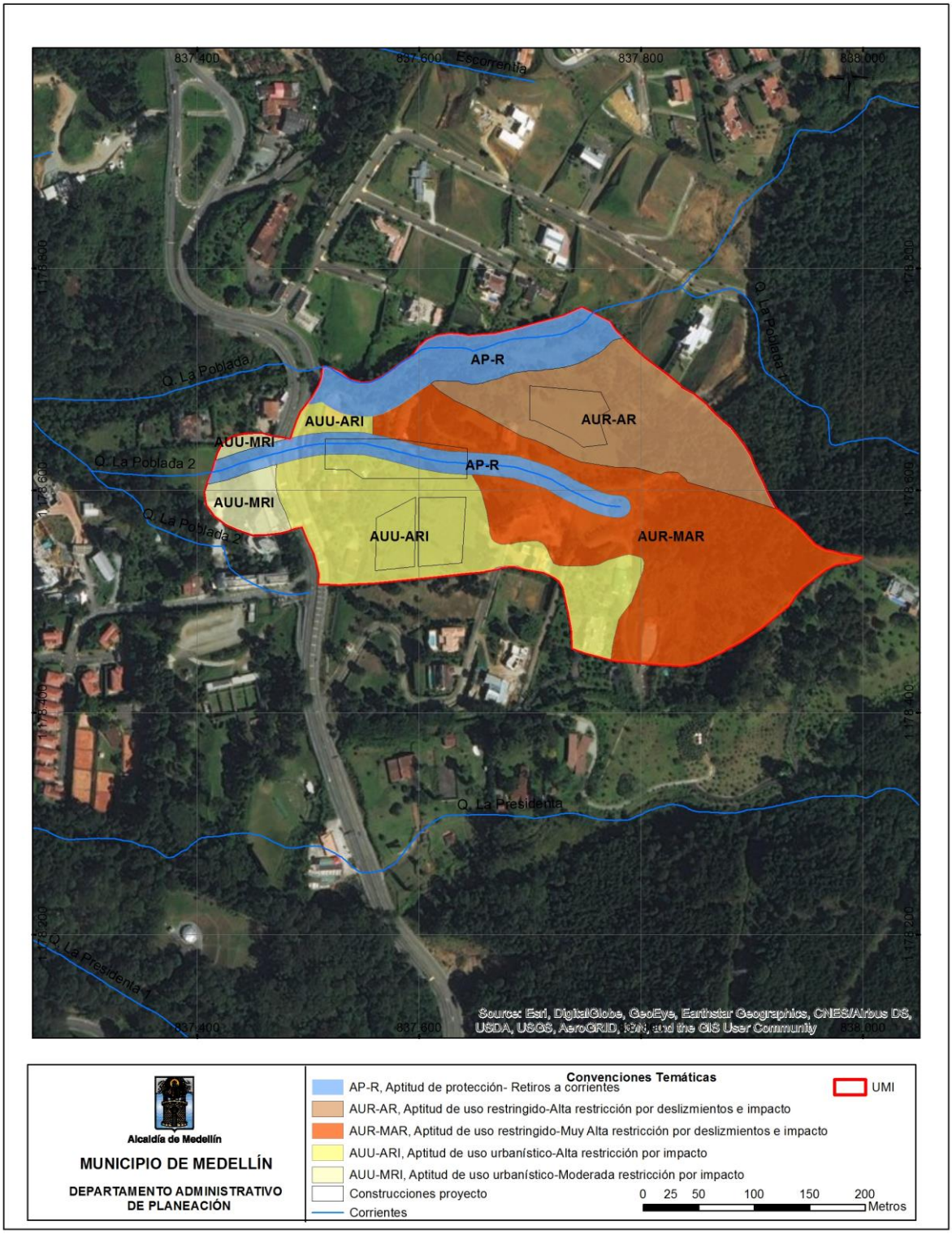


Ilustración 81. Mapa de zonificación de la aptitud geológica

12. RECOMENDACIONES

A continuación, se presentan las recomendaciones para el manejo de la amenaza en el polígono en estudio. Como obra principal se propone una pantalla en pilas, complementada con intervenciones para el manejo de aguas y labores de monitoreo. De esta manera se busca garantizar la estabilidad de la vertiente en estudio que permita la modificación de las restricciones existentes en la zona, adelantando un proceso de intervención integral.

12.1. Muro en Pilas

La Sección A es representativa de una zona categorizada de amenaza alta en el POT por movimientos en masa, sin embargo, a partir de este estudio se determinó que el nivel de amenaza es medio. Frente a esta condición, se propone aumentar el factor de seguridad y disminuir la probabilidad de falla implementado una pantalla de pilas de 1.00 m de diámetro, espaciadas 2.00 m centro a centro, con una longitud de 25.00 m, garantizando un empotramiento mínimo de 2.00 m en el Horizonte IIB. Esta pantalla se deberá disponer como se muestra en la Ilustración 80, a lo largo de 140 m.

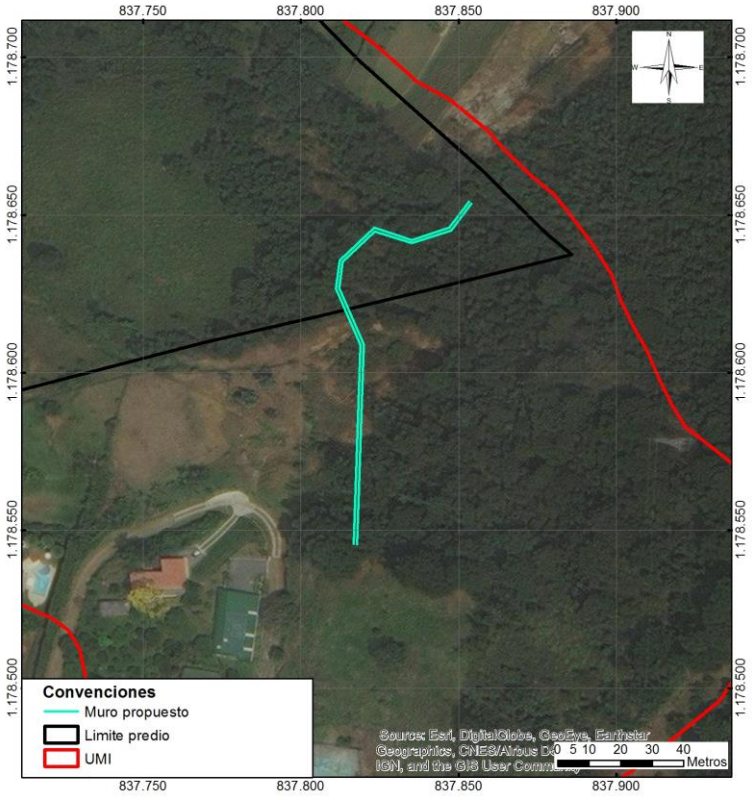


Ilustración 82. Ubicación en planta de la pantalla de pilas propuesta

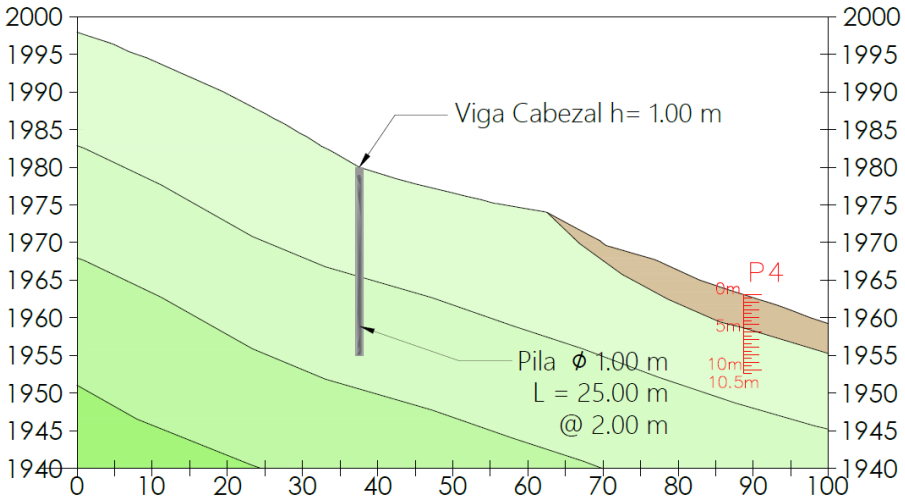


Ilustración 83. Vista en perfil de la pantalla de pilas

12.1.1. Zonificación de la amenaza proyectada

En la Ilustración 84 e Ilustración 85 se presenta el análisis de estabilidad de la Sección A incorporando la pantalla de pilas, tanto en condiciones normales como extremas. Se observa entonces que los factores de seguridad aumentan de 1.98 a 2.08, y de 1.15 a 1.18 respectivamente, con probabilidades de falla de 0.00% en ambas condiciones.

En la Tabla 48 se retoman los factores de seguridad y las probabilidades de falla para las cuatro secciones, a partir de los cuales se determinó la probabilidad total de falla anual y el nivel de amenaza como se indicó en la sección 9.2 y que se resume en la Tabla 49. Se puede ver que con la pantalla de pilas, en la Sección A se mitigó la amenaza a un nivel “bajo”, el mismo que se presenta en las Secciones B y restando únicamente la Sección D en amenaza “media”, la cual como ya se mencionó no se intervendrá por salirse del alcance de este estudio.

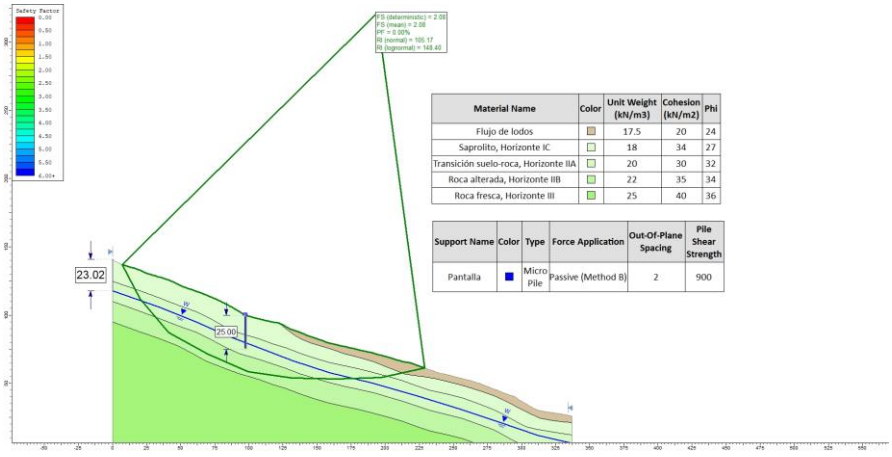


Ilustración 84. Sección A – Análisis de estabilidad en condición normal con pantalla de pilas

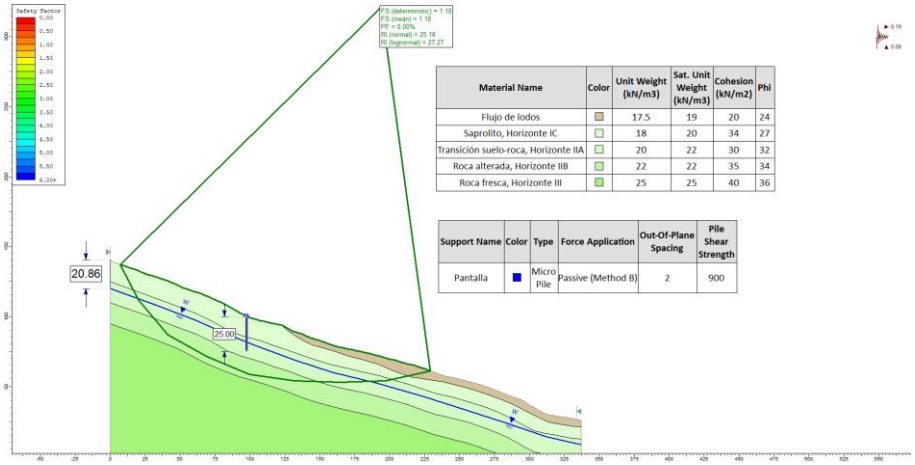


Ilustración 85. Sección A – Análisis de estabilidad en condición extrema con pantalla de pilas

Tabla 48. Factor de seguridad y probabilidad de falla en condiciones normales y extremas con pantalla de pilas

Sección	Condición			
	Normal		Extremas	
	FS	PF	FS	PF
Sección A	2,08	0,00%	1,18	0,00%
Sección B	1,90	0,00%	1,21	0,00%
Sección C	2,18	0,00%	1,26	0,00%
Sección D	1,51	3,40%	1,00	49,10%

Tabla 49. Probabilidades de falla con pantalla de pilas

Sección	Condiciones extremas		Probabilidad de ocurrencia exposición 50 años		PFT /año condiciones extremas	Nivel de amenaza
	FS	PF	Lluvia Tr=50 años	Sismo Tr=475 años		
Sección A	1,18	0,00%	0,63583	0,09991	0,0000	Baja
Sección B	1,21	0,00%	0,63583	0,09991	0,0000	Baja
Sección C	1,26	0,00%	0,63583	0,09991	0,0000	Baja
Sección D	1,00	49,10%	0,63583	0,09991	0,0253	Media

De acuerdo a los resultados aquí presentados, se obtiene el resultado de amenaza proyectada o amenaza futura, considerando la implantación de la obra propuesta. La determinación de la amenaza se realizó con base en los resultados de los análisis de estabilidad con la obra y se presenta en la Ilustración 86.

12.1.2. Presupuesto

En la Tabla 50 se muestra un presupuesto preliminar de las obras que se deberán implementar para configurar la vertiente de tal manera que se cumplan las condiciones futuras que fueron consideradas en la evaluación de la amenaza por movimientos en masa.

Tabla 50. Presupuesto preliminar para las obras de intervención (situación futura)

Ítem	Actividad	Unidad	Cantidad	Valor unitario	Subtotal
1	**Pilas de 1,00 m diámetro y 25,00 m de longitud, para pantalla**				
1.1	Excavación en suelo	m3	226	$ 99 438	$ 22 492 346
1.2	Excavación en roca	m3	528	$ 315 923	$ 166 740 231
1.3	Concreto de 28 Mpa	m3	942	$ 441 207	$ 415 827 801
1.4	Acero de refuerzo fy=4200 MPa	kg	188	$ 2 879	$ 542 679
2	**Viga cabezal para pantalla de pilas 1,00 m x 1,00 m**				
1.1	Excavación en suelo	m3	140	$ 99 438	$ 13 921 320
1.2	Concreto de 28 Mpa	m3	140	$ 441 207	$ 61 768 980
1.3	Acero de refuerzo fy=4200 MPa	kg	28	$ 2 879	$ 80 612
3	**Control de drenaje**				
3.1	Cunetas en concreto	m3	4	$ 522 275	$ 2 089 100
3.2	Rondas de coronación	m3	3	$ 522 275	$ 1 566 825
3.3	Revestimiento quebrada bolsacretos	m2	600	$ 52 500	$ 31 500 000
4	**Sistema de instrumentación**				
4.1	Construcción, instalación y suministro de inclinómetros de 40 m de profundidad	und	4	$ 11 558 000	$ 46 232 000
4.2	Construcción, instalación y suministro de batería de piezómetros de 40 m de profundidad, con piezómetro cada 5 m.	batería	4	$ 11 845 000	$ 47 380 000
				TOTAL	**$ 810 141 893.54**

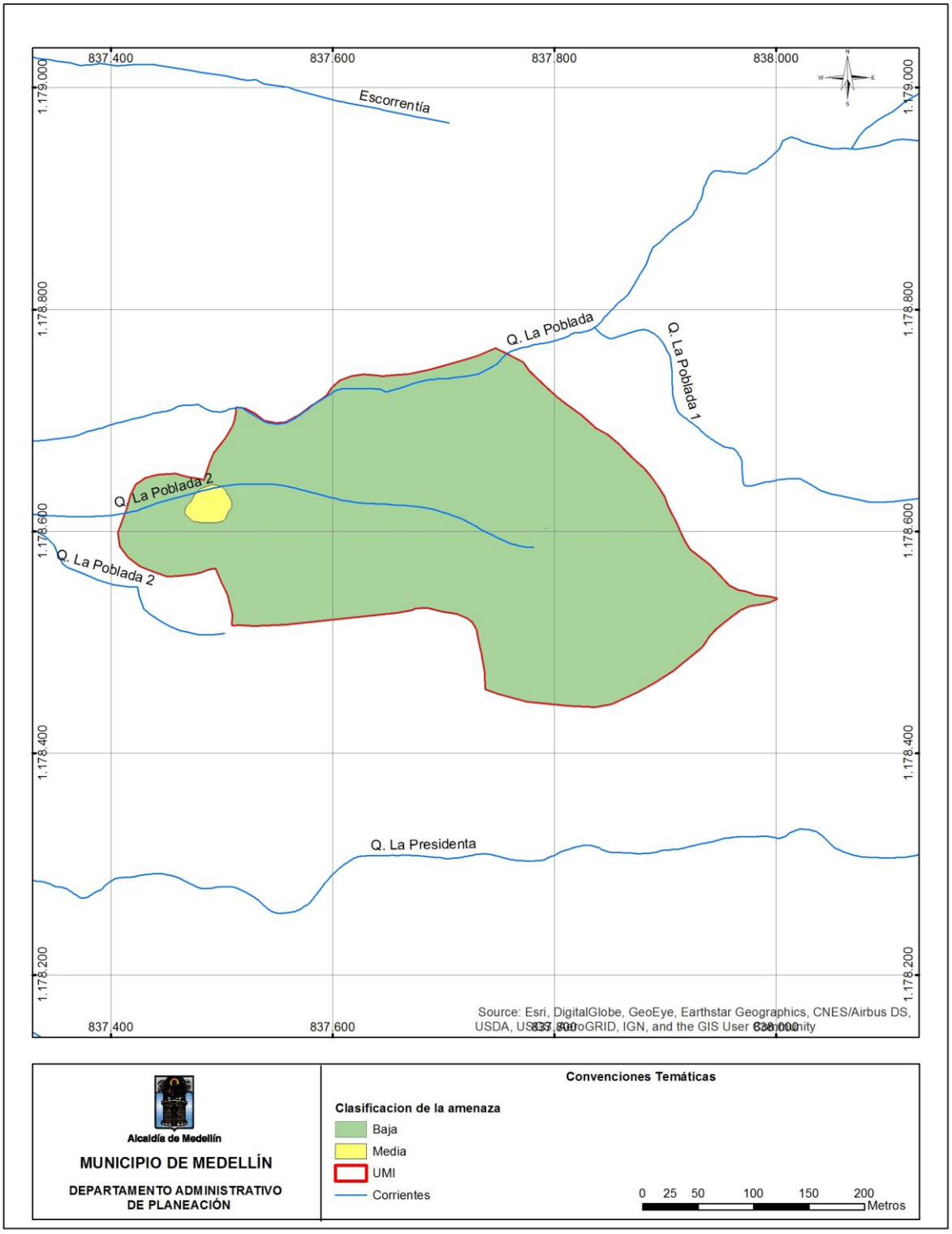


Ilustración 86. Mapa de amenaza proyectada ante deslizamiento

12.2. Plan de monitoreo y seguimiento

Con el fin de poder evaluar la efectividad de las labores de estabilización recomendadas, se presenta a continuación el plan de seguimiento y monitoreo a adelantar una vez se haya implementado la obra propuesta.

12.2.1. Inclinómetros

Se recomienda realizar el monitoreo del comportamiento de la ladera mediante la instalación de por lo menos cuatro Inclinómetros.

Un inclinómetro consiste en una tubería ranurada diametralmente, la cual se instala dentro de una perforación efectuada en el terreno. Adicionalmente, se debe contar con un torpedo, el cual se usa primero para medir la posición inicial de la tubería cuando acaba de ser instalada y luego para medir las posiciones sucesivas de la tubería cuando esta se va moviendo.

La función de la tubería es entonces proveer el acceso para el torpedo de lecturas. Las ranuras longitudinales marcadas en el interior de la tubería controlan la orientación del torpedo y proveen una superficie desde la cual se pueden hacer lecturas repetibles.

Al instalar el inclinómetro se debe buscar que una de las ranuras quede en el mismo sentido en que se espera ocurra el movimiento, el cual se denomina convencionalmente Sentido A. Las ranuras ubicadas a 90° del Sentido A constituyen el denominado Sentido B y normalmente permiten controlar una orientación en la que no se esperan mayores movimientos.

Para su instalación, la lechada que se debe usar es una mezcla homogénea de cemento y agua, hecha de acuerdo con los procedimientos normales para fabricación de lechadas.

Se puede usar una mezcla de cemento y bentonita con una resistencia comparable a la de la roca o suelo adyacente, para lo cual se deben ejecutar ensayos que permitan garantizar que se alcanzó la resistencia necesaria.

Como se muestra en la Ilustración 87, se habla tanto del Sentido A+ como del Sentido A- y tanto del Sentido B+ como del Sentido B-. El Sentido A+ queda orientado hacia la dirección donde se espera que se den los mayores movimientos (pendiente abajo) y el Sentido A- en dirección contraria (pendiente arriba). Según esto, los Sentidos A-, B+ y B- se encuentran orientados hacia donde no se espera que se den mayores movimientos.

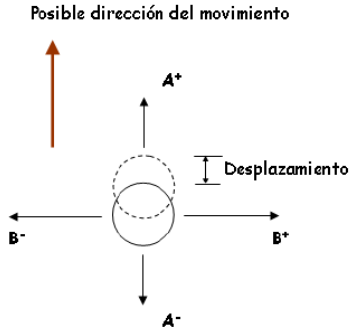


Ilustración 87. Disposición de los Sentidos A y B en los inclinómetros

Se recomienda que inicialmente se tomen lecturas dos veces al mes, es decir, cada quince días, y los resultados indicarán como se puede ir ajustando la periodicidad de las lecturas.

12.2.2. Piezómetros

Los piezómetros del tipo Hilo Vibrantil permiten medir la presión de poros que genera el agua al interior del suelo. Para esto cuentan con un diafragma sensible de acero inoxidable conectado a una cuerda vibrante, como se observa en la Ilustración 88. Cuando ocurren cambios de presión, el diafragma sufre deflexiones que ocasionan cambios en la tensión y en la frecuencia de vibración de la cuerda vibrante, estas dos variables son convertidas a presión.

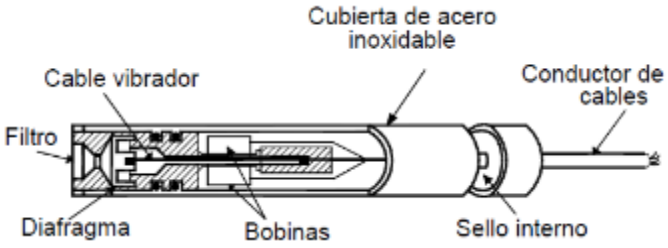


Ilustración 88. Piezómetro de hilo vibrantil. Adaptado de Cornforth (2005)

Es importante señalar que los piezómetros cuentan con una boquilla de cerámica con un alto valor de admisión de aire, la cual registra la presión de poros combinada por gases y lixiviados. Por el momento no es posible desglosar estas dos componentes.

Se deberán instalar piezómetros en la corona de los taludes y a media ladera, con el fin de verificar que no se presenten aumentos en las presiones de poros asociadas con el aumento del nivel freático, lo cual representaría un riesgo para la estabilidad del talud.

Para la instalación de los piezómetros se deben seguir los siguientes pasos:

- Ejecutar la perforación hasta la profundidad requerida para el piezómetro. Limpiar la perforación con un chorro de agua o con fango biodegradable.

- Formar una primera capa de arena sobre el fondo de la perforación y luego tirar levemente del revestimiento para mantenerlo un poco arriba del nivel de la arena. Cuando la arena alcanza el espesor requerido se baja el piezómetro a la perforación. Luego se hecha más arena para bordear todo el piezómetro y cubrirlo por encima unos 150 mm e igualmente se vuelve a tirar del revestimiento de la perforación para mantenerlo un poco arriba del nivel de la arena.

- Si el nivel freático está por debajo de la elevación del piezómetro, se debe instalar el piezómetro con el filtro inclinado hacia arriba, de modo que se permita el reingreso fácil del agua.

- También se puede instalar el piezómetro dentro de una bolsa de lona rellenado con arena.

- Colocar el sello de bentonita sobre la capa de arena. Un sello típico tiene por lo menos 0.3 m de espesor, aunque se debe ajustar cada proyecto de acuerdo con los requerimientos especiales. Una vez más, arrastrar el revestimiento para arriba hasta el nivel de la bentonita.

- El sello de bentonita normalmente requiere de 2 a 3 horas para su instalación, aunque esto puede variar dependiendo del tipo de bentonita. Se debe mantener la perforación llena de agua para hidratar la bentonita y aislarla del agua freática circundante.

- Rellenar con una lechada del cemento bentónico. Mezclar primero el agua con el cemento y luego agregar la bentonita. Ajustar la cantidad de bentonita para producir una lechada con la consistencia de una crema pesada. Si la lechada es demasiado fina, los sólidos y el agua se separarán. Si la lechada es demasiado gruesa, será difícil de bombear.

- Las lecturas tomadas inmediatamente después de la instalación serán altas, pero disminuirán con conforme ocurran las curaciones de la lechada. Una lectura puede ser tomada horas o días después de la instalación, dependiendo de la permeabilidad del suelo. Lecturas periódicas ayudan a determinar cuándo ha ocurrido la recuperación, es decir, cuando la presión de poros se ha estabilizado.

- Terminar la instalación según lo especificado en planos o lo indicado por el Interventor. Es importante dejar el cable sobre el nivel del suelo dentro de una caja de protección impermeable o con un conectador impermeable. Se debe además proteger la instalación contra el tráfico durante construcción y marcar su localización con una estaca visible.

12.3. Control de drenaje

El agua debe ser controlada en cualquier proceso de estabilidad de taludes y vertientes, ya que es un elemento que presenta gran influencia en el deterioro de las condiciones de estabilidad, por lo que debe tenerse un manejo adecuado de las aguas de escorrentía, para lo cual se presentan

algunas recomendaciones generales que buscan el control de las aguas y por ende mantener condiciones de estabilidad adecuadas.

12.3.1. Cunetas y rondas de coronación

Es necesario que, en sectores con áreas aferentes de área considerable, se construya una cuneta o ronda de coronación que conduzca las aguas de escorrentía para que éstas no fluyan por la vertiente y puedan afectar la estabilidad.

Las cunetas o rondas deben construirse por detrás de la corona de la vertiente que se desee proteger, a una distancia mínima de 1.0 m. Estos elementos deberán tener una pendiente no inferior al 2% y no superior al 5% y deberán entregarse a drenajes naturales o a la red de aguas lluvias, de forma adecuada para no generar procesos erosivos adicionales. Estas cunetas se podrán construir con sacos de suelo-cemento o con concreto simple, como se muestra en la Ilustración 89.

Para el manejo de las aguas que fluyen por la vertiente intervenida, se debe construir una cuenta en la parte baja (pata) del talud, Las cunetas recomendadas podrán construirse en concreto y debajo de la misma, se deberá colocar un entresuelo en piedra y arena con espesor no inferior a 10 cm.

Al igual que las cuentas de las rondas de coronación, estas cunetas deberán llevar las aguas hacia la red de aguas lluvias de la zona o hacia los drenajes naturales, verificando que su entrega sea d adecuada y no genere procesos erosivos.

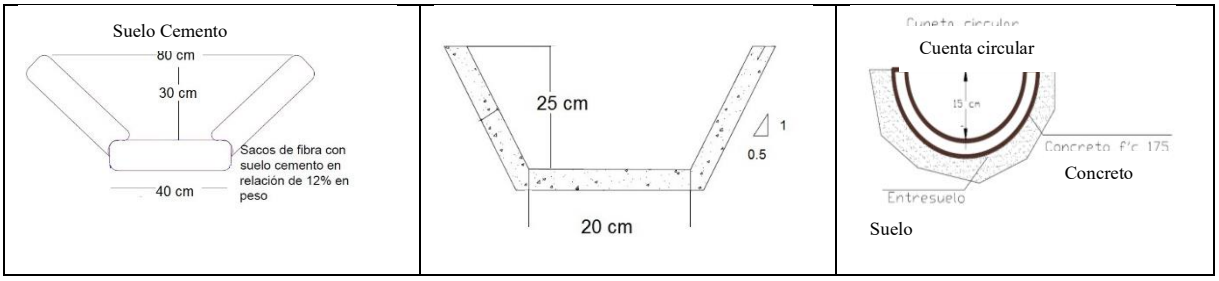


Ilustración 89. Esquema de cuentas, las dimensiones pueden variar de acuerdo a las necesidades

12.3.2. Drenaje en vías y senderos

Se debe implementar un sistema de drenaje en calles y senderos mediante la construcción de cunetas y canales que permitan captar y conducir adecuadamente las aguas lluvias y de escorrentía hacia la red de aguas lluvias o drenajes naturales, estos deberán estar construidos de acuerdo a especificaciones técnicas que garantice la conducción y entrega adecuada de los flujos captados.

12.3.3. Canal revestimiento quebrada La Poblada 2

Se debe implementar como se especifica en el capítulo 8.3 el revestimiento del canal con bolsacretos para la conducción de la quebrada en el tramo del lote.

12.4. Revegetalización de taludes

Los taludes generados durante el proceso de intervención aquí propuesto deberán ser revegetalizados, para esto se podrán utilizar cespedones de grama o en su defecto se podrán utilizar productos sintéticos (biomantos, agromantos, etc.) mezclados con semillas de pastos que permitan el establecimiento de la cobertura en el menor tiempo posible.

13. CONCLUSIONES

A nivel geológico la zona de estudio se caracteriza por la presencia en superficie de cuatro unidades Dunitas de Medellín, Depósitos de flujos, depósitos de deslizamientos y depósitos antrópicos. La dunita aflora en la parte alta de la UMI de estudio, e infrayace los depósitos antes mencionados, en la mayor parte de la zona, y ya que había la parte baja, en cercanías de la vía las palmas, los depósitos son infrayacidos por saprolito del Gabro de San diego, el cual no aflora, sino que fue definido en una perforación.

La morfología de lomos y vertientes moderadas, está modificada en la parte media y baja de la UMI por actividad antrópica, con cortes y llenos para construcción de vías y obras de infraestructura.

Una de las principales características de la Dunita de Medellín en la zona de estudio es que presenta un relieve seudocárstico, este relieve es generado por la disolución de la roca en los procesos de meteorización y da lugar a oquedades y cavernas que conducen el agua subterránea que se infiltra en la altillanura y aflora en la vertiente.

En el año 2010 se presentaron numerosos procesos complejos en la vertiente alta de la avenida las Palmas, uno de esos fue en la UMI en evacuación, estos eventos fueron deslizamientos, que se desplazaron como flujos a lo largo de vaguadas y cañadas.

Los estudios realizados en la zona para caracterizar los eventos del 2010, concluyeron que estos esos procesos fueron detonados por el afloramiento de aguas subterráneas de la dunita, a su vez concluyen que no es posible predecir el afloramiento de las aguas infiltradas.

En términos generales, la quebrada La Poblada afecta la zona del proyecto en la parte norte. Sin embargo, no se evidencia inundación del lote, debido a las altas pendientes y a que las manchas de inundación no muestran zonas que afecten más de 10 metros de retiro de la quebrada La Poblada.

En cuanto a la quebrada La Poblada 2 que se encuentra en medio del polígono de estudio, se observan láminas de agua de bajas profundidades que no superan los 10 cm para un periodo de retorno de los 100 años. De igual manera, se evidencia en las visitas de campo realizadas en épocas de lluvia que no existe un flujo base continuo y que su mancha de inundación del modelo hidráulico no supera los 5 metros de retiro al eje de la quebrada.

Según el POT para las quebradas La Poblada y La Poblada 2 en la zona de influencia del lote se requiere un retiro, a eje de quebrada, de 30 metro y 10m metros respectivamente. Sin embargo, dados los modelos hidráulicos realizados para estas dos quebradas para un caudal de un período de retorno de 100 años las manchas de inundación muestran que solo es necesario dejar retiros 10 metros para la quebrada la Poblada y de 5 metros para la quebrada La Poblada 2 a eje de quebrada.

La quebrada La Poblada 2 tiene la mayor influencia sobre el lote, a pesar de que sus aguas están conducidas en parte por un canal cerrado tipo tubería. Se debe garantizar que a lo largo del cauce no se presenten acumulaciones de materiales, ya que una obstrucción en el mismo puede generar represamientos que conlleven a problemas de empozamiento y estabilidad.

En ninguna de las dos corrientes se presentan procesos erosivos por sedimentos ni cargas externas a las corrientes, el transporte de sedimentos en estas corrientes no corresponde a materiales erosivos.

Es de suma importancia que cualquier obra que se vaya a realizar en esta zona tenga canales perimetrales de agua lluvias para proteger las construcciones.

El análisis de estabilidad mostró que en condiciones normales los factores de seguridad están por encima de 1.46, con probabilidades de falla nulas, señalando un nivel de amenaza bajo por movimientos en masa.

En condiciones extremas considerando el sismo de diseño de 475 años y la lluvia máxima para un periodo de retorno de 50 años, los factores de seguridad descienden hasta un mínimo de 1.00, con probabilidades de falla entre 0% - 60%. Específicamente, con estos resultados las Secciones A y D se clasifican con una amenaza media, mientras que las Secciones B y C con una amenaza baja.

La Sección D es representativa de la parte baja del lote y presenta una amenaza media por movimientos en masa. Esta zona que hoy en día se encuentra estructuralmente intervenida y ocupada, muestra un factor de seguridad en condiciones normales (estáticas) de 1.5 y extremas (pseudo estáticas) de 1.06, valores que satisfacen los mínimos requeridos por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismoresistente NSR-10.

Considerando que una de las zonas donde se planea una intervención tiene un nivel actual de amenaza media, se realizó un análisis para una situación proyectada. Este análisis considera una pantalla en pilas diseñada para este caso específico, y la cual permite reducir el nivel de amenaza a Amenaza Baja, dado que la probabilidad de falla anual en condiciones extremas es de cero (0.00%).

La zonificación de la aptitud geológica se adelantó con base en los criterios establecidos por Solingral (2011), para los terrenos ubicados en esta zona de Medellín. El resultado de la zonificación muestra como en la porción sur occidental de la UMI, en cercanía al casa presente en la zona, cambio su suo de restricción a uso Urbanístico, considerando los resultados de estabilidad obtenidos en los análisis de dicha zona.

14. LIMITACIONES

El presente informe se fundamenta en las condiciones del terreno encontradas durante los trabajos de exploración en campo, la información básica recopilada, y posteriormente, en los análisis efectuados.

Lo estimado son proyecciones aplicando la “buena práctica profesional”, haciendo un esfuerzo razonable en términos de recursos y de la aplicación del conocimiento para proponer soluciones a los problemas planteados. Sin embargo, la ocurrencia de los fenómenos es aleatoria en cuanto a su frecuencia e intensidad, así los conceptos aplicados y desarrollos realizados estiman la ocurrencia de dichos eventos mas no son predictores.

15. REFERENCIAS

Alcaldía de Medellín (2015). Decreto 1625 de 2015.

Alcaldía de Medellín (2011). Descripción de zonas homogéneas microzonificación sísmica del área urbana de Medellín. Departamento Administrativo de Planeación. Medellín.

Alcaldía de Medellín (2014): POT acuerdo 048 de 2014. Consultado https://www.medellin.gov.co/geomedellin/servicios.hyg?idAgrupacion=4#openModal 29 de septiembre de 2017.

Área Metropolitana del valle de Aburrá. (2012). Acuerdo Metropolitano 09 de 2012.

Bladé, L. Cea, G. Corestein, E. Escolano, J. Puertas, E. Vázquez-Cendón, J. Dolz, and A. Coll, "Iber: herramienta de simulaci{ó}n n{ú}merica del flujo en r{í}os." Revista Internacional de M{é}todos Num{é}ricos para C{á}lculo y Dise{ñ}o en Ingenier{í}a, Vol.30(1) pp.1-10, 2014.

DESINVENTAR (2017). Base de datos Medellín https://online.desinventar.org/desinventar/ #COL-20120530190858, extraído el 18 de noviembre de 2018.

Fell. R. (1994). Landslide risk assesment, and acceptable risk. Canadian geotechnical Journal, V 31, P 261-272.

Flumen, G. España, and CEDEX, "Modelización bidimensional del flujo en lámina libre en aguas poco profundas. Manual básico usuario," 2010. [Online]. Available: ftp://ceres.udc.es/ITS_Caminos/2_Ciclo/Obras_hidraulicas/Curso 2012-2013 /Hidraulica Fluvial/Iber/Manual_Basico_Usuario_Iber.pdf.

Geotechnical engineering circular No. 5: Evaluation of soil and rock properties (No. FHWA-IF-02-034). (2002).

González G., Álvaro J. (1999) Estimativos de parámetros efectivos de resistencia con el SPT. X jornadas geotécnicas de la ingeniería Colombiana.

González, H., 1980, Geología de las planchas 167 (Sonsón) y 168 (Salamina): Boletín Geológico, Vol. 23, 174 P.

González. J. C. , "Simulación Numérica De Inundaciones En Villahermosa," Universidad Juárez Autónoma De Tabasco, 2012.

Grosse, E., (1926). Estudio Geológico del Terciario Carbonífero de Antioquia en la parte occidental de la Cordillera Central de Colombia: Berlín, Verlag Von Dietrich Reimer (Ernst Vohsen), 361 P.

Grupo de Sismología de Medellín - GSM, (1999). Instrumentación y Microzonificación sísmica del área urbana de Medellín. Municipio de Medellín, Sistema Municipal de Prevención y Atención de Desastres. 135 P.

Grupo de Sismología de Medellín, GSM, (2002). Microzonificación sísmica de los municipios del Valle de Aburrá y definición de zonas de riesgo por movimientos en masa e inundaciones en el Valle de Aburrá. Informe Final para el Área Metropolitana del Valle de Aburrá.

Hoek, E., Carranza-Torres, C., & Carkum, B. (2002). Hoek-Brown failure criterion-2002 edition. Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symp, (págs. 267–73). Toronto.

J. Oliveras, "Como seleccionar el coeficiente de rugosidad de Manning en cauces naturales," 2016. [Online]. Available: http://www.hidrojing.com/como-seleccionar-el-coeficiente-de-rugosidad-de-manning-en-cauces-naturales/.

Kramer, S. L. (1996). Geotechnical Earthquake Engineering Prentice Hall. New York.

Louie, J. N. (2001). Faster. Better: shear-wave velocity to 100 meter depth from refraction microtremor arrays, Bull. Seism. Soc. Am. 91, 347-364.

Restrepo, J. y Toussaint, J. (1984). Unidades litológicas en los alrededores de Medellín. I Conferencia sobre riesgos geológicos del Valle de Aburrá, Medellín, 26 P.

Rocscience, Inc. (2012). Slide. 2D limit equilibrium slope stability for soil and rock slopes. Toronto (Ontario). Canadá.

Solingral 2011. Modelo hidrogeológico conceptual de la ladera suroriental de Medellín (cuencas altas de las quebradas La Poblada, La Presidenta y La Sanín), elaborado para la Alcaldía de Medellín.

Servicio Geológico Colombiano (2015). Guía metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa. Imprenta Nacional de Colombia. Bogotá D.C.

Smith, R y Velez M. V, Hidrología de Antioquia. Medellín, 1997.

Turner and A. J. Burdoin, "The flood hydrograph," Bost. Soc. Civ. Engin, vol. 28, pp. 232–256, 1941.

V. Te Chow, Hidráulica de Canales Abiertos. Bogota, 2004.

Wright, S. G., & Duncan, J. M. (2005). Soil Strength and Slope Stability. John Wiley & Sons.

ANEXO 1.
REGISTROS DE PERFORACIÓN

ANEXO 2.
ENSAYOS DE LABORATORIO