

MUNICIPIO DE MEDELLÍN - UNIVERSIDAD EAFIT

CONVENIO DE ASOCIACIÓN No. 4600076515 de 2018

OBJETO:

Convenio de asociación para la identificación del riesgo de detalle en algunas zonas del Municipio de Medellín.

**POLÍGONO
LA PICACHA**

Julio de 2019

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	1
2. LOCALIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO	3
3. METODOLOGÍA	4
3.1 CARTOGRAFÍA ESCALA DE TRABAJO	4
3.1.1 Recopilación de información secundaria y productos base	4
3.1.2 Generación de mapas temáticos	4
3.2 AMENAZA POR AVENIDAS TORRENCIALES	6
3.2.1 Hidrología	6
3.2.2 Hidráulica.....	6
3.2.3 Zonificación de la amenaza por torrencialidad.	7
3.3 AMENAZA POR MOVIMIENTOS EN MASA.....	8
3.3.1 Visitas de reconocimiento.....	8
3.3.2 Exploración del subsuelo y ensayos de laboratorio	9
3.3.3 Estratigrafía y definición de parámetros geomecánicos	10
3.3.4 Definición de los modelos geológico – geotécnicos.....	10
3.3.5 Evaluación de la estabilidad.	11
3.3.6 Análisis de la distancia de viaje	11
3.3.7 Zonificación de la amenaza por movimientos en masa	12
3.4 ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD	13
3.4.1 Fichas de levantamiento de la información.....	13
3.4.2 Trabajo de campo.....	13
3.4.3 Análisis de la información	14
3.5 VULNERABILIDAD EN LAS CONSTRUCCIONES.....	14
3.5.1 Cálculo de la fragilidad	14

3.5.2	Intensidad de las avenidas torrenciales en edificaciones.	15
3.5.3	Intensidad de los movimientos en masa lentos en edificaciones.....	15
3.5.4	Intensidad de los movimientos en masa rápidos en edificaciones.....	16
3.6	VULNERABILIDAD EN LAS LÍNEAS VITALES	17
3.6.1	Fragilidad en líneas vitales	17
3.6.2	Intensidad en líneas vitales para avenidas torrenciales.....	18
3.6.3	Intensidad en líneas vitales para movimientos en masa lentos	18
3.6.4	Intensidad en líneas vitales para movimientos en masa rápidos	19
3.7	VULNERABILIDAD EN LAS PERSONAS	19
3.8	CÁLCULO Y ZONIFICACIÓN DE LA VULNERABILIDAD	20
3.9	EVALUACIÓN DEL RIESGO	21
3.9.1	Riesgo por Elementos Expuestos.....	21
3.9.2	Riesgo por Polígono.	22
4.	REVISIÓN DE INFORMACIÓN SECUNDARIA.....	24
5.	CARACTERÍSTICAS GENERALES.....	29
5.1	GEOLOGÍA REGIONAL.....	29
5.1.1	Estratigrafía	30
5.2	GEOMORFOLOGIA REGIONAL	32
5.2.1	Valle de Aburrá Medio (VM)	32
5.3	TECTÓNICA REGIONAL	36
5.3.1	Sistema de Fallas	36
6.	CONDICIONES GEOLÓGICAS LOCALES DEL POLÍGONO LA PICACHA ..	37
6.1	DEFINICIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO Y DE LAS UMIS	37
6.2	FOTOINTERPRETACIÓN.....	40
6.3	UNIDADES GEOLÓGICAS PARA INGENIERÍA	44
6.3.1	Derivado de roca in situ	46
6.3.2	Depósitos de vertiente	48
6.3.3	Depósitos aluviales.....	50
6.3.4	Depósitos antrópicos	52

6.4	GEOLOGÍA ESTRUCTURAL LOCAL	53
6.4.1	Orientación y buzamiento	55
6.4.2	Espaciamiento	58
6.4.3	Persistencia	59
6.4.4	Apertura	60
6.4.5	Rugosidad	61
6.4.6	Relleno	63
6.4.7	Meteorización	63
6.4.8	Aguas – Filtraciones	64
6.4.9	Resistencia de las paredes.....	65
6.5	MORFOMETRÍA	67
6.6	GEOMORFOLOGÍA LOCAL	72
	Bloque Itagüí – San Cristóbal	75
6.7	PROCESOS MORFODINÁMICOS	97
6.7.1	Reporte histórico de eventos	97
6.7.2	Identificación de procesos morfodinámicos	101
6.8	SUELOS DE PROTECCIÓN Y USO GENERAL DEL SUELO.....	106
7.	EVALUACIÓN GEOTÉCNICA	108
7.1	EXPLORACIÓN DE CAMPO	108
7.1.1	Exploración Indirecta	111
7.2	RESULTADOS Y ANÁLISIS DE LABORATORIO.....	126
7.3	ANÁLISIS GEOTECNICO	127
7.3.1	Estratigrafía y definición de parámetros geomecánicos	128
7.4	DEFINICIÓN DE MODELOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS	137
7.5	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CONDICIÓN ACTUAL	140
8.	ESTUDIO HIDROLÓGICO	150
8.1	INFORMACIÓN DISPONIBLE	151
8.1.1	Información Cartográfica	151
8.1.2	Información Hidroclimática	152

8.1.3	Usos del Suelo y Coberturas Vegetales	152
8.2	PROCESAMIENTO DEL MODELO DEL TERRENO Y MORFOMETRÍA....	154
8.2.1	Trazado automático de cuencas a partir de modelos digitales de elevación (MDE)	154
8.2.2	Parámetros morfométricos de las cuencas estudiadas	155
8.3	CICLO DE LA PRECIPITACIÓN	156
8.4	PERFIL DEL CAUCE PRINCIPAL	156
8.5	CÁLCULO DE CAUDALES MÁXIMOS	159
8.5.1	Tiempo de Concentración.....	159
8.5.2	Intensidad de la Lluvia de Diseño	163
8.5.3	Método de las Hidrógrafas Unitarias.....	166
8.5.4	Método Racional Probabilístico	188
8.6	RESULTADOS.....	192
8.7	COMPARACIÓN RESULTADOS – ESTUDIOS PREVIOS.....	195
8.8	DESCRIPCIÓN DE CAMPO	197
9.	ESTUDIO HIDRÁULICO.....	208
9.1	INFORMACIÓN DISPONIBLE	208
9.1.1	Topografía	208
9.1.2	Obras Hidráulicas Existentes.....	216
9.1.3	Caudal de Diseño	216
9.1.4	Material Aluvial – Quebrada La Picacha.....	217
9.2	DIAGNÓSTICO - EVALUACIÓN CONDICIONES EXISTENTES	219
9.2.1	Descripción del Modelo Hidráulico.....	220
9.2.2	Modelamiento de Avenidas Torrenciales.....	221
9.2.3	Coeficiente de Rugosidad.....	223
9.2.4	Condiciones de Frontera	228
9.2.5	Calibración del Modelo Hidráulico	229
9.2.6	Resultados.....	231

9.3	ANÁLISIS CONDICIÓN ACTUAL	255
9.3.1	Zonificación de Afectaciones por Crecientes	255
9.3.2	Control de Fondo de Corrientes.....	257
10.	ZONIFICACIÓN DE AMENAZAS	260
10.1	AMENAZAS POR AVENIDAS TORRENCIALES.....	260
10.1.1	Diseño De Obras	263
10.1.1.1	Control de Fondo.....	263
10.1.1.2	Canal de Descarga – Afluente – 2+140.....	270
10.1.1.3	Control de Niveles – Zona de Desbordamiento	275
10.1.1.4	Intervenciones Complementarias	278
10.1.2	Evaluación Condiciones Futuras	280
10.1.2.1	Parámetros de Entrada	281
10.1.2.2	Resultados	282
10.1.3	Comparación De Resultados.....	291
10.2	AMENAZA POR MOVIMIENTOS EN MASA	297
10.2.1	Amenaza por estabilidad	298
10.2.1	Amenaza en condiciones estáticas	299
10.2.2	Amenaza en condiciones pseudo – estáticas.....	301
10.2.3	Amenaza en condiciones saturadas.....	301
10.2.4	Amenaza por runout.....	302
10.2.5	Amenaza total	303
11.	CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN	306
11.1.1	Socavación General Método Campo – Ordoñez	306
11.1.2	Socavación Local – Aguas Abajo De Diques	308
11.1.3	Resultados	310
12.	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE OBRAS	315
12.1.1	Obra 1 – Tramo Entre 2+030 A 2+205 – Control De Fondo	315
12.1.2	Obra 2 - Canal De Descarga – Afluente – 2+140.....	317
12.1.3	Obra 3 – Tramo Entre 2+965 A 3+162 - Muro De Contención	318

12.1.4	Obra 4 - Intervenciones Complementarias	320
13.	VULNERABILIDAD.....	322
13.1	ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LAS CONSTRUCCIONES POR AVENIDAS TORRENCIALES	322
13.1.1	Cálculo de la fragilidad de las construcciones.....	322
13.1.2	Cálculo de la intensidad sobre las construcciones.	326
13.1.3	Cálculo de la vulnerabilidad de las construcciones	327
13.2	ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LAS LÍNEAS VITALES POR AVENIDAS TORRENCIALES	329
13.2.1	Cálculo de la fragilidad de la línea vital – energía	329
13.2.2	Cálculo de la intensidad de la línea vital – energía	330
13.2.3	Cálculo de la vulnerabilidad de la línea vital – energía.....	331
13.2.4	Cálculo de la fragilidad de la línea vital – vías.....	332
13.2.5	Cálculo de la intensidad de la línea vital – vías	333
13.2.6	Cálculo de la vulnerabilidad de la línea vital – vías	334
13.2.7	Cálculo de la fragilidad del acueducto	335
13.2.8	Cálculo de la intensidad del acueducto	336
13.2.9	Cálculo de la vulnerabilidad del acueducto	337
13.2.10	Cálculo de la fragilidad del alcantarillado	338
13.2.11	Cálculo de la intensidad del alcantarillado.....	339
13.2.12	Cálculo de la vulnerabilidad del alcantarillado.....	340
13.3	VULNERABILIDAD DE PERSONAS POR AVENIDAS TORRENCIALES	341
13.3.1	Análisis de vulnerabilidad de personas.	341
13.4	DESCRIPCIÓN DE PROBLEMAS ENCONTRADOS EN LAS CONSTRUCCIONES.....	342
13.5	ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LAS CONSTRUCCIONES POR MOVIMIENTOS EN MASA.....	343
13.5.1	Cálculo de la fragilidad de las construcciones.....	343

13.5.2	Cálculo de la intensidad sobre las construcciones.	347
13.5.3	Cálculo de la vulnerabilidad de las construcciones	348
13.5.4	Cálculo de la vulnerabilidad de las construcciones	349
13.6	ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LAS LÍNEAS VITALES POR MOVIMIENTO EN MASA.....	351
13.6.1	Cálculo de la fragilidad de la línea vital – energía	351
13.6.2	Cálculo de la intensidad de la línea vital – energía	352
13.6.3	Cálculo de la vulnerabilidad de la línea vital – energía.....	353
13.6.4	Cálculo de la fragilidad de la línea vital – vías.....	354
13.6.5	Cálculo de la intensidad de la línea vital – vías	355
13.6.6	Cálculo de la vulnerabilidad de la línea vital – vías	356
13.6.7	Cálculo de la fragilidad del acueducto.....	357
13.6.8	Cálculo de la intensidad del acueducto	358
13.6.9	Cálculo de la vulnerabilidad del acueducto	359
13.6.10	Cálculo de la fragilidad del alcantarillado	360
13.6.11	Cálculo de la intensidad del alcantarillado.....	361
13.6.12	Cálculo de la vulnerabilidad del alcantarillado.....	362
13.7	VULNERABILIDAD DE PERSONAS POR MOVIMIENTOS EN MASA	363
13.7.1	Análisis de vulnerabilidad de personas	363
13.8	DESCRIPCIÓN DE PROBLEMAS ENCONTRADOS EN LAS CONSTRUCCIONES	364
14.	ZONIFICACIÓN DE RIESGO	366
14.1	RIESGO POR AVENIDAS TORRENCIALES	366
14.1.1	Riesgo de elementos expuestos.	366
14.1.1.1	Análisis de riesgo de las construcciones	366
14.1.1.2	Análisis de riesgo de línea vital - energía.....	367
14.1.1.3	Análisis de riesgo de línea vital - vías	368
14.1.1.4	Análisis de riesgo de línea vital - acueducto.....	369

14.1.1.5	Análisis de riesgo de línea vital - alcantarillado	370
14.1.1.6	Análisis de riesgo de personas.....	371
14.1.2	Riesgo por polígono	372
14.2	RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA.....	373
14.2.1	Riesgo de elementos expuestos	373
14.2.1.1	Análisis de riesgo de las construcciones	374
14.2.1.2	Análisis de riesgo de línea vital - energía	375
14.2.1.3	Análisis de riesgo de línea vital - vías	376
14.2.1.4	Análisis de riesgo de línea vital - acueducto.....	376
14.2.1.5	Análisis de riesgo de línea vital - alcantarillado	377
14.2.1.6	Análisis de riesgo de personas.....	378
14.2.2	Riesgo por polígono	379
15.	APTITUD GEOLÓGICA.....	381
16.	RECOMENDACIONES	384
16.1	RECOMENDACIONES HIDRÁULICAS	384
16.2	RECOMENDACIONES GEOTÉCNICAS	386
16.2.1	Exploración de campo	386
16.2.2	Ejecución de ensayos de campo y toma de muestras:	389
16.2.3	Definición de parámetros geomecánicos.....	391
16.2.4	Parámetros de diseño sísmico	396
16.2.5	Evaluación geotécnica.....	397
16.2.6	Parámetros geotécnicos complementarios.....	403
16.2.7	Recomendaciones generales	404
16.3	CONSTRUCCIONES AFECTADAS POR OBRAS	408
16.4	RECOMENDACIONES VULNERABILIDAD.	410
16.4.1	Servicios públicos domiciliarios	410
16.4.2	Líneas vitales – energía y alumbrado público	410
16.4.3	Vías de acceso y obras de drenaje	410
16.4.4	Mejoramiento saludable	410

16.4.5	Mejoramiento locativo.....	411
16.5	CONSTRUCCIONES EN RIESGO NO MITIGABLE.....	412
16.6	OTRAS RECOMENDACIONES.....	414
16.7	RECOMENDACIONES GEOTÉCNICAS – ANÁLISIS POR MOVIMIENTOS EN MASA	415
16.7.1	Análisis de estabilidad condición proyectada	416
16.7.2	Recomendaciones particulares construcción de anclajes	421
16.7.3	Otras recomendaciones	426
16.7.4	Recomendaciones Generales	429
16.7.5	Plan de Seguimiento y Monitoreo.....	438
16.7.6	Consideraciones finales	439
16.8	RECOMENDACIONES VULNERABILIDAD POR MOVIMIENTOS EN MASA	440
16.8.1	Servicios públicos domiciliarios	440
16.8.2	Líneas vitales – energía y alumbrado público	441
16.8.3	Vías de acceso y obras de drenaje	441
16.8.4	Mejoramiento saludable	441
16.8.5	Mejoramiento locativo.....	441
16.9	RECOMENDACIONES GENERALES SOBRE EL MANEJO DE LAS ZONAS DE AMENAZA	442
16.9.1	Amenaza por avenidas torrenciales	443
16.9.2	Amenaza por movimientos en masa	443
16.10	RECOMENDACIONES GENERALES SOBRE EL MANEJO DE LAS ZONAS DE RIESGO.....	445
17.	CONCLUSIONES.....	447
18.	LIMITACIONES	451
19.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	452

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Localización general del polígono La Picacha.....	3
Figura 2. Mapa geológico regional de la Quebrada La Picacha (Tomado de AMVA (2007) y AMVA – Alcaldía de Medellín (2017)).....	29
Figura 3. Mapa regional de macrounidades de la cuenca de la quebrada La Picacha (Tomado de AMVA, 2007)	33
Figura 4. Mapa geomorfológico regional quebrada La Picacha (AMVA, 2007)	35
Figura 5. Definición de la zona de estudio en el polígono La Picacha.....	38
Figura 6. UMI para los polígonos La Picacha 2 y La Picacha 3	39
Figura 7. Fotografía aérea de 1943, polígono La Picacha.	41
Figura 8. Fotografía aérea de 1945, polígono La Picacha.	42
Figura 9. Ortofoto año 2008, quebrada La Picacha.	43
Figura 10. Ortofoto año 2012, quebrada La Picacha.	44
Figura 11. Geología local del polígono La Picacha.	45
Figura 12. Perfil geológico generalizado del polígono La Picacha.....	45
Figura 13. Horizonte IIB del Stock de Altavista, margen derecha de la quebrada a la altura del puente peatonal del sector la Antigua Terminal.	46
Figura 14. Saprolito del Stock de Altavista en las márgenes de la quebrada La Picacha.	47
Figura 15. Suelo residual del Stock de Altavista, vía hacia el sector de Aguas Frías Parte Alta 100 m más adelante del puente de acceso.....	48
Figura 16. Flujos de lodos y escombros en la zona de estudio. (Der.) Corte sobre la vía de acceso sector El Hoyo, parte distal del depósito. (Izq.) Depósitos de vertiente intercalados con depósitos aluviotorrenciales hacia la margen izquierda de la quebrada a la altura del sector de La Playita.	49
Figura 17. Depósito de deslizamiento sobre la vía a Aguas Frías, se observa un sector del escarpe del deslizamiento	49
Figura 18. Depósitos aluviotorrenciales sobre la quebrada La Picacha en el sector Potrerito.	50

Figura 19. Perfil estratigráfico de los depósitos aluviotorrenciales de la quebrada La Picacha.....	51
Figura 20. Depósitos de cauce aluvial de la quebrada La Picacha.....	52
Figura 21. Llenos en el sector de la escombrera.....	53
Figura 22. Sistemas de diaclasas encontrados hacia la margen izquierda de la quebrada en el sector de Potrerito.....	53
Figura 23. Características de la falla encontrada hacia el sector de La Isla (margen izquierdo de la quebrada La Picacha), obsérvese el desplazamiento de los bloques de la textura brechoide sobre los planos principales de la estructura.	54
Figura 24. Mapa de localización de las estaciones con información de as discontinuidades.	56
Figura 25. Diagrama de polos con todos los datos obtenidos en el levantamiento de discontinuidades. Realizado en Stereo32®	57
Figura 26. Diagrama de rosas con todos los datos obtenidos en el levantamiento de discontinuidades. Realizado en Dips0.5®.....	57
Figura 27. Análisis de la característica de espaciamiento de las discontinuidades	59
Figura 28. Análisis de la característica de continuidad de las discontinuidades	60
Figura 29. Análisis de la característica de apertura de las discontinuidades	61
Figura 30. Esquema para calificar la rugosidad de una discontinuidad (Hoek, 1981).....	62
Figura 31. Análisis de la característica de rugosidad de las discontinuidades.....	62
Figura 32. Análisis de la característica de relleno de las discontinuidades.....	63
Figura 33. Análisis de la característica de meteorización de las discontinuidades	64
Figura 34. Análisis de la característica Filtraciones.....	65
Figura 35. Análisis de la característica de resistencia de las paredes de las discontinuidades	66
Figura 36. Mapa de pendientes del polígono La Picacha.....	68
Figura 37. Características de las zonas correspondientes a los rangos de pendientes entre 0 -10%.....	69
Figura 38. Características de las zonas correspondientes a los rangos de pendientes entre 10 -25%.	70
Figura 39. Características de las zonas correspondientes a los rangos de pendientes entre 25 -40%.	70

Figura 40. Características de las zonas correspondientes a los rangos de pendientes entre 40 -60%.	71
Figura 41. Características de las zonas correspondientes a los rangos de pendientes > 60%.	72
Figura 42. Mapa geomorfológico local del polígono La Picacha.	75
Figura 43. Características de las subunidades de Explanaciones en la margen izquierda del sector San Pablo El Hoyo. (izq.) Escombrera (der.) Ladrillera El Diamante. ..	76
Figura 44. Subunidad de cauce aluvial a la altura del Puente de Aguas Frías (Sector conocido como La Antigua Terminal).	76
Figura 45. Ladera irregular, corta y muy inclinada hacia la parte alta de la vía principal a la vereda Aguas Frías.	77
Figura 46. Ladera irregular, larga y abrupta hacia la margen izquierda de la quebrada La Picacha en el sector de la terminal de buses.	78
Figura 47. Ladera irregular, moderada y abrupta hacia la margen izquierda de la quebrada La Picacha en el sector de la antigua terminal.	79
Figura 48. Ladera irregular, moderada y muy inclinada hacia la vía principal a la vereda Aguas Frías.	79
Figura 49. Ladera recta, muy corta y abrupta hacia la vía principal a la altura del sector El Rubí, margen derecha de la quebrada La Picacha.	80
Figura 50. Ladera convexa, moderada y muy inclinada hacia la parte alta de la vereda Aguas Frías.	80
Figura 51. Ladera en depósito convexa, moderada y abrupta en La Picacha 3	81
Figura 52. Características de las subunidades de Explanaciones en la margen derecha de la cuenca.	82
Figura 53. Subunidad de cauce aluvial en el sector El Chispero.	82
Figura 54. Terrazas aluviotorrenciales en los sectores de Potrerito (der.) y Las Margaritas (izq.).	83
Figura 55. Escarpes de terrazas aluviotorrenciales en el sectores de San Pablo – El Hoyo en la parte baja de la cuenca.	84
Figura 56. Características de la unidad de Ladera en depósito convexa, corta e inclinada hacia la vía principal parte alta de la cuenca.	84
Figura 57. Características de la unidad de Ladera en depósito irregular, muy corta y abrupta en el polígono La Picacha 2.	86

Figura 58. Características de la unidad de Ladera en depósito irregular, corta y muy inclinada hacia la vía que conduce al Galpón Las Margaritas.....	86
Figura 59. Características de la unidad de Ladera en depósito irregular, corta y muy abrupta en el polígono La Picacha 2.....	87
Figura 60. Características de la unidad de Ladera en depósito irregular, moderada y abrupta hacia la margen izquierda de la quebrada, dónde se pueden observar las pendientes de estos materiales y la presencia de procesos morfodinámicos.	88
Figura 61. Características de la unidad de Ladera en depósito irregular, moderada e inclinada en la zona media de la cuenca.	88
Figura 62. Características de la unidad de Ladera en depósito irregular, moderada y muy inclinada hacia la vía que conduce a Aguas Frías. Sector conocido como La Antigua Terminal.	89
Figura 63. Características de la unidad de Ladera en depósito irregular, larga e inclinada hacia la vía principal a la altura del sector de El Chispero.	90
Figura 64. Características de la unidad de Ladera en depósito irregular, larga y muy inclinada hacia la vía peatonal del sector de El Chispero.	90
Figura 65. Características de la unidad de Ladera en depósito recta, corta y abrupta hacia la margen derecha de la cuenca en la parte baja de la misma.	91
Figura 66. Características de la unidad de Ladera en depósito recta, muy corta e inclinada hacia la parte media de la cuenca en su margen izquierda.....	92
Figura 67. Características de la unidad de Ladera en depósito recta, muy corta y muy inclinada hacia el sector comprendido entre Potrerito y la vía de acceso principal.....	92
Figura 68. Características de la unidad de Ladera en depósito recta, muy corta y abrupta hacia el sector de aguas frías.	93
Figura 69. Características de la unidad de Ladera en depósito recta, muy corta y escarpada hacia la vía peatonal que conduce al sector de Potrerito.	94
Figura 70. Características de la unidad de Ladera en depósito recta, corta e inclinada hacia la parte media de la cuenca a lo largo de la vía principal.....	94
Figura 71. Características de la unidad de Ladera en depósito recta, corta y muy inclinada hacia el sector de Aguas Frías en la margen izquierda de la quebrada La Picacha.....	95
Figura 72. Características de la unidad de Ladera en depósito recta, moderada e inclinada hacia la vía que conduce al sector de Potrerito.....	96

Figura 73. Características de la unidad de Ladera en depósito recta, moderada y muy inclinada hacia la margen izquierda de la quebrada La Picacha en el sector de El Chispero.....	96
Figura 74. Características de la unidad de Ladera en depósito recta, larga e inclinada hacia el sector de San Pablo.....	97
Figura 75. Reporte eventos DAGRD para el polígono La Picacha por tipo de evento...	100
Figura 76. Procesos morfodinámicos en el polígono La Picacha.	102
Figura 77. Socavación y erosión de muro de contención en el sector de Potrerito.....	102
Figura 78. Socavación de los materiales aluviotorrenciales de la quebrada La Picacha.	103
Figura 79. Movimientos en masa de tipo traslacional en la margen izquierda de la quebrada La Picacha.....	103
Figura 80. Detalle de los procesos morfodinámicos en los polígono La Picacha 2 y La Picacha 3.....	104
Figura 81. Grietas sobre la vía a Aguas Frías y obra de cuneta clausurada.	105
Figura 82. Movimientos en masa superficiales y descargas directas sobre margen derecha de la quebrada La Picacha	105
Figura 83. Mapa de usos del suelo del polígono La Picacha. Tomado de Acuerdo 48 de 2014.	107
Figura 84. Localización de los sondeos exploratorios y perfiles en los polígonos La Picacha 2 y La Picacha 3.	109
Figura 85. Muestreador estándar para el ensayo SPT	110
Figura 86. Muestreador de pared delgada	111
Figura 87. Localización Geográfica para las líneas sísmicas para el polígono La Picacha.	112
Figura 88. Curva dromocrónicas para la línea 1.....	113
Figura 89. Modelo de capas del ensayo de refracción sísmica línea 1.....	114
Figura 90. Velocidades promedio de onda cortante en la línea 1. Perfil tipo D.....	115
Figura 91. Curva dromocrónicas para la línea 2.....	116
Figura 92. Modelo de capas del ensayo de refracción sísmica línea SIS_VTB_02.	117
Figura 93. Curva dromocrónicas para la línea SIS_VTB_03.	118
Figura 94. Modelo de capas del ensayo de refracción sísmica línea SIS_VTB_03.	119

Figura 95. Velocidades promedio de onda cortante en la línea 2. Perfil tipo D.....	120
Figura 96. Curva dromocrónicas para la línea SIS_VTB_04.	121
Figura 97. Modelo de capas del ensayo de refracción sísmica línea 3.....	122
Figura 98. Velocidades promedio de onda cortante en la línea 3. Perfil tipo D.....	123
Figura 99. Curvas dromocrónicas para la línea 4.....	124
Figura 100. Modelo de capas del ensayo de refracción sísmica de la línea 4.	125
Figura 101. Velocidades promedio de onda cortante en la línea 4. Perfil tipo D.....	126
Figura 102. Variación cohesión del flujo de lodos y/o escombros	131
Figura 103. Variación ángulo de fricción del flujo de lodos y/o escombros.....	132
Figura 104. Variación cohesión del horizonte IB	133
Figura 105. Variación ángulo de fricción del horizonte IB.....	134
Figura 106. Variación cohesión del horizonte IC	135
Figura 107. Variación ángulo de fricción del horizonte IC	135
Figura 108. Localización perfiles y sondeos Polígono Picacha	138
Figura 109. Modelo geológico- geotécnico perfil 1 Picacha 2.....	139
Figura 110. Modelo geológico-geotécnico perfil 1 La Picacha 3.....	140
Figura 111. Análisis de estabilidad perfil 1 La Picacha 2 condición actual estático.	144
Figura 112. Análisis estabilidad perfil 1 La Picacha 2 condición actual pseudoestática....	145
Figura 113. Análisis estabilidad perfil 1 La Picacha 2 condición actual saturada.....	146
Figura 114. Análisis estabilidad Perfil 1 La Picacha 3 situación actual, condición estática.	147
Figura 115. Análisis estabilidad perfil 1 La Picacha 3 condición pseudoestática.	148
Figura 116. Análisis estabilidad perfil 1 La Picacha 3 condición saturada.	149
Figura 117. Estaciones pluviométricas en la zona de estudio.	153
Figura 118. Modelo Digital del Terreno en las cuencas de interés.	157
Figura 119. Variación mensual multianual de la precipitación de la estación de influencia.	158
Figura 120. Perfil del cauce principal de la quebrada La Picacha a través de todos los puntos de control.....	158

Figura 121. Variación de Tiempos de Concentración en diferentes Cuencas.	162
Figura 122. Curva IDF estación San Antonio de Prado (2701038).....	165
Figura 123. Curva IDF estación San Cristóbal (2701046).	166
Figura 124. Coberturas vegetales en las cuencas de las corrientes de estudio.	171
Figura 125. Diagrama distribución temporal de la lluvia, según Huff – 1967, Chow et al, 1994.	175
Figura 126. Hietogramas de precipitación efectiva, quebrada La Picacha P01.	177
Figura 127. Hietogramas de precipitación efectiva, quebrada La Picacha P02.	178
Figura 128. Hietogramas de precipitación efectiva, quebrada La Picacha P03.	179
Figura 129. Hietogramas de precipitación efectiva, quebrada La Picacha P04.	180
Figura 130. Hietogramas de precipitación efectiva, quebrada La Picacha P05.	181
Figura 131. Hietogramas de precipitación efectiva, quebrada La Picacha P06.	182
Figura 132. Hidrogramas de crecientes, quebrada La Picacha P01.....	183
Figura 133. Hidrogramas de crecientes, quebrada La Picacha P02.....	184
Figura 134. Hidrogramas de crecientes, quebrada La Picacha P03.....	185
Figura 135. Hidrogramas de crecientes, quebrada La Picacha P04.....	186
Figura 136. Hidrogramas de crecientes, quebrada La Picacha P05.....	187
Figura 137. Hidrogramas de crecientes, quebrada La Picacha P06.....	188
Figura 138. Caudales máximos diferentes métodos, quebrada La Picacha.	194
Figura 139. Obra de cruce quebrada La Picacha, acceso a Planta EPM.	197
Figura 140. Puente de cruce, hacia sector Aguas Frías y tramo aguas abajo.	198
Figura 141. Material aluvial transportado en la quebrada, tramo superior.	198
Figura 142. Viviendas colindantes a quebrada, margen derecha.	199
Figura 143. Tramo aguas arriba de puente calle 29 C con carrera 110.....	200
Figura 144. Vista aguas abajo del puente calle 29 C con carrera 110.....	200
Figura 145. Proceso erosivo margen izquierda, aparente inactividad.	201
Figura 146. Obra de toma de agua y vista aguas arriba de paso peatonal.....	201
Figura 147. Proceso de incisión y proceso erosivo en orilla izquierda.....	202
Figura 148. Proceso erosivo, aguas abajo y descarga afluente.	203

Figura 149. Descarga afluente, en caída sobre quebrada principal.....	203
Figura 150. Condiciones del cauce en zona colindante con cancha deportiva.....	204
Figura 151. Obra de paso, zona de acceso ladrillera Las Margaritas.....	204
Figura 152. Paramentos viviendas colindantes y paso peatonal insuficiente.	205
Figura 153. Vista aguas abajo del tramo contenido por viviendas.....	205
Figura 154. Muro de contención zona ladrillera El Diamante, y margen opuesta.	206
Figura 155. Zona de cruce, acceso a ladrillera El Diamante y muro margen izquierda. .	207
Figura 156. Esquema del tramo analizado y las secciones transversales usadas.....	209
Figura 157. Curvas granulométricas para cada muestra tomada.	218
Figura 158. TR233 años para quebrada La Picacha.....	230
Figura 159. Secciones zona 0+000 a 0+290.....	232
Figura 160. Perfil del flujo 0+000 – 0+290.....	233
Figura 161. Secciones zona 0+750 a 0+900.....	234
Figura 162. Perfil del flujo 0+750 – 0+900.....	235
Figura 163. Secciones zona 1+300 – 1+700.....	236
Figura 164. Perfil del flujo 1+300 – 1+700.....	236
Figura 165. Secciones zona 1+700 a 2+175.....	237
Figura 166. Perfil del flujo 1+700 – 2+175.....	238
Figura 167. Secciones zona 2+200 a 2+450.....	239
Figura 168. Perfil del flujo 2+200 – 2+450.....	239
Figura 169. Secciones zona 2+550 a 3+180.....	241
Figura 170. Perfil del flujo 2+550 a 3+180.....	242
Figura 171. Secciones obras de cruce ID 1 y 2.....	243
Figura 172. Secciones obras de cruce ID 3 y 4.....	245
Figura 173. Secciones obras de cruce ID 5 a 7.....	246
Figura 174. Secciones obras de cruce ID 8 a 10.....	247
Figura 175. Secciones obras de cruce ID 11 y 12.....	249
Figura 176. Campo de profundidad escenario actual.	251

Figura 177. Campo de profundidad Detalle 1.....	252
Figura 178. Campo de profundidad Detalle 2.....	253
Figura 179. Campo de profundidad Detalle 3.....	254
Figura 180. Esquema de estructuras control de fondo, Suárez, 2001.	259
Figura 181. Zonificación de amenaza por avenidas torrenciales de la quebrada La Picacha.	262
Figura 182. Régimen hidráulico en caída vertica, Suárez, 2011 y Chow, 1994.	265
Figura 183. Perfil longitudinal, tramo control de fondo.	269
Figura 184. Sección transversal obra tipo presa.	269
Figura 185. Modelo digital del terreno para la cuenca afluente.	271
Figura 186. Resultados Flow Pro, pre dimensión hidráulica canal escalonado.	273
Figura 187. Perfil longitudinal del canal de entrega para el afluente.	274
Figura 188. Detalle del canal de entrega para el afluente.	274
Figura 189. Planta de obras, control de fondo y canal de descarga.	275
Figura 190. Perfil muro de contención sobre margen derecha.	276
Figura 191. Planta de obras, muro de contención.....	277
Figura 192. Sección transversal típica, muro de contención.	278
Figura 193. Sección transversal típica, cruce a Ladrillera El Diamante.	279
Figura 194. Secciones zona 2+030 a 2+205, condición con obras.....	283
Figura 195. Perfil del flujo para zona 2+030 a 2+205, condición con obras.....	284
Figura 196. Secciones zona 2+965 y 3+162, condición con obras.....	285
Figura 197. Secciones acceso a Ladrillera El Diamante, condición con obras.	286
Figura 198. Perfil del flujo zona 2+965 y 3+162, condición con obras.....	287
Figura 199. Mancha de inundación en tramo control de fondo y canal de descarga.	289
Figura 200. Mancha de inundación en tramo obra marginal muro de contención.....	290
Figura 201. Comparación velocidades en zona de obras control de fondo.	293
Figura 202. Comparación profundidades en zona de obras control de fondo.....	294
Figura 203. Comparación velocidades en zona de obras de contención.....	296
Figura 204. Comparación profundidades en zona de obras de contención.	297

Figura 205. Zonificación de amenazas por estabilidad en condiciones estáticas para los polígonos La Picacha 2 y La Picacha 3	300
Figura 206. Contornos de runout para el polígono La Picacha 3.....	303
Figura 209. Zonificación de movimientos en masa en los polígonos La Picacha 2 y La Picacha 3.....	304
Figura 208. Esquema proceso socavación aguas abajo de dique, sin cuña de tierra.....	309
Figura 209. Distribución espacial de la fragilidad de las construcciones por avenidas torrenciales, identificadas en el polígono La Picacha.....	324
Figura 210. Tipología estructuras ligeras (E). Construcción ubicada en el polígono La Picacha.....	325
Figura 211. Tipología construcciones simples (F). Estructura ubicada en el polígono La Picacha.....	325
Figura 212. Tipología estructuras con confinamiento deficiente e híbridas (D). Estructura ubicada en el polígono La Picacha.	326
Figura 213. Distribución espacial de la intensidad de las construcciones por avenidas torrenciales, identificada en el polígono La Picacha.....	327
Figura 214. Distribución espacial de la vulnerabilidad de las construcciones por avenidas torrenciales, identificada en el polígono La Picacha.....	328
Figura 215. Distribución espacial de la fragilidad de la línea vital energía por avenidas torrenciales, identificada en el polígono La Picacha.....	330
Figura 216. Distribución espacial de la intensidad de la línea vital energía por avenidas torrenciales, identificada en el polígono La Picacha.....	331
Figura 217. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital energía por avenidas torrenciales, identificada en el polígono La Picacha.....	332
Figura 218. Distribución espacial de la fragilidad de la línea vital vías por avenidas torrenciales, identificadas en el polígono La Picacha.....	333
Figura 219. Distribución espacial de la intensidad de la línea vital vías por avenidas torrenciales, identificadas en el polígono La Picacha.....	334
Figura 220. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital vías por avenidas torrenciales, identificadas en el polígono La Picacha.....	335
Figura 221. Distribución espacial de la fragilidad de la línea vital acueducto por avenidas torrenciales, identificada en el polígono La Picacha.....	336
Figura 222. Distribución espacial de la intensidad de la línea vital acueducto por avenidas torrenciales, identificada en el polígono La Picacha.....	337

Figura 223. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital acueducto por avenidas torrenciales, identificada en el polígono La Picacha.	338
Figura 224. Distribución espacial de la fragilidad de la línea vital alcantarillado por avenidas torrenciales, identificada en el polígono La Picacha.....	339
Figura 225. Distribución espacial de la intensidad de la línea vital alcantarillado por avenidas torrenciales, identificada en el polígono La Picacha.....	340
Figura 226. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital alcantarillado por avenidas torrenciales, identificada en el polígono La Picacha.	341
Figura 227. Distribución espacial de la fragilidad de las construcciones por movimiento en masa, identificadas en La Picacha 2 y La Picacha 3.....	344
Figura 228. Tipología estructuras ligeras (E). Construcción ubicada en el polígono Quebrada La Picacha.	345
Figura 229. Tipología construcciones simples (F). Estructura ubicada en el polígono Quebrada La Picacha.	346
Figura 230. Tipología estructuras con confinamiento deficiente e híbridas (D). Estructura ubicada en el polígono Quebrada La Picacha.....	347
Figura 231. Distribución espacial de la intensidad de las construcciones por movimiento en masa, identificada en el polígono Quebrada La Picacha.	348
Figura 232. Distribución espacial de la vulnerabilidad de las construcciones por movimiento en masa, identificada en el polígono Quebrada La Picacha.....	349
Figura 233. Distribución espacial de la vulnerabilidad de las construcciones por movimiento en masa, identificada en el polígono Quebrada La Picacha.....	350
Figura 234. Distribución espacial de la fragilidad de la línea vital energía por movimiento en masa, identificada en el polígono Quebrada La Picacha.	352
Figura 235. Distribución espacial de la intensidad de la línea vital energía por movimiento en masa, identificadas en el polígono Quebrada La Picacha.....	353
Figura 236. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital energía por movimiento en masa, identificadas en el polígono Quebrada La Picacha....	354
Figura 237. Distribución espacial de la fragilidad de la línea vital vías por movimiento en masa, identificadas en el polígono de Quebrada La Picacha.....	355
Figura 238. Distribución espacial de la intensidad de la línea vital vías por movimiento en masa, identificadas en el polígono Quebrada La Picacha.....	356
Figura 239. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital vías por movimiento en masa, identificadas en el polígono Quebrada La Picacha.....	357

Figura 240. Distribución espacial de la fragilidad de la línea vital acueducto por movimiento en masa, identificada en el polígono de Quebrada La Picacha.....	358
Figura 241. Distribución espacial de la intensidad de la línea vital acueducto por movimiento en masa, identificada en el polígono Quebrada La Picacha.....	359
Figura 242. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital acueducto por movimiento en masa, identificada en el polígono Quebrada La Picacha.....	360
Figura 243. Distribución espacial de la fragilidad de la línea vital alcantarillado por movimiento en masa, identificada en el polígono de Quebrada La Picacha.	361
Figura 244. Distribución espacial de la intensidad de la línea vital alcantarillado por movimiento en masa, identificada en el polígono Quebrada La Picacha.....	362
Figura 245. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital alcantarillado por movimiento en masa, identificada en el polígono Quebrada La Picacha.....	363
Figura 246. Distribución espacial del riesgo de las construcciones por avenidas torrenciales, identificada en el polígono La Picacha.....	367
Figura 247. Distribución espacial del riesgo de la línea vital energía por avenidas torrenciales, identificada en el polígono La Picacha.....	368
Figura 248. Distribución espacial del riesgo de la línea vital vía por avenidas torrenciales, identificada en el polígono La Picacha.....	369
Figura 249. Distribución espacial del riesgo de la línea vital acueducto por avenidas torrenciales, identificada en el polígono La Picacha.....	370
Figura 250. Distribución espacial del riesgo de la línea vital alcantarillado por avenidas torrenciales, identificada en el polígono La Picacha.....	371
Figura 251. Zonificación de riesgos por polígono por avenidas torrenciales del polígono La Picacha.....	373
Figura 252. Distribución espacial del riesgo de las construcciones por movimiento en masa, identificada en el polígono Quebrada La Picacha.	374
Figura 253. Distribución espacial del riesgo de la línea vital energía por movimiento en masa, identificada en el polígono Quebrada La Picacha.	375
Figura 254. Distribución espacial del riesgo de la línea vital vías por movimiento en masa, identificada en el polígono Quebrada La Picacha.	376
Figura 255. Distribución espacial del riesgo de la línea vital acueducto por movimiento en masa, identificada en el polígono Quebrada La Picacha.	377
Figura 256. Distribución espacial del riesgo de la línea vital alcantarillado por movimiento en masa, identificada en el polígono Quebrada La Picacha.....	378

Figura 257. Zonificación de riesgo por movimientos en masa en La Picacha 2 y La Picacha 3	379
Figura 258. Zonificación de la aptitud geológica en los polígonos La Picacha 2 y La Picacha 3	382
Figura 259. Localización sondeos exploratorios quebrada La Picacha.	387
Figura 260. Ejecución	388
Figura 261. Ejecución sondeo P2-MC.....	388
Figura 262. Ejecución sondeo P3-MC.....	389
Figura 263. Muestreador estándar para el ensayo SPT.	389
Figura 264. Muestreador de pared delgada.	389
Figura 265. Variación cohesión del suelo residual – horizonte IB.	394
Figura 266. Variación ángulo de fricción del suelo residual –horizonte IB.....	394
Figura 267. Tabla 11.3 “Mecánica de suelos” Lambe y Whitman.	396
Figura 268. Variación del valor de Ks con la profundidad.	403
Figura 269. Construcción de una pila in-situ.	405
Figura 270. Especificaciones de los materiales para terraplenes, especificación 220 del INVIAS.....	408
Figura 271. Estructuras afectadas por las obras proyectadas en el polígono La Picacha.	409
Figura 272. Construcciones en riesgo no mitigable en el polígono La Picacha.	414
Figura 273. Análisis estabilidad perfil 1 La Picacha 3, alternativa recomendada, condición estática.	417
Figura 274. Análisis Perfil 1 La Picacha 3 Alternativa recomendada, condición seudoestática	418
Figura 275. Análisis estabilidad perfil 1 La Picacha 3 Alternativa recomendada, condición saturada	419
Figura 276. Localización obras proyectadas Polígono La Picacha 3.....	420
Figura 277. Tensionamiento de anclajes.....	423
Figura 278. Localización en Planta de trinchos	426
Figura 279. Localización en perfil de trinchos	427
Figura 280. Esquema de trinchos	427

Figura 281. Recomendaciones para modificaciones del talud e implantación de viviendas.	432
Figura 282. Esquema de recomendaciones para taludes	433
Figura 283. Características de las cunetas	434
Figura 284. Forma de construcción de las cunetas propuestas	435
Figura 285. Esquema de bajantes	435
Figura 286. Características de los filtros propuestos.....	437
Figura 287. Detalle de inclinómetro.....	438

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Regla de decisión para el riesgo individual Modificado de Phoon (2008) citado por Alcaldía de Medellín (2015).	21
Tabla 2. Regla de decisión para el riesgo por polígono para movimientos en masa.	23
Tabla 3. Información secundaria disponible.	24
Tabla 4. Clasificación geomorfológica regional	32
Tabla 5. Fotografías aéreas empleadas para el proceso de fotointerpretación	40
Tabla 6. Distribución de los datos tomados en las estaciones de campo	55
Tabla 7. Descripción del espaciamiento de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski, 1989).	58
Tabla 8. Descripción de la continuidad de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski, 1989).	59
Tabla 9. Descripción de la abertura de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski, 1989).	60
Tabla 10. Descripción de la meteorización de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski, 1989).	64
Tabla 11. Descripción del agua-filtración de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski, 1989).	65
Tabla 12. Descripción de la resistencia de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski, 1989).	66
Tabla 13. Distribución de la variable pendientes en el polígono La Picacha.	67
Tabla 14. Unidades de relieve y macrounidades del polígono La Picacha.	72
Tabla 15. Consolidado de las visitas del DAGRD en la zona de influencia de la quebrada La Picacha.	98
Tabla 16. Coordenadas de los sondeos de exploración realizados.	108
Tabla 17. Numero de sondeos exploratorios y longitud alcanzada.	110
Tabla 18. Configuración geométrica de la línea sísmica.	112
Tabla 19. Resultados de Laboratorio	127
Tabla 20. Correlaciones utilizadas para la definición de parámetros geomecánicos.	130

Tabla 21. Parámetros geomecánicos ensayos de laboratorio del flujo de lodos y/o escombros.	132
Tabla 22. Parámetros geomecánicos del flujo de lodos y/o escombros	132
Tabla 23. Parámetros geomecánicos ensayos de laboratorio del horizonte IB.....	134
Tabla 24. Parámetros geomecánicos del horizonte IB	134
Tabla 25. Parámetros geomecánicos ensayos de laboratorio del horizonte IC.	136
Tabla 26. Parámetros geomecánicos del horizonte IC	136
Tabla 27. Factores de seguridad para el análisis de estabilidad (Tomado de Tabla H.2.4-1. NSR-10 Factores de Seguridad Básicos Mínimos Directos)	141
Tabla 28. Coeficientes espectrales para los sismos de control de daños y de diseño (Tomado Microzonificación sísmica Medellín, 2006).....	142
Tabla 29. Valores de Kst/amax (Tomado NSR-10)	142
Tabla 30. Resumen de los factores de seguridad obtenidos para los perfiles analizados.	149
Tabla 31. Ubicación de sitios de control para análisis hidrológico.....	150
Tabla 32. Generalidades de la estación de precipitación utilizada.	152
Tabla 33. Parámetros morfométricos de las cuencas de interés.	155
Tabla 34. Parámetros morfométricos de las cuencas de interés (continuación).....	155
Tabla 35. Tiempos de concentración para las cuencas estudiadas.....	160
Tabla 36. Tiempos de concentración para las cuencas estudiadas (Continuación).....	161
Tabla 37. Tiempos de concentración asumidos en cada cuenca.	163
Tabla 38. Parámetros para la ecuación IDF de las estaciones utilizadas.....	164
Tabla 39. Influencia de las estaciones en las cuencas de interés.	164
Tabla 40. Influencia de las estaciones en las cuencas de interés (Continuación).	164
Tabla 41. Intensidad de diseño y precipitación total de la lluvia para las cuencas de análisis.	165
Tabla 42. Intensidad de diseño y precipitación total de la lluvia para las cuencas de análisis (Continuación).	166
Tabla 43. Número de Curva para los diferentes tipos de cobertura.....	169
Tabla 44. Usos del suelo en la cuenca de análisis.....	170
Tabla 45. Usos del suelo en la cuenca de análisis (Continuación).....	172

Tabla 46. Números de Curva estimados para cada una de las cuencas.	172
Tabla 47. Distribución en porcentaje de la lluvia con relación a la duración de la tormenta (%).....	174
Tabla 48. Distribución de la lluvia en el tiempo según el método asumido.	175
Tabla 49. Distribución de la lluvia en el tiempo según el método asumido (Continuación).	176
Tabla 50. Coeficientes de escorrentía según Chow, 1994.	189
Tabla 51. Coberturas y Coeficiente de Escorrentía (Ven Te Chow, 1994) en la zona de estudio.....	190
Tabla 52. Corrección de Coeficiente de Escorrentía – Ven Te Chow, 1994.	191
Tabla 53. Corrección de Coeficiente de Escorrentía – Ven Te Chow, 1994 (Continuación).	191
Tabla 54. Comparación coeficiente de escorrentía por diferentes procedimientos.	192
Tabla 55. Comparación coeficiente de escorrentía por diferentes procedimientos (Continuación).	192
Tabla 56. Caudales máximos estimados por diferentes métodos (m ³ /s).	193
Tabla 57. Caudales máximos estimados por diferentes métodos (m ³ /s) – Continuación.	193
Tabla 58. Caudales máximos estimados por diferentes métodos (m ³ /s) – Continuación.	193
Tabla 59. Caudales (m ³ /s) corrientes de estudio, quebrada La Picacha.....	195
Tabla 60. Ecuación de Regresión de Caudales Máximos (GMS, 2015).	196
Tabla 61. Cálculo de caudales (m ³ /s) TR100 para diferentes puntos, según ecuación GMS, 2015.	196
Tabla 62. Secciones usadas en la modelación hidráulica.	210
Tabla 63. Ubicaciones y cotas de obras hidráulicas existentes.....	216
Tabla 64. Caudales usados en la modelación hidráulica en la corriente de estudio.	217
Tabla 65. Diámetros característicos en cada una de las muestras.....	219
Tabla 66. Coeficiente de Rugosidad según diferentes Métodos (Posada, 1994).....	225
Tabla 67. Coeficiente de rugosidad de manning en cada tramo de interés (Cowan).	225
Tabla 68. Rugosidades para modelamiento de avenidas torrenciales (Xu y Feng, 1979, mencionado en Suárez, 2001).	226
Tabla 69. Coeficientes de contracción y expansión.	228

Tabla 70. Resultados numéricos, obra box culvert ID 1, caudal POMCA.	243
Tabla 71. Resultados numéricos, obras ID 2 a 4, caudal POMCA.	244
Tabla 72. Resultados numéricos, obras ID 5 a 7, caudal POMCA.	246
Tabla 73. Resultados numéricos, obras ID 8 a 10, caudal POMCA.	248
Tabla 74. Resultados numéricos, obras ID 11 a 12, caudal POMCA.	248
Tabla 75. Sitios afectados por el desbordamiento de la quebrada La Picacha.....	255
Tabla 76. Borde libre para cada puente o cruce sobre la quebrada La Picacha.....	256
Tabla 77. Resultados numéricos, obra paso Ladrillera El Diamante, condición con obras.	286
Tabla 78. Resultados numéricos, obra paso ID 5, condición con obras.	288
Tabla 79. Comparación resultados, tramo obras control de fondo.	291
Tabla 80. Comparación resultados, tramo obras muro de contención.....	294
Tabla 81. Métodos del grupo I, según López, et al, 2005.....	310
Tabla 82. Socavación general para las quebradas de estudio.	311
Tabla 83. Parámetros para aplicar métodos definidos en López, et al, 2005.	313
Tabla 84. Socavación local s (m) aguas abajo del dique, métodos Grupo I.....	314
Tabla 85. Coordenadas de ubicación obras de control de fondo.....	317
Tabla 86. Coordenadas de ubicación pilas que conforman muro de contención.	319
Tabla 87. Coordenadas de ubicación vigas umbral de piso.	321
Tabla 88. Regla de decisión para el riesgo individual. Modificado de Phoon (2008) citado por Alcaldía de Medellín (2015).	374
Tabla 89. Localización geográfica de los sondeos.....	386
Tabla 90. Profundidades del Nivel Freático.....	390
Tabla 91. Correlaciones utilizadas para la definición de parámetros geomecánicos.	393
Tabla 92. Parámetros geomecánicos del suelo residual – horizonte IB	395
Tabla 93. Parámetros geomecánicos del depósito aluviotorrencial.	395
Tabla 94. Clasificación de los perfiles de suelo.....	397
Tabla 95. Parámetros geomecánicos afectados por falla por corte.....	399
Tabla 96. Capacidad de carga pilas.....	401

Tabla 97. Parámetros para empujes de tierra.	403
Tabla 98. Franjas granulométricas para la base granular del canal.	406
Tabla 99. Construcciones afectadas por obras de mitigación en el polígono La Picacha.	408
Tabla 100. Viviendas en zonas de riesgo no mitigable en el polígono de estudio en la quebrada La Picacha.....	412
Tabla 101. Dimensionamiento de los anclajes activos, Perfil 1 La Picacha 3.....	421

LISTA DE ANEXOS

- Anexo 1. Metodología
- Anexo 2. Registros de perforación
- Anexo 3. Resultados de laboratorio
- Anexo 4. Memorias de cálculo geotécnico
- Anexo 5. Fichas de vulnerabilidad
- Anexo 6. Hidráulica
- Anexo 7. Memorias de cálculo y diseños estructurales
- Anexo 8. Sísmica y geoelectrica

1. INTRODUCCIÓN

En el presente documento se muestran los análisis y resultados para la zonificación detallada de amenazas, vulnerabilidad y riesgo de las áreas catalogadas dentro del Acuerdo 048 de 2014 como zonas con condición de riesgo, localizadas en la comuna 16 - corregimiento de Altavista, específicamente en la quebrada La Picacha, de acuerdo con los requerimientos establecidos en el decreto municipal 1626 de 2015, para la ejecución del convenio de asociación No. 4600076515 de 2018 el cual tiene por objeto “La identificación del riesgo de detalle en algunas zonas del municipio de Medellín.” El tramo de estudio asociado a la quebrada La Picacha, se encuentra enmarcado al Este con la Calle 31 D y al Oeste, aguas arriba con la Planta de Tratamiento de Aguas de EPM, pasando por los sectores de Las Violetas, San Pablo, Aguas Frías y Guanteros, principalmente. Asociado a la torrencialidad de la quebrada La Picacha se identifican 2 polígonos con condición de riesgo por movimientos en masa, localizados en ambos costados del drenaje al occidente del área de interés, cuyos identificadores como polígonos con condición de riesgo por movimientos en masa son 7002 – 2 y 7002 – 3, y se denominarán en este documento como La Picacha 2 y La Picacha 3.

Las inundaciones y las avenidas torrenciales son fenómenos hidrológicos recurrentes potencialmente destructivos, que hacen parte de la dinámica de evolución de una corriente. Se producen por lluvias persistentes y generalizadas que generan un aumento progresivo del nivel de las aguas contenidas dentro de un cauce superando la altura de las orillas naturales o artificiales, ocasionando un desbordamiento y dispersión de las aguas sobre las llanuras de inundación y zonas aledañas a los cursos de agua normalmente no sumergidas. En la clasificación más sencilla se pueden identificar dos tipos: Inundaciones lentas, que son las que ocurren en las zonas planas de los ríos y con valles aluviales extensos. El otro tipo de inundación son las llamadas crecientes súbitas que, aunque las áreas de afectación son menores, el poder destructivo es potencialmente mayor y cobra el mayor número de vidas cuando se presentan, responden rápidamente a la ocurrencia de fuertes precipitaciones en las partes altas de las cuencas. Finalmente, se presentan las avenidas torrenciales, asociadas a flujos con presencia de lodos y escombros, en diferentes proporciones y tamaños con un mayor potencial de daño en las estructuras bajo la influencia de cauces con este comportamiento.

En este documento se presenta la caracterización de los polígonos de estudio y la zonificación de la amenaza a escala de detalle para avenidas torrenciales y movimientos en masa. Además de la amenaza, se evaluó la vulnerabilidad física de acuerdo con las características de los elementos expuestos (construcciones y líneas vitales), a partir de la definición de la fragilidad y la intensidad de los fenómenos que los podrían afectar.

Igualmente, se evaluó el riesgo, integrando la información de la amenaza y la vulnerabilidad. Este riesgo se determinó a nivel de cada elemento expuesto y a nivel de polígono, determinando de esta manera los polígonos de riesgo alto no mitigable, riesgo alto mitigable, riesgo medio y riesgo bajo.

Finalmente, de acuerdo con las condiciones encontradas en cada polígono, se definieron las acciones estructurales y no estructurales necesarias para la mitigación del riesgo y que una vez ejecutadas y monitoreadas permitirán reducir la amenaza o la vulnerabilidad y cambiar el nivel de riesgo donde fuera posible.

2. LOCALIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

La zona de estudio se ubica en la vertiente occidental del Valle medio del río Aburrá; se encuentra entre la comuna 16 de Medellín y los límites con el corregimiento de Altavista. Corresponde a una serie de tramos a lo largo de la quebrada La Picacha, limitando al Este con la Calle 31 D y al Oeste, aguas arriba con la Planta de Tratamiento de Aguas de EPM, pasando por los sectores de Las Violetas, San Pablo, Aguas Frías y Guanteros, principalmente (Figura 1).

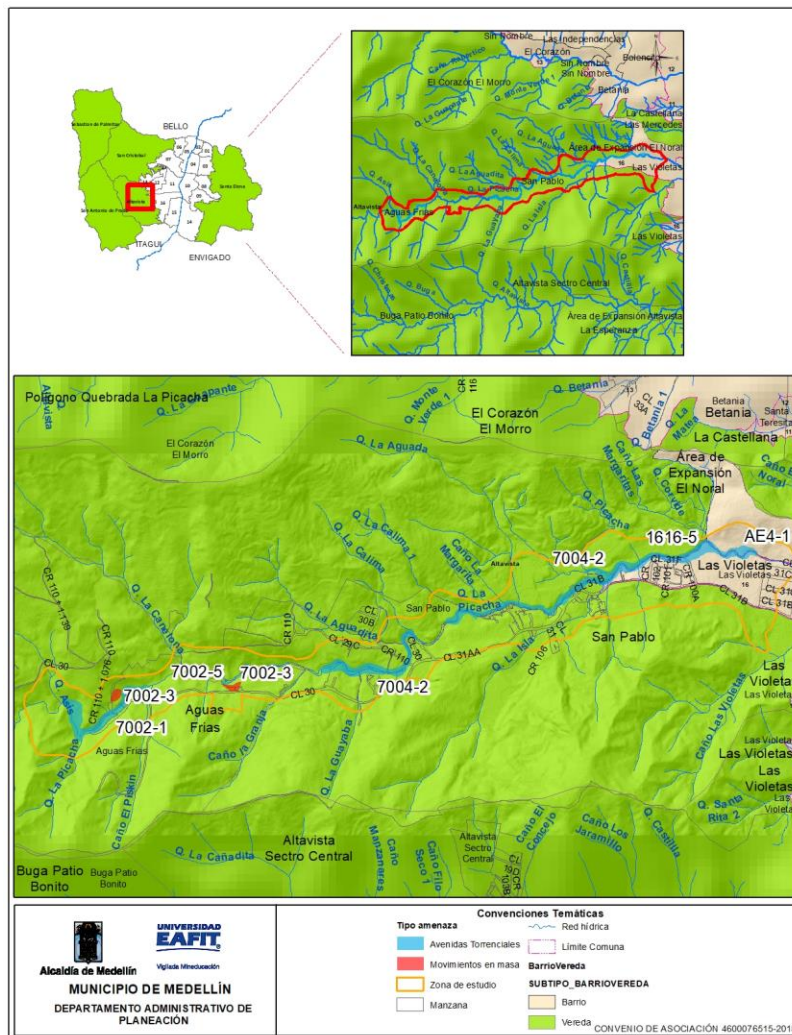


Figura 1. Localización general del polígono La Picacha.

3. METODOLOGÍA

Los procedimientos seguidos para realizar los estudios de riesgo de detalle por avenidas torrenciales y movimientos en masa, con sus respectivas medidas de intervención, se describen con detalle en el Anexo 1 “Documento metodológico”.

Cada componente tiene su propia metodología, la cual se describe brevemente a continuación.

3.1 CARTOGRAFÍA ESCALA DE TRABAJO

De acuerdo al decreto nacional 1077 de 2015 y al decreto municipal 1626 de 2015, para la amenaza avenidas torrenciales se trabajó a una escala 1:500, para lo cual se realizaron levantamientos topográficos específicos de los tramos afectados por esta problemática; sin embargo, la escala de presentación fue 1:2.000. Para la evaluación de la amenaza por movimientos en masa se utilizó la escala 1:2.000, obtenida del levantamiento topográfico realizado en el proyecto y del POT de Medellín.

3.1.1 Recopilación de información secundaria y productos base

En esta fase inicial se acopió y revisó la información disponible para la caracterización geológica y geomorfológica del área de interés. Los estudios de Microzonificación sísmica detallada realizados para Medellín y su área metropolitana, son la base para los análisis geológicos y geomorfológicos locales, además de otros informes realizados por diferentes entidades como se sintetiza en el capítulo 4.

3.1.2 Generación de mapas temáticos

Durante este proceso se recopiló la información cartográfica disponible sobre cada uno de los mapas temáticos o mapas índices empleados en el desarrollo de esta metodología, los cuales en este caso correspondieron a geología y formaciones superficiales, geomorfología, pendiente y procesos morfodinámicos.

Geología y formaciones superficiales: para el desarrollo de esta variable fue necesaria la realización de un mapa preliminar, para el cual se utilizó como insumo base la cartografía geológica existente a escala 1:10.000 del Área Metropolitana del Valle de Aburrá (AMVA), la cual fue actualizada y redelimitada con base en la

información obtenida del análisis de sensores remotos y la interpretación de fotografías aéreas donde es posible identificar unidades principalmente cuaternarias y estructuras geológicas.

Durante el trabajo de campo y con el objetivo de obtener información de detalle del suelo y subsuelo para la zonificación de amenazas en el área de estudio, se realizó la caracterización y mapeo de las unidades geológicas y formaciones superficiales a escala 1: 2.000 a partir del mapa preliminar, de acuerdo a la disponibilidad de afloramientos y los sondeos exploratorios. La clasificación de las unidades de suelo y definición del grado de meteorización de la roca se basó en el perfil de meteorización de Deere & Patton (1971).

Geomorfología: la construcción de los mapas geomorfológicos primero correspondió a la generación de un mapa preliminar donde se delimitaron los elementos geomorfológicos usando la información básica disponible como información secundaria, análisis de sensores remotos y fotografías aéreas, mapas topográficos, mapa de pendientes y un modelo de elevación digital (MED).

La caracterización y jerarquización geomorfológica se basó en la definición presentada en el estudio “Microzonificación sísmica detalladas del Valle de Aburrá, a escala 1:10.000” (AMVA, 2007). Para la caracterización de la morfología de los elementos geomorfológicos, se utilizaron los atributos de inclinación, longitud y forma de la ladera.

Morfometría: para este estudio se utilizó la pendiente como variable morfométrica. La definición del mapa de pendientes se realizó en porcentajes, que representa la tangente del ángulo de inclinación del terreno.

Inventario de movimientos en masa: la cartografía de los procesos morfodinámicos ocurridos en el área de estudio representa uno de los insumos básicos con el fin de identificar las condiciones dinámicas, la continuidad y recurrencia de eventos y su distribución dentro de cada zona.

Para el desarrollo de esta variable fue igualmente necesaria la realización de un mapa preliminar, en donde se incluyeron los procesos morfodinámicos identificados a partir del análisis de fuentes secundarias como bases de datos del DAGRD, SIMMA, Desinventar, Planeación Municipal y demás estudios que se han realizado en la zona. Adicionalmente, se incluyeron los procesos identificados durante la etapa de análisis de sensores remotos.

Este mapa preliminar fue verificado, ajustado y redefinido de acuerdo con las condiciones actuales vistas durante el trabajo de campo. El producto final es la distribución espacial de los movimientos, representados por áreas afectadas o polígonos.

3.2 AMENAZA POR AVENIDAS TORRENCIALES

Los análisis para esta amenaza se realizaron con base en los estudios hidrológicos e hidráulicos, sin embargo, para las avenidas torrenciales estos estudios se complementaron con análisis geomorfológicos y sedimentológicos de los depósitos torrenciales asociados.

3.2.1 Hidrología

El estudio hidrológico se llevó a cabo mediante la estimación de los parámetros morfométricos para así calcular las tormentas de diseño para la cuenca; a partir de esta información se hallaron las crecientes de diseño mediante los métodos de las hidrógrafas unitarias sintéticas de Clark, Soil Conservation Service y Snyder, así como la aplicación del método racional probabilístico.

El procesamiento modelo del terreno y morfometría se realizó con base en modelos digitales de elevación y con estos se obtuvieron las cuencas hidrográficas. Se usó el software HidroSIG 4.0 el cual es un paquete que modela algunas variables hidrometeorológicas, genera cuencas y con la unión de algoritmos determina un balance hidrológico a largo plazo.

3.2.2 Hidráulica

El estudio hidráulico evaluó los cambios de las variables hidráulicas a través de los canales naturales de ríos y quebradas. Para ello se implementaron los caudales de diseños que fueron calculados en el estudio hidrológico de las cuencas, teniendo como caudal de diseño el estimado para el periodo de retorno de 100 años para el caso de la amenaza por inundación y mayorado en 40% para las avenidas torrenciales. Este aumento de caudal fue usado para considerar el arrastre de grandes volúmenes de sedimentos, recomendaciones presentada en el estudio: Plan de Ordenamiento y Manejo de la Cuenca Aburrá – POMCA, adelantado en el año 2007, por la comisión conjunta (UNALMED et al., 2007).

Teniendo como base los caudales de diseño, y el levantamiento topográfico de los canales y márgenes en las corrientes de interés, se implementó el modelo HEC –

RAS V 5.0 (U.S Army Corps of Engineers – Hydrologic Engineering Center, 2002) para obtener los cambios en la velocidad, profundidad, número de Froude, niveles máximos de inundación y zonas afectadas por dicha situación, entre otras variables, en toda la longitud de las corrientes, información que se presenta de forma gráfica (secciones transversales con la lámina de agua), o como tablas de resultados.

Para la caracterización sedimentológica de la corriente se propuso. el procedimiento “Conteo Aleatorio de piedras” de Wolman (1954) en Chow et. al, (1994) para obtener una distribución granulométrica del material del lecho en una corriente de gravas. De igual forma, se tomaron muestras de material fino, procedente de las barras de la corriente, las cuales permitieron obtener parámetros para la estimación de la profundidad de socavación de la corriente

Condiciones geomorfológicas: durante este proceso se recopiló la información cartográfica disponible sobre cada uno de los mapas temáticos o mapas índices a emplear en el desarrollo de esta metodología, los cuales en este caso corresponden a geomorfología con énfasis en unidades de origen fluvial y fluvio – torrencial y levantamiento de depósitos torrenciales.

Geomorfología de depósitos aluviales y aluvio – torrenciales: para el desarrollo de esta temática se requirió la realización de mapas geomorfológicos a escala 1:2.000 para los tramos evaluados. La construcción de este mapa geomorfológico se dividió en dos etapas. La primera, correspondió a la generación de un mapa preliminar donde se delimitaron unidades geomorfológicas con énfasis en las asociadas a eventos aluviales y aluvio- torrenciales (planicies de inundación, terrazas aluvial y los abanicos aluviales recientes, en los tramos con evidencias de ocurrencia de avenidas torrenciales), usando la información básica disponible como información secundaria, análisis de sensores remotos y fotografías aéreas, mapas topográficos, mapa de pendientes y un modelo de elevación digital (MED).

Levantamiento de depósitos torrenciales: esta fase consistió en la verificación y levantamiento de perfiles estratigráficos en las zonas delimitadas desde el punto de vista geomorfológico como de origen aluvial o aluvio - torrenciales.

3.2.3 Zonificación de la amenaza por torrencialidad.

Una vez se tuvieron los análisis hidrológicos e hidráulicos y geomorfológicos, se definió como amenaza alta la mayor envolvente de los dos análisis, es decir, si la mancha definida por la hidráulica fue mayor que la geomorfológica, entonces la

primera prevaleció; si sucedió lo contrario, si la mancha geomorfológica fue mayor que la hidráulica (situación más común) entonces prevaleció la geomorfológica.

Es importante resaltar que para determinar las zonas con amenaza por torrencialidad se complementaron los resultados del modelo hidráulico con las evidencias de campo, a partir de los recorridos realizados por el equipo técnico en la delimitación de las terrazas aluviales.

Además de la metodología POMCA (UNALMED et al., 2007), se realizó un análisis en los sitios que existió la posibilidad, de comparar los niveles alcanzados por la creciente para un caudal con periodo de retorno de 100 años y el nivel necesario para alcanzar las terrazas aluviales.

Una vez aplicadas las dos metodologías, se asumió como amenaza por torrencialidad alta, la condición más desfavorable encontrada.

3.3 AMENAZA POR MOVIMIENTOS EN MASA

En este capítulo se presenta la metodología empleada para la zonificación de la amenaza por movimientos en masa mediante el uso de métodos determinísticos. Adicional a las actividades descritas para la evaluación de la amenaza por avenidas torrenciales, relacionadas con la revisión de información secundaria y la generación de mapas temáticos, se realizó la exploración del subsuelo, estratigrafía, análisis de estabilidad y evaluación de la amenaza. A continuación se explican cada una de estas actividades:

3.3.1 Visitas de reconocimiento.

Con el objeto de realizar un reconocimiento de los sectores o polígonos con “condición de riesgo” a estudiar, se realizó una visita de reconocimiento con el supervisor del Departamento Administrativo de Planeación Municipal y profesionales de la Universidad. En estas visitas se discutió la delimitación de las unidades morfodinámicas independientes UMIs con base en los criterios definidos por el Acuerdo Metropolitano 009 de 2012 y la ubicación de las perforaciones y sus cantidades, se dieron las recomendaciones sobre cada uno de los polígonos en función de sus características particulares y se plantearon acciones generales a ejecutarse por parte de la Universidad.

Las UMI fueron delimitadas por el grupo de profesionales del proyecto de las áreas de geología, geomorfología, geotecnia, hidrología e hidráulica a la escala de trabajo,

de acuerdo a los lineamientos establecidos en el Acuerdo Metropolitano 009 de 2012.

3.3.2 Exploración del subsuelo y ensayos de laboratorio

La exploración del subsuelo se realizó a partir de métodos directos e indirectos. Exploración directa: el programa de exploración del subsuelo para conocer las condiciones geotécnicas se realizó de acuerdo a la extensión de cada sector y a las problemáticas detectadas, las cuales alcanzaban profundidades que permitían generar el modelo geológico – geotécnico para la evaluación de la estabilidad y determinación de la amenaza por movimientos en masa.

La metodología de exploración consistió en la ejecución de perforaciones de pequeño diámetro (entre 65 y 100 mm). En los sondeos exploratorios se ejecutó el ensayo de penetración estándar (SPT) a intervalos de 1.0 m en los materiales de suelo, donde esto fuera posible y se recuperaron muestras remoldeadas tomadas con muestreador estándar “Split Spoon”; adicionalmente se obtuvieron muestras inalteradas con tubo de pared delgada “Shelby”. Los materiales encontrados fueron debidamente caracterizados para elaborar columnas estratigráficas utilizadas posteriormente para correlacionar la distribución espacial de los materiales.

Exploración indirecta: las técnicas de geofísica aplicadas estaban orientadas a distinguir o reconocer formaciones geológicas que se encontraban en profundidad mediante la medición de un parámetro físico asociado a ellas: la densidad, la velocidad de las ondas elásticas, la resistividad eléctrica, etc. La prueba utilizada en el presente estudio fue la conocida como MASW 2D (Análisis multicanal de onda superficial) la cual sirvió para determinar el perfil de velocidad de las ondas de corte Vs.

Resultados y análisis de laboratorio: las muestras recuperadas en campo fueron clasificadas visualmente en el momento de ejecución de los sondeos para posteriormente ser enviadas al laboratorio, donde el geólogo responsable del proyecto las revisó, evaluó, caracterizó y correlacionó con respecto a la información recuperada en campo, con la finalidad de definir las muestras representativas de cada unidad estratigráfica, a las cuales se les practicaron los ensayos de identificación de sus propiedades de estado (humedad natural – límites de consistencia – índice de plasticidad), y parámetros de resistencia (compresión simple o inconfiada y corte directo).

A las muestras alteradas se les realizaron ensayos de límites de plasticidad, granulometría y humedad natural, con el fin de obtener su clasificación con base en el sistema USCS.

3.3.3 Estratigrafía y definición de parámetros geomecánicos

De acuerdo con la información de campo obtenida de la exploración geotécnica, los recorridos de los geólogos y los análisis de laboratorio, se levantó la estratigrafía del sector y a las unidades se les asignaron los parámetros geotécnicos.

Estratigrafía: concluida la etapa de exploración del subsuelo, la revisión y agrupación de muestras y los ensayos de laboratorio, se ajustaron y complementaron los perfiles topográficos representativos de la estructura del terreno por medio de la definición de columnas estratigráficas en cada sondeo y su posterior correlación de acuerdo a las observaciones en campo y el criterio de los profesionales involucrados.

Parámetros geomecánicos: la definición de estos parámetros se realizó a partir de la información recolectada de los sondeos exploratorios, del análisis de las muestras extraídas en cada uno de ellos, de las pruebas en campo y laboratorio como la prueba SPT adelantada in-situ y los ensayos de caracterización como granulometrías, límites de Atterberg, humedad natural y corte directo, de acuerdo a los estratos identificados. Al analizar esta información en conjunto fue posible conocer las propiedades del suelo de manera aproximada.

Con la información anterior y con los resultados de los ensayos de laboratorio se procedió a la definición de los parámetros para cada estrato, ajustándose además con los resultados de la modelación de la problemática que se presentaron en campo y que se evidenciaron durante los recorridos del equipo técnico. En cada uno de los casos se obtuvo un valor promedio, mínimo y máximo de cohesión y ángulo de fricción para cada correlación utilizada, obteniendo a partir de su análisis los parámetros geomecánicos característicos para cada material.

3.3.4 Definición de los modelos geológico – geotécnicos

Con base en la determinación de la estratigrafía para cada perfil topográfico seleccionado por parte de los geólogos, se plasmaron las condiciones geomecánicas de los diferentes estratos que componen cada uno de los polígonos, incluyendo en el mismo, los parámetros anteriormente definidos, al igual que las condiciones de nivel freático.

3.3.5 Evaluación de la estabilidad.

Para el análisis de estabilidad se utilizó el software Slide v 6.0 basado en la teoría del equilibrio límite, el cual calcula por diferentes métodos (Morgenstern and Price, Spencer, Janbu, Bishop, etc) los factores de seguridad más críticos para diferentes superficies de falla en el talud.

Para efectos de determinar las características topográficas de los taludes a evaluar, se levantaron secciones topográficas, sobre las cuales se plasmaron las condiciones estratigráficas y geomecánicas de los diferentes estratos que componen cada uno de los sectores.

Para evaluar la estabilidad de cada sector se consideraron tres situaciones: inicialmente se analizó el modelo para el caso estático, seguidamente se realizó el análisis bajo consideraciones normales y extremas de lluvia y posterior a esto se evaluó el comportamiento del terreno bajo sollicitaciones sísmicas, obteniendo los factores de seguridad de cada superficie de falla, verificando el cumplimiento de los valores mínimos planteados por el decreto municipal 1626 de 2015

La condición sísmica se simuló considerando la actuación de fuerzas sísmicas que dependen del coeficiente de aceleración pico efectiva (A_a) dado para cada municipio por la NSR-10 y bajo las consideraciones además del estudio de microzonificación sísmica para el área urbana de Medellín (1999).

3.3.6 Análisis de la distancia de viaje

La distancia de viaje o Run-Out se determinó siguiendo la metodología propuesta por Guimarães (2015), donde se tomó en cuenta la distancia de la masa del deslizamiento a partir del cálculo de parámetros geométricos, tomando las siguientes variables y su relación con la expresión:

$$Z = \frac{H}{d}$$

Dónde:

H= Es la relación o diferencia de cotas entre el punto de desprendimiento del material y la parte más baja de la vertiente, es decir, los valores de cota máxima (C_{Tmax}) y cota mínima (C_{Tmin}).

d= Es la distancia entre el punto de desprendimiento del material y un pixel con un valor de cota mínima determinado.

Z= Se asocia al isocontorno formado por las diferentes trayectorias o valores de d

resultantes.

Los puntos críticos o zonas desde las cuáles se pudo generar un desprendimiento de materiales en la parte alta de las laderas analizadas, se determinaron a partir de los resultados obtenidos en los análisis de amenaza. Una vez realizado este proceso y en conjunto con las diferencias de cotas obtenidas a partir del MDE, se aplicó la ecuación para cada uno de los puntos analizados, obteniendo como resultado la generación de un isocontorno con diferentes probabilidades de trayectoria de desplazamiento.

Para el presente estudio se tomó el valor del cociente aplicado entre la variable H y la d , a partir de 0.4, ya que este concentra hasta el 90% de probabilidad de las trayectorias, por lo tanto, el isocontorno arrojado no se asocia en sí a la trayectoria del material, sino que se entiende en términos de probabilidad.

3.3.7 Zonificación de la amenaza por movimientos en masa

Para el correcto desarrollo de la zonificación de amenaza por movimientos en masa se tuvo como principal criterio los parámetros establecidos en el decreto 1626 de 2015, basados en la información de detalle obtenida de la inspección de campo y la exploración del subsuelo para posteriormente calcular los factores de seguridad al deslizamiento de cada perfil. Estos modelos requirieron de información específica sobre estratificación, estructura, propiedades de resistencia de los materiales, ángulo de fricción interno, y modelos de simulación de niveles freáticos.

El valor límite para el factor de seguridad en el caso estático se tomó de acuerdo a lo planteado en el decreto 1626 de 2015, en el cual se define que para valores inferiores a 1.2 (o $PF > 0.05/\text{año}$) el nivel de amenaza es alto, valores entre 1.2 y 1.5 (PF entre 0.002 y 0.05/año) se clasifican con nivel de amenaza media y factores de seguridad > 1.5 ($PF < 0.002$) se definen con nivel de amenaza bajo. Para el caso seudoestático se consideró que factores por encima de 1.1 garantizan la estabilidad de la ladera, siendo este criterio utilizado en la práctica general.

Los resultados de los análisis de estabilidad se extrapolaron a todo el polígono utilizando criterios geomorfológicos, buscando integrar áreas con las mismas características presentes en los perfiles de estabilidad, para lo cual se utilizó el criterio experto del geólogo y geotecnista. Se descartó la utilización de metodologías de superposición de mapas, puesto que en estudios anteriores los técnicos de Planeación Municipal consideraron este tipo de mapas, menos precisos.

3.4 ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD

Para la evaluación de la vulnerabilidad por avenida torrencial se partió de la metodología planteada por el SGC (2015), con la cual se caracterizaron los elementos expuestos y se evaluó la fragilidad de los mismos. Finalmente se estimó la intensidad de acuerdo a las características de cada una de las zonas en estudio. Es de anotar que de acuerdo a la normatividad nacional y municipal, la vulnerabilidad evaluada fue únicamente la de tipo físico.

Para la definición de la vulnerabilidad física en los polígonos que comprendieron el área de estudio se realizó un análisis para las construcciones y para las líneas vitales.

3.4.1 Fichas de levantamiento de la información.

Esta etapa comprendió la revisión de la información secundaria, la generación de mapas que integraron la información de catastro y la red vial, además de la generación y validación de las fichas de levantamiento de la información. Estas últimas se modificaron a partir de la metodología del SGC (2015) y fueron adaptadas según las condiciones encontradas en los polígonos.

Las fichas elaboradas para el levantamiento de información y el diligenciamiento para su instructivo se encuentran en la carpeta de anexos y se enumeran a continuación:

- Ficha de levantamiento de construcciones
- Ficha de levantamiento de líneas vitales: Acueducto
- Ficha de levantamiento de líneas vitales: Energía
- Ficha de levantamiento de líneas vitales: Vías
- Ficha de levantamiento de líneas vitales: Alcantarillado

3.4.2 Trabajo de campo

El trabajo de campo incluyó dos etapas, la primera de ellas relacionada con la validación y construcción de las fichas de levantamiento de información y la segunda, que comprendió el mayor porcentaje de las actividades de campo, estuvo asociada al diligenciamiento de las fichas en cada uno de los polígonos que incluyó un registro fotográfico de cada uno de los elementos. La identificación de las construcciones se realizó por medio del código catastral CBML (Comuna – Barrio – Manzana – Lote), cuando se presentaron viviendas nuevas en los polígonos, se les

asignó un nuevo código CBML según la ubicación del lote, para permitir su referenciación y levantamiento.

Para el análisis de las líneas vitales, se realizó el levantamiento de la totalidad de ellas en el caso de las redes viales; mientras que para las de acueducto y alcantarillado su levantamiento estuvo supeditado a su visualización. Finalmente, las fichas de las estructuras relacionadas con las redes de energía se diligenciaron para aquellas que presentaron daños o algún tipo de deterioro.

Es de anotar que, para el levantamiento de las fichas de campo, se desarrolló un aplicativo digital, el cual garantizó la integridad de la información y la digitalización directamente en campo.

3.4.3 Análisis de la información

Una vez concluido el trabajo de campo, se realizó el procesamiento de la información, los distintos parámetros obtenidos permitieron la identificación y localización de los elementos expuestos, la evaluación de la fragilidad y la resistencia de cada una de las construcciones y las líneas vitales levantadas.

3.5 VULNERABILIDAD EN LAS CONSTRUCCIONES

Para la evaluación de la vulnerabilidad por construcción como se mencionó anteriormente, se partió de la metodología planteada por el SGC (2015), sin embargo, a esta se le realizaron algunos ajustes en función de incluir algunos factores que para el contexto de la ciudad de Medellín son importantes, como la inclusión del tema de servicios públicos específicamente acueducto y alcantarillado. De igual manera, fueron ajustados los valores de fragilidad de algunos factores, pues la aplicación en otros ejercicios anteriores, mostraban que eran muy restrictivos.

3.5.1 Cálculo de la fragilidad

Para el caso de los elementos a evaluar (construcciones y líneas vitales) dependió de las características de estos.

Fragilidad para avenidas torrenciales: siguiendo la metodología propuesta por Li et al. (2010), modificada por Du et al. (2013), se consideraron cuatro parámetros para la evaluación de la fragilidad de las edificaciones, relativos al tipo de estructura (S tip), su altura (Salt), su conservación (S con) y su edad (Sed), adicional a los

anteriores, se adicionaron la fragilidad de acueducto y de alcantarillado, debido a la influencia de estos factores en la vulnerabilidad de las construcciones ubicadas en las laderas de la ciudad. Para las avenidas torrenciales se consideraron estos parámetros, con la salvedad, de que la fragilidad asociada a la altura de la construcción presenta unos valores diferentes para este tipo de fenómenos, el cual estará expresado como S_{alt_inun} . Partiendo de estos parámetros, se calculó la fragilidad de la estructura (S_e) con la siguiente ecuación:

$$S_e = 1 - \pi (1 - s_i)$$

$$S_e = 1 - (1 - S_{tip}) (1 - S_{alt_inun}) (1 - S_{con}) (1 - S_{ed}) (1 - S_{Acueducto}) (1 - S_{Alcantarillado})$$

En el anexo metodológico se encuentran las diferentes tablas y fórmulas requeridas para cada uno de los parámetros.

3.5.2 Intensidad de las avenidas torrenciales en edificaciones.

La intensidad de las avenidas torrenciales se definió en función de la profundidad de la lámina de agua y de la presión de impacto según la siguiente ecuación:

$$I_{inun} = 1 - (1 - I_{f-pre}) (1 - I_{f-prof_inun})$$

I_{inun} es la intensidad para el escenario de avenidas torrenciales

I_{f-pre} es el parámetro de intensidad debido a la presión y se estima a partir de la relación entre la presión de impacto del fluido y la presión límite soportada por la estructura.

I_{f-prof_inun} es el parámetro de intensidad por la profundidad de la lámina de agua o del fluido. Este parámetro se presenta en función de la relación entre la profundidad de la lámina de agua o del fluido y la altura de la edificación.

En el anexo metodológico se encuentran las diferentes tablas y fórmulas requeridas para cada uno de los parámetros.

3.5.3 Intensidad de los movimientos en masa lentos en edificaciones.

Los parámetros de intensidad para este escenario de análisis, según la propuesta de Du et al. (2013), son la velocidad, las deformaciones locales y la profundidad del deslizamiento, de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$I_{len} = 1 - (1 - I_{l-def}) (1 - I_{l-vel}) (1 - I_{l-prof})$$

Donde

I_{len} es la intensidad para movimientos lentos. Un valor de intensidad de 1,0 indica que el evento tiene el potencial de destruir todos los elementos en su trayectoria.

I_{l-def} es el parámetro de intensidad por deformación. Entre las deformaciones se incluyen asentamientos, desplazamientos horizontales e inclinaciones. El parámetro de intensidad I_{l-def} se da para la relación de estas deformaciones con respecto a los umbrales tolerables según la tipología de la edificación.

I_{l-vel} es el parámetro de intensidad por velocidad.

I_{l-prof} es el parámetro de intensidad por profundidad de la masa deslizada. Para edificaciones localizadas sobre deslizamientos activos, el grado de daño depende principalmente de la profundidad relativa de la cimentación de la estructura con respecto a la profundidad de la superficie de falla.

En el anexo metodológico se encuentra las diferentes tablas y fórmulas requeridas para cada uno de los parámetros.

3.5.4 Intensidad de los movimientos en masa rápidos en edificaciones.

En términos generales, la intensidad de los movimientos en masa en este escenario se definió en función de su profundidad y de la presión de impacto según la siguiente ecuación la ecuación propuesta por Du et al. (2014):

$$I_{rap} = 1 - (1 - I_{f-pre}) (1 - I_{f-prof})$$

I_{rap} es la intensidad para el escenario con movimientos rápidos.

I_{f-pre} es el parámetro de intensidad debido a la presión y se estima a partir de la relación entre la presión de impacto del deslizamiento y la presión límite soportada por la estructura.

I_{f-prof} es el parámetro de intensidad por la profundidad del deslizamiento. Este parámetro se presenta en función de la relación entre la profundidad del deslizamiento y la altura de la edificación.

En el anexo metodológico se encuentran las diferentes tablas y fórmulas requeridas para cada uno de los parámetros.

3.6 VULNERABILIDAD EN LAS LÍNEAS VITALES

De manera análoga, la evaluación de la vulnerabilidad en las construcciones para las líneas vitales se calculó la fragilidad de acuerdo a la característica de cada línea y posteriormente la intensidad.

Para los diferentes fenómenos amenazantes, la fragilidad se consideró igual y la intensidad si presenta variaciones de acuerdo al fenómeno.

3.6.1 Fragilidad en líneas vitales

La fragilidad en las líneas vitales se evaluó para las redes viales, de acueducto y alcantarillado y energía, esta última evaluada a partir de los postes.

Fragilidad en vías: para evaluar la fragilidad en las vías se consideraron los parámetros de material o tipo, existencia de obras de drenaje y daños. Partiendo de estos parámetros, se calculó la fragilidad de las vías con la siguiente ecuación que al desarrollar cada uno de sus factores se expresa de la siguiente manera:

$$S_{vías} = 1 - (1 - S_{mat})(1 - S_{dr})(1 - S_{da})$$

$$S = S_i \cdot \text{Factor incidencia}$$

Dónde S_{mat} es el factor de fragilidad por material/tipo; S_{dr} es el factor de fragilidad por existencia de obras de drenaje y S_{da} es el factor de fragilidad por existencia de daños en el tramo de estudio.

Fragilidad en acueducto: para evaluar la fragilidad en el acueducto se consideraron los parámetros de operador de red, el estado, el diámetro, la deflexión y el material. Partiendo de estos parámetros, se calculó la fragilidad del acueducto con la siguiente ecuación que al desarrollar cada uno de sus factores se expresa de la siguiente manera:

$$S_{acued} = 1 - (1 - S_{operad \text{ de red}})(1 - S_{estado})(1 - S_{diám})(1 - S_{mat})$$

Dónde *Soperad* de red es el factor de fragilidad por operador de red; *Sestado* es el factor de fragilidad por estado, *Sdiam* es el factor de fragilidad por diámetro y *Smat* es el factor de fragilidad por material.

Fragilidad en alcantarillado: para evaluar la fragilidad en el alcantarillado se consideraron los parámetros de operador de red, el estado y el material. Partiendo de estos parámetros, se calculó la fragilidad del alcantarillado con la siguiente ecuación que al desarrollar cada uno de sus factores se expresa de la siguiente manera:

$$\text{Salcant} = 1 - (1 - \text{Soperador de red})(1 - \text{Sest})(1 - \text{Smater})$$

Donde *Soperador* de red es factor de fragilidad por operador de red, *Sest* es el factor de fragilidad por estado de red y *Smater* es el factor de fragilidad por material

Fragilidad en la energía: para evaluar la fragilidad en la energía se consideraron los parámetros de carga y estado de las redes. Partiendo de estos parámetros, se calculó la fragilidad con la ecuación que se presenta a continuación, que al desarrollar cada uno de sus factores se expresa de la siguiente manera:

$$\text{Senergía} = 1 - (1 - \text{Scarga})(1 - \text{Sestado})$$

Donde *Scarga* es el factor de fragilidad por carga de red y *Sestado* es el factor de fragilidad por estado de la red.

En el anexo metodológico se encuentran las diferentes tablas y fórmulas requeridas para cada uno de los parámetros.

3.6.2 Intensidad en líneas vitales para avenidas torrenciales

La intensidad para las avenidas torrenciales, está en función de la velocidad y la altura de la lámina de agua. En la metodología anexa se presentan los parámetros de intensidad para cada una de las líneas vitales.

3.6.3 Intensidad en líneas vitales para movimientos en masa lentos

Para el cálculo de la intensidad por movimientos en masa lentos para líneas vitales, se siguió la metodología propuesta por el SGC (2015), en donde se empleó el

parámetro de intensidad por deformación. Entre las deformaciones se incluyen hundimientos, desplazamientos horizontales e inclinaciones.

Intensidad en vías: para el caso de vías, de acuerdo con los niveles de daño definidos para los pavimentos flexibles y rígidos en las guías de inspección visual del Invías (2006 a y b), el umbral tolerable de deformación es 40 mm.

Intensidad en acueducto: considerando que el deslizamiento impone una carga uniforme a lo largo del tubo, los umbrales tolerables están dados por la ecuación

$$\delta = 0,0075 \frac{1}{D}$$

Con el diámetro D en metros.

Intensidad en alcantarillado: teniendo en cuenta las características de las uniones de las tuberías de gres, se definió un umbral tolerable de 5 cm.

Intensidad en energía: para este caso se utilizó la mitad de la flecha máxima permitida para el diseño de los postes, correspondiente al 3 % de la altura nominal de estos.

3.6.4 Intensidad en líneas vitales para movimientos en masa rápidos

Para este tipo de eventos según el SGC (2015), en las vías se contemplaron los parámetros de intensidad en función del ancho invadido, para redes de acueducto y alcantarillado los desplazamientos inducidos al terreno y para las redes de electricidad la presión ejercida por masa deslizada sobre los postes.

El parámetro de intensidad de la amenaza para redes viales se definió a partir del ancho de vía invadido u ocupado por la masa deslizada.

Para evaluar la intensidad en redes de acueducto y alcantarillado, con un escenario de movimiento rápido de la masa inestable, se estableció el parámetro en función de la relación de desplazamientos inducidos y el umbral tolerable, como se definió para movimientos lentos (SGC, 2015).

En el anexo metodológico se encuentran las diferentes tablas y fórmulas requeridas para calcular cada uno de los parámetros.

3.7 VULNERABILIDAD EN LAS PERSONAS

La evaluación de la vulnerabilidad en las personas, se desarrolló a partir de la metodología planteada por el SGC (2015). Sin embargo, como el inventario de elementos expuestos se realizó por construcción y no correspondió a un censo de población, se tomó para su cálculo el número de personas promedio por vivienda del barrio.

La vulnerabilidad física de personas se evaluó en conjunto con la vulnerabilidad de edificaciones). Para este trabajo, la fragilidad de personas en estructuras se determinó en función de la fragilidad de tales estructuras, de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$S_{per} = (S_e)^{3.2}$$

Donde S_{per} es la fragilidad de las personas.

La intensidad en las personas se evaluó de la misma manera que se evaluó para las construcciones.

3.8 CÁLCULO Y ZONIFICACIÓN DE LA VULNERABILIDAD

La vulnerabilidad es función de la fragilidad y de la intensidad del evento amenazante, para su cálculo se evaluaron las metodologías propuestas por Guimarães (2015) y por Du et al. (2013, 2014, en SGC, 2015). Los resultados de las metodologías son muy similares, siendo un poco más conservadora la metodología de Du et al, la cual fue empleada para este estudio y la cual se resume en la siguiente ecuación.

$$V = \begin{cases} \frac{1}{2} \left(\frac{I}{1-S} \right)^2 & I \leq 1 - S \\ 1 - \frac{1}{2} \left(\frac{1-I}{S} \right)^2 & I > 1 - S \end{cases}$$

Dónde:

V es la vulnerabilidad de los elementos expuestos a la amenaza

I es la intensidad del evento

S es la fragilidad del elemento expuesto

Los rangos dados a la vulnerabilidad fueron: para vulnerabilidad baja valores menores de 0,1, para vulnerabilidad media valores entre 0,1 y 0,5, y para vulnerabilidad alta valores superiores a 0,5.

Se definieron las categorías de vulnerabilidad para personas en edificaciones basados en Li et al. (2010), Du et al. (2013) y Coburn (2002, en Du et al., 2013). Para el cálculo y la zonificación de la vulnerabilidad en las personas, se partió de la misma ecuación y se tomó el valor de S como la fragilidad de las personas.

3.9 EVALUACIÓN DEL RIESGO

La evaluación del riesgo se realizó para cada uno de los elementos expuestos (construcciones y líneas vitales) en función de definir acciones puntuales de mitigación y para los polígonos de análisis en función de definir restricciones de uso desde la planificación.

3.9.1 Riesgo por Elementos Expuestos.

El riesgo es función de la amenaza y la vulnerabilidad, para fines cartográficos se definió la siguiente regla de decisión para determinar el nivel de riesgo para los elementos expuestos, la cual ha sido modificada del Decreto 1626 de 2015 (Tabla 1).

Tabla 1. Regla de decisión para el riesgo individual Modificado de Phoon (2008) citado por Alcaldía de Medellín (2015).

NIVEL DE AMENAZA	VULN. ALTA	VULN. MEDIA	VULN. BAJA
ALTA	ALTO	ALTO	MEDIO
MEDIA	ALTO	MEDIO	BAJO
BAJA	BAJO	BAJO	BAJO

La regla de decisión utiliza los valores de los rangos de amenaza y vulnerabilidad definida en los componentes anteriores. De igual manera, en función de determinar la probabilidad de que se generen daños y su magnitud a partir de la vulnerabilidad y el fenómeno amenazante, se realizó la estimación de la probabilidad anual para la amenaza. El valor de la amenaza se multiplicó con la vulnerabilidad y de esta manera se obtuvo el indicador de riesgo por elemento expuesto.

Para el riesgo por personas se aplicó esta misma tabla de decisión y la cantidad total de personas en riesgo se evaluó a partir de un valor promedio de habitante por

vivienda en cada barrio. Es de anotar que el número de personas en riesgo es un estimado, ya que no se realizó un censo de población.

3.9.2 Riesgo por Polígono.

Para el caso de avenidas torrenciales, todas las áreas de amenaza alta afectadas por este fenómeno fueron catalogadas como de riesgo no mitigable, para las zonas de amenaza media se debe evaluar la relación costo beneficio de los elementos expuestos respecto de las obras de mitigación para definir su nivel de mitigabilidad, lo anterior, de acuerdo a los criterios definidos por el Municipio de Medellín en anteriores trabajos. Es de anotar que si las zonas de amenaza por torrencialidad se localizan en los retiros de quebrada, las viviendas localizadas en estos sectores no podrán ser legalizadas, por lo tanto no se podrán realizar obras en este sentido.

Para realizar la evaluación de riesgo por polígono para movimientos en masa, se revisaron varias metodologías como la de Cardinali et al., (2002) y de Fell y Hartford (1997). Finalmente, a partir de los posibles escenarios y de integrar la magnitud de la amenaza, que depende de la velocidad y la profundidad, con la probabilidad de que se presente el fenómeno, obtenida de la amenaza o del análisis de estabilidad, se elaboró la siguiente regla de decisión. Es de anotar que la condición de mitigabilidad de una zona está en función no solo de las características de la amenaza y la vulnerabilidad, sino de la relación costo beneficio (Tabla 2).

Tabla 2. Regla de decisión para el riesgo por polígono para movimientos en masa.

Factores	Magnitud de la amenaza	Amenaza según factores seguridad	Índice de vulnerabilidad (Edificaciones)	Zona de riesgo por movimientos en masa
Velocidad Alta / Profundidad Alta	Muy Alta	Alta	1.0	Extremadamente alto/No Mitigable/Soluciones Alto Costo
Velocidad Alta / Profundidad Alta	Muy Alta	Media	1.0	Riesgo Alto
Velocidad Alta / Profundidad Alta	Muy Alta	Baja	1.0	Bajo
Velocidad Media - Baja / Profundidad Alta	Alta	Alta	0,6	Riesgo Alto
Velocidad Media - Baja / Profundidad Alta	Alta	Media	0,6	Medio
Velocidad Media - Baja / Profundidad Alta	Alta	Baja	0,6	Bajo
Velocidad Media -Alta/Profundidad Media	Alta	Alta	0.7	Riesgo Alto
Velocidad Media -Alta/Profundidad Media	Alta	Media	0.7	Riesgo Alto
Velocidad Media -Alta/Profundidad Media	Alta	Baja	0.7	Bajo
Velocidad Baja/Profundidad Media	Media	Alta	0,5	Riesgo Alto
Velocidad Baja/Profundidad Media	Media	Media	0,5	Medio
Velocidad Baja/Profundidad Media	Media	Baja	0,5	Bajo
Velocidad Alta/Profundidad Baja	Media	Alta	0.4	Medio
Velocidad Alta/Profundidad Baja	Media	Media	0.4	Medio
Velocidad Alta/Profundidad Baja	Media	Baja	0.4	Bajo
Velocidad Media - Baja / Profundidad Baja	Baja	Alta	0.1	Medio
Velocidad Media - Baja / Profundidad Baja	Baja	Media	0.1	Bajo
Velocidad Media - Baja / Profundidad Baja	Baja	Baja	0.1	Bajo

Los parámetros de magnitud y probabilidad de la amenaza, se combinaron en la regla de decisión generando un criterio para determinar la zona de riesgo. Ahora bien, el nivel de mitigabilidad está en función de la relación de los elementos expuestos, específicamente de su cantidad y calidad, con los costos de las obras de mitigación, por lo tanto, la definición de mitigabilidad se hizo de manera particular para cada polígono estudiado y no obedece a una regla de decisión fija.

4. REVISIÓN DE INFORMACIÓN SECUNDARIA

Para la elaboración de este documento, se tuvo en cuenta la información secundaria recopilada en varias instituciones, tales como el Departamento Administrativo de Planeación, Empresa de Desarrollo Urbano – EDU, Departamento Administrativo de Gestión del Riesgo de Desastres, Área Metropolitana del Valle de Aburrá y Corantioquia. La información utilizada se sintetiza a continuación, donde se indica cuáles son los datos más relevantes y de utilidad para el proyecto.

Tabla 3. Información secundaria disponible.

Título	Plan de ordenación y manejo (PIOM) de la microcuenca la quebrada La Picacha
Autor (es)	Área Metropolitana del Valle de Aburrá
Año	2007
Localización de referencia: Cuenca de la Quebrada La Picacha	
Resumen: El estudio diseña e implementa una metodología para la formulación de Planes Integrales de Ordenamiento y Manejo de Microcuencas urbanas (PIOM), específicamente para las fases de diagnóstico, formulación e instrumentación para la cuenca de la quebrada La Picacha.	
Observaciones: Realiza dentro de su fase de diagnóstico la caracterización física entre los que contempla la caracterización geológica, geomorfológica e hidráulica que aportan información para el marco regional del presente estudio.	

Título	Contrato interadministrativo de gerencia de recursos para la construcción de soluciones hidráulicas en quebradas de la ciudad según puntos de referencia. Quebrada La Picacha.
Autor (es)	Empresa de desarrollo urbano (EDU) – Contratista CONCYPA
Año	2017
Localización de referencia: Cuenca de la quebrada La Picacha.	
Resumen: Estudio de consultoría para la solución de una problemática hidráulica con diseño de obras.	
Observaciones: Se retoma este estudio para realizar verificación del estimativo hidrológico y parámetros hidráulicos.	

Título	Sentencia S1-23 Acción Popular
Autor (es)	Tribunal administrativo de Antioquia
Año	2013

Localización de referencia: Cuenca de la quebrada La Picacha, sectores con antecedentes de afectaciones por avenidas torrenciales y movimientos en masa.
Resumen: Sentencia que retoma los diferentes estudios realizados en el sector y da cuenta de algunos eventos presentados.
Observaciones: Se retoma esta sentencia para consultar los eventos y los estudios reportados en la cuenca de la quebrada La Pichacha, además de las intervenciones realizadas y los sectores caracterizados como críticos.

Título	Contrato de consultoría No.4600017365 de 2009
Autor (es)	Municipio de Medellín
Año	2009
Localización de referencia: Cuenca de la quebrada La Picacha.	
Resumen: Estudio de consultoría para la elaboración de estudios y diseños para la prolongación de las vías laterales de la quebrada La Picacha.	
Observaciones: Si bien en una actualización del estudio realizada en el 2014 se aclara que el diseño de las obras propuestas en el 2009 no corresponden a las condiciones de amenaza presentadas posteriormente, se retoman los datos del estudio hidrológico e hidráulico y las características de los puntos críticos presentada, además de la revisión de antecedentes realizada.	

Título	Plan de emergencia comuna 16
Autor (es)	Municipio de Medellín – Secretaría de Medio Ambiente – Corporación ambiental Los Katíos
Año	2012
Localización de referencia: Comuna 16 - Belén	
Resumen: Plan de emergencia de la comuna 16 que incluye entre otros aspectos, las condiciones generadas por el comportamiento torrencial de la quebrada La Picacha.	
Observaciones: Se retoma la caracterización de los eventos torrenciales encontradas en el estudio.	

Título	Estudio hidrometeorológico y geomorfológico de 10 quebradas del Valle de Aburrá
Autor (es)	Juan José Montoya y Jorge Eduardo Patiño, para optar al título de maestría en Ciencias de la Tierra de la Universidad EAFIT
Año	2001
Localización de referencia: Cuencas vertiente occidental del Valle Medio del Aburrá.	
Resumen: Se realizaron los estudios hidrometeorológicos, geomorfológicos y edafológicos de las cuencas estudiadas para elaborar los mapas de amenaza por inundación y avenidas torrenciales. Adicionalmente, se implementó una base de datos georeferenciada con la información secundaria y primaria en los estudios hidrometeorológicos con el fin de simular el comportamiento de las cuencas con modelos de precipitación – escorrentía.	

Como anexo para cada una de las cuencas y sus principales afluentes se presentan los parámetros morfométricos, el mapa de usos del suelo, formaciones superficiales y los análisis hidrológicos e hidráulicos.

Observaciones: Levantamiento de depósitos aluvio – torrenciales identificados en los cauces de las quebradas y los mapas de amenaza por inundación para un periodo de retorno de 100 años superpuesta con información de viviendas e infraestructura.

Título	Mapa geomorfológico, de amenazas y áreas degradadas en la jurisdicción de Corantioquia
Autor (es)	Corantioquia
Año	2002
Localización de referencia: Jurisdicción de Corantioquia	
Resumen: Este mapa representa la geomorfología de los municipios que conforman la jurisdicción de Corantioquia, organizada de forma jerárquica a escala 1:100.000, donde se tienen en cuenta el origen de las unidades. Además, se presenta el mapa de amenazas y áreas degradadas, donde se señalan las áreas prioritarias para la intervención de la corporación.	
Observaciones: La jerarquización establecida en el mapa geomorfológico de Corantioquia permite amarrar los a niveles regionales los mapas geomorfológicos de cada polígono.	

Título	Microzonificación sísmica detallada de los municipios de Barbosa, Girardota, Copacabana, Sabaneta, La Estrella, Caldas y Envigado
Autor (es)	Área Metropolitana del Valle de Aburrá
Año	2007
Localización de referencia: Municipios del Valle de Aburrá	
Resumen: Un estudio detallado de la geología, geomorfología, neotectónica, geotécnica y de la amenaza sísmica para los municipios del Valle de Aburrá, permitieron obtener la Microzonificación Sísmica detallada de estos municipios. Se define para el municipio de Medellín que la aceleración máxima en el basamento rocoso con un periodo de retorno promedio de 475 años es de 0,22 g y se pueden presentar desplazamientos máximos del terreno de 22 cm.	
Observaciones: Información básica de geología y geomorfología escala 1:10.000, de la cual se parte para detallar a escala 1:2.000 en los polígonos objeto de estudio.	

Título	Amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa, avenidas torrenciales e inundaciones en el valle de Aburrá. Formulación de propuestas de gestión
Autor (es)	Universidad Nacional de Colombia, sede Medellín
Año	2009
Localización de referencia: Valle de Aburrá	
Resumen: objeto es la realización de una Zonificación de la Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo por movimientos en masa, inundaciones y avenidas torrenciales; en este capítulo se presenta el informe técnico correspondiente al proceso de elaboración de la Zonificación de la Amenaza por movimientos en masa, teniendo en cuenta como detonante principal la lluvia. La metodología empleada está basada en una herramienta computacional conocida como redes neuronales artificiales (RNA), la cual está siendo cada vez más empleada en la solución de problemas que involucran gran cantidad de variables con bases de datos.	
Observaciones: Teniendo en cuenta lo anterior se pretende obtener como resultado un mapa que evalúe de manera probabilística la amenaza por movimiento en masa para el Valle de Aburrá, y refinar el modelo para el municipio de Medellín con el fin de obtener un mapa más detallado. Basta aclarar que, para lograr dicho objetivo en el municipio de Medellín, se refinaron la base de datos, se agregaron las variables permeabilidad y curvatura, y se hizo uso de la metodología descrita anteriormente, con lo cual se obtuvo un mapa probabilístico de amenaza por movimiento en masa con un detalle de 1:5000.	

Título	Formulación, planificación y estudios técnicos del proyecto cinturón verde metropolitano, en el área perteneciente al municipio de Medellín, Escala Media: Formulación de planes maestros del cinturón verde metropolitano en Medellín / Empresa de Desarrollo Urbano ; Departamento Administrativo de Planeación
Autor (es)	Empresa de Desarrollo Urbano Municipio de Medellín
Año	2013
Localización de referencia. Municipio de Medellín, Vertiente nororiental.	
Resumen: El documento desarrolla el diagnóstico y la formulación de 14 planes maestros para las áreas del CVM. Se identificaron las problemáticas y potencialidades del territorio, se plantearon los objetivos y estrategias específicas para cada tipo de borde, y se establecieron las diferentes tipologías de proyecto. Así mismo se definieron los proyectos a priorizar para una intervención a mediano plazo (tomado de la metodología)	
Observaciones: Se retoma este estudio para realizar verificación del estimativo hidrológico y parámetros hidráulicos.	

Título	Revisión y ajuste del Plan de Ordenamiento Territorial de Medellín. Acuerdo 48 de 2014
---------------	---

Autor (es)	Alcaldía de Medellín
Año	2014
Localización de referencia: Municipio de Medellín, Vertiente noroccidental.	
Resumen: Plan de Ordenamiento Territorial se consigna el conjunto de objetivos, directrices, políticas, estrategias, metas, programas, actuaciones y normas para orientar y administrar el desarrollo físico del territorio y la utilización del suelo urbano y rural del municipio de Medellín.	
Observaciones: El acuerdo 48 de 2014, define las zonas con condiciones de riesgo y las zonas de amenaza alta, que son objeto para la elaboración de los estudios de riesgo o de amenaza de detalle que definan su mitigabilidad o no. Dichos estudios, determinarán la posibilidad de desarrollo del suelo o su permanencia dentro de la categoría de suelo de protección. Una vez sean redelimitadas dichas zonas, les aplicarán las demás normas generales del polígono en el que se ubiquen.	

Título	Mapa de procesos morfodinámicos del área urbana del municipio de Medellín
Autor (es)	Alcaldía de Medellín
Año	2017
Localización de referencia: Medellín	
Resumen: La información relacionada con visitas a diferentes sectores de la ciudad, donde han ocurrido emergencias por diferentes fenómenos (movimientos en masa, inundaciones, incendios, etc) son consignadas en fichas y mapas que permiten tener construir un registro histórico de los eventos en la ciudad.	
Observaciones: Los datos de obtenidos de esta información permite reportar los eventos ocurridos en cada polígono para entender el contexto de la morfodinámica del sector.	

Título	Gestión del riesgo y desastre en el Municipio de Medellín, Lecciones aprendidas
Autor (es)	Mario Augusto Flórez Arroyave
Año	2016
Localización de referencia: Municipio de Medellín	
Resumen: El libro presenta una recopilación y un análisis detallado de los principales eventos (movimientos en masa, inundaciones y avenidas torrenciales) que han ocurrido en la ciudad de Medellín desde el año 1954, con énfasis en los grandes desastres como Villatina, El Socorro, Alto Verde, etc, y a partir de los cuales se precisa en la ciudad el concepto de riesgos, a partir de una serie de estudios, proyectos y programas, para el manejo integral de la gestión del riesgo, los cuales han permitido su incorporación en el ordenamiento territorial y desarrollo de la ciudad.	
Observaciones: Los datos de obtenidos de esta información permite reportar los eventos ocurridos en cada polígono para entender el contexto de la morfodinámica del sector. En el sector de La Picacha se reportan no sólo los eventos relacionados con avenidas torrenciales, sino también aquellas emergencias relacionadas con movimientos en masa en la cuenca de estudio.	

5. CARATERISTICAS GENERALES

A continuación, serán descritas la geología y geomorfología regional buscando contextualizar estas variables en el área de estudio.

5.1 GEOLOGÍA REGIONAL

En el valle de Aburra se encuentra una amplia diversidad litológica y estructural asociada a la dinámica de los procesos endógenos y exógenos, que marcan la configuración actual del área de estudio. Varios autores han abordado el tema de la composición de los materiales. En la Figura 2 se describen las unidades litológicas en orden estratigráfico y en el siguiente mapa se presentan su distribución espacial de acuerdo con la propuesta de AMVA (2007) y AMVA – Alcaldía de Medellín (2017), de este último trabajo se conserva también el nombre de las unidades.

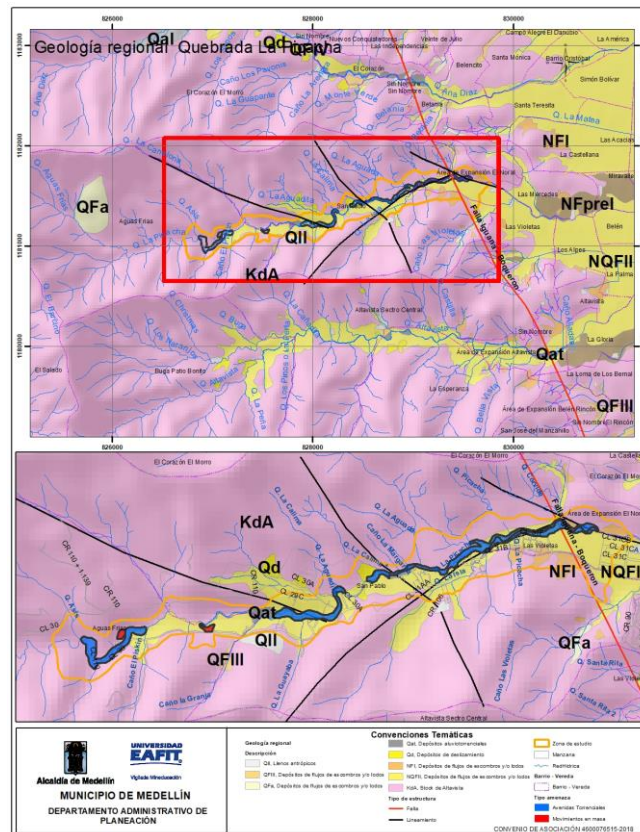


Figura 2. Mapa geológico regional de la Quebrada La Picacha (Tomado de AMVA (2007) y AMVA – Alcaldía de Medellín (2017))

5.1.1 Estratigrafía

A nivel regional se identificaron cinco unidades geológicas que se describen a continuación.

- **Stock de Altavista (Kda)**

Este plutón es también conocido como la Diorita de Altavista, y constituye un stock de 83 km², con forma alargada y paralela a la tendencia de las estructuras geológicas del área donde aflora (González y Londoño, 2002).

Se caracteriza por presentar una amplia variedad petrográfica, textural y estructural, por lo que se han definido tres facies: una facies diorítica, una facies félsica y una facies de dique. De acuerdo con esto, se encuentran diferentes tipos de roca como dioritas, cuarzodioritas, granitos y eventualmente pórfidos con matriz afanítica (González y Londoño, 2002).

Adicionalmente, González y Londoño (2002) indican que las rocas granulares presentan colores muy oscuros, casi negro hasta gris medio a claro, y las rocas porfíricas son de color gris verdoso; la textura varía de fanerítica granular fina a porfírica y a medida que se acerca a las zonas de contacto presenta zonas de brecha.

Las rocas están intensamente meteorizadas y desarrollan suelos con espesores hasta de 45 m, en los cuales la textura y la granulometría dependen de la facies de la roca parental. Los suelos más desarrollados están en los topos de las cuchillas y en las vertientes suaves, donde hay una capa superficial de suelo maduro de textura limo arcillosa y color claro, seguido por un saprolito limoarenoso que conserva rasgos de la roca parental. En las partes bajas se conserva la transición suelo – roca de poco espesor (AMVA, 2007).

- **Depósitos no litificados:**

Un conjunto de depósitos no litificados que están suprayaciendo con las rocas antes descritas se presentan en el área de interés. Se encuentran depósitos de diferentes edades, que de acuerdo con las características que exhiben en cuanto a grado de consolidación, madurez y grado de incisión son considerados de edades anteriores al Cuaternario y por medio de las relaciones entre ellos son agrupados por eventos. En este grupo se encuentran:

Los flujos de escombros y/o lodos (NQprel, NQFI, NQFII, QFIII, QFIV, QFa) representan una serie de eventos relacionados con depósitos de vertiente, donde los depósitos más antiguos se localizan en la parte media y alta de las laderas y los más jóvenes están en la parte baja de éstas. Estos depósitos se caracterizan por la variación en la relación matriz/bloques, la cual confiere el carácter de flujo de lodos o flujo de escombros a los eventos, y aunque esta proporción está muy relacionada con la fuente de donde se originaron los depósitos, también es frecuente encontrar una mezcla de ambos depósitos para un único evento. En términos generales se componen por un conjunto de bloques de roca que presentan diferentes grados de meteorización y están embebidos en una matriz más fina, por lo general arcilla o limo, que también puede estar meteorizada (AMVA, 2007).

Los depósitos aluviales (Qal) se presentan conformando las llanuras de inundación y terrazas aluviales de las corrientes. Son superficies suaves, generalmente planas, conformadas por clastos que tienen una selección moderada, alto grado de redondez y ligera imbricación (AMVA, 2007).

Los depósitos aluviotorrenciales (Qat) se caracterizan por su composición heterogénea, donde el tamaño de sus componentes varía desde bloques rocosos hasta arenas finas y limos. Estos depósitos están asociados a cuencas de montaña, donde los canales tienen altas pendientes y se desarrollan flujos turbulentos con alta energía, que moviliza materiales de diferente granulometría hasta encontrar zonas de pendientes suaves aledañas al cauce, donde se depositan los materiales (AMVA, 2007).

Los depósitos de deslizamiento (Qd). Se caracterizan por bloques de roca en matriz limo arcillosa. Los bloques pueden alcanzar unos tres metros de diámetro y varían desde angulosos a subredondeados (AMVA, 2007).

Llenos antrópicos (QII): Constituyen depósitos artificiales, con una composición muy heterogénea, incluyendo aquellos materiales homogéneos conformados con algunas normas técnicas, y materiales mixtos tales como basura, materia orgánica y escombros vertidos sin disposiciones geotécnicas adecuadas. También se consideran llenos antrópicos las acumulaciones artificiales realizadas para la construcción de obras de infraestructura (AMVA, 2007).

5.2 GEOMORFOLOGIA REGIONAL

La zona de estudio se ubica en la zona más septentrional de la cordillera Central, asociada directamente al valle del río Medellín - Porce. La caracterización geomorfológica retoma la interpretación desarrollado por el Área Metropolitana en el estudio de Microzonificación sísmica del Valle de Aburrá, donde jerarquiza el valle en unidades de Paisaje, Macrounidades y unidades geomorfológicas.

De acuerdo a esta metodología, la zona de estudio se encuentra enmarcada en la siguiente clasificación geomorfológica.

Tabla 4. Clasificación geomorfológica regional

UNIDAD DE RELIEVE	UNIDAD DE PAISAJE	MACROUNIDAD	UNIDAD GEOMORFOLÓGICA
Norte de la cordillera central	Valle de Aburrá -Valle Medio (VM)	Bloque Itagüí San Cristóbal (VM-BISC)	Colinas en suelos residuales
			Superficies suaves en depósitos poco incisados
			Superficies suaves en depósitos moderadamente incisados
			Escarpes semicirculares superiores
			Lomos

En la Figura 3 y Figura 4 se presentan las macrounidades y unidades geomorfológicas que se definen para el polígono de interés.

5.2.1 Valle de Aburrá Medio (VM)

Este bloque corresponde casi a la totalidad del municipio de Medellín. Se caracteriza por ser ancho, con un fondo amplio y plano, delimitado por superficies suaves en distintos depósitos de vertiente, sistemas de colinas y lomos que terminan en la parte más alta en escarpes lineales que marcan el límite del valle y los altiplanos (AMVA, 2006).

En el Valle Medio se identificaron 12 bloques atendiendo a consideraciones de forma, ancho, orientación y contexto geomorfológico y rasgos tectónicos. La zona de estudio tiene influencia directa sobre dos de estas macrounidades.

Cada uno de los bloques es descrito a partir de sus características geomorfológicas y geológicas desarrolladas en el estudio de Microzonificación Sísmica del Valle de Aburrá (Figura 3).

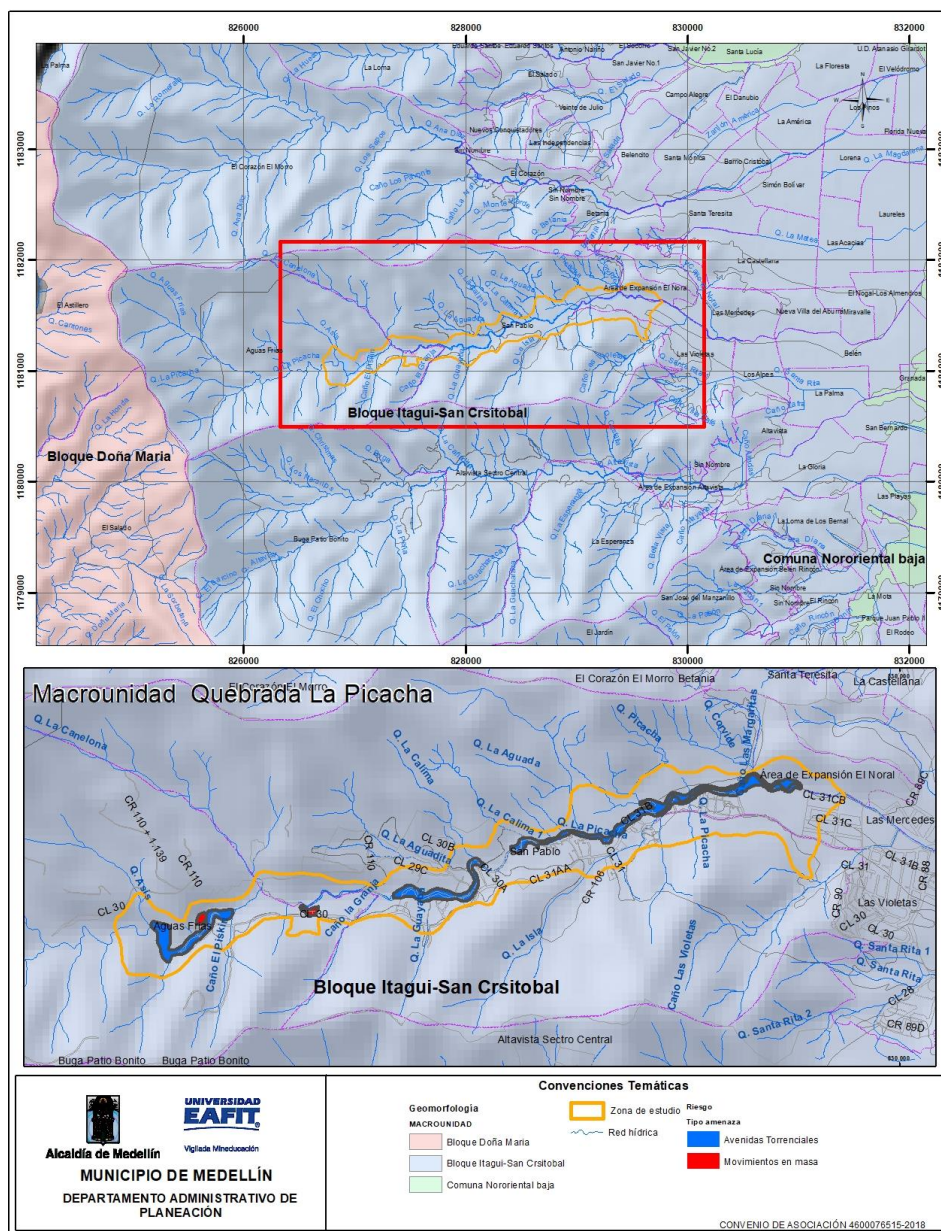


Figura 3. Mapa regional de macrounidades de la cuenca de la quebrada La Picacha (Tomado de AMVA, 2007)

- **Bloque Itagüí – San Cristóbal (VM-BISC).**

Esta área se ubica sobre la vertiente occidente de la ciudad de Medellín, involucrando el área de la cuenca de la quebrada La Picacha. Geológicamente está caracterizada sobre las rocas del Stock de Altavista, Metabasitas y los depósitos de vertiente.

La presencia de lomos regionales de tendencia W-E es la característica fundamental de esta macrounidad. Dichos lomos forman valles en “V” de fondo estrecho con vertientes largas, rectas a cóncavas y de inclinación moderada a localmente empinadas. Hacia las cabeceras las laderas rematan en escarpes semicirculares, evidencia del proceso remontante del frente erosivo del río Aburrá. El tope de los lomos es en general estrecho y redondeado, con pendientes longitudinales suaves moderadas. Se presentan en general relieves relativos menores y se conforman sistema de colinas medias a altas con base circular y laderas empinadas (AMVA, 2006).

En el área de influencia del presente estudio, se identifican las siguientes unidades geomorfológicas al interior de esta macrounidad (Figura 4).

CSR - Colinas en suelo residual: Esta unidad se localiza generalmente cerca de los lomos o en la terminación de los mismos. Presentan formas redondeadas con topes planos a ligeramente convexos. Las pendientes son moderadas y tienen un moderado grado de incisión (AMVA, 2007). En la zona está asociada a suelos residuales del Stock de Altavista al suroriente de la quebrada La Picacha en la zona de estudio.

SSDMI - Superficies Suaves en Depósitos Moderadamente Incisados: Son geoformas continuas de inclinación suave a moderada y modeladas sobre depósitos de vertiente del tipo flujos de lodos y/o escombros. Presentan un grado de incisión moderado (AMVA, 2007).

SSDPI - Superficies Suaves en Depósitos Poco Incisados: Caracterizada por laderas continuas de inclinación suave a moderada y modeladas sobre depósitos de vertiente del tipo flujos de lodos y/o escombros. Presentan un grado de incisión baja a muy baja (AMVA, 2007).

ESCS – Escarpes semicirculares superiores: Son geoformas ubicadas entre zonas escarpadas en superficies rocosas hacia los límites de los altiplanos,

5.3 TECTÓNICA REGIONAL

Debido a la localización en el flanco Oeste de la Cordillera Central, la tectónica del Valle de Aburrá está dominada por las fallas del Sistema Cauca-Romeral; el cual atraviesa el territorio nacional con una dirección aproximada N-S. Este sistema está compuesto por dos grupos de estructuras, hacia el oeste se tiene el sistema Cauca y al Este el sistema Romeral. Este último sistema es el más cercano a la ciudad de Medellín.

La Falla de San Jerónimo representa la traza más oriental del Sistema de Fallas de Romeral y su zona de incidencia transcurre por jurisdicción de algunos municipios del Área Metropolitana de Medellín. Dinámica y estructuralmente se reconocen al menos tres eventos deformacionales asociados a su actividad, en regímenes dúctil, frágil cohesivo, y frágil no cohesivo. El régimen tectónico analizado, revela acortamiento E-W y desplazamientos inversos para gran parte de las deformaciones registradas (Ordoñez, et al, 2005).

La traza principal de la zona de falla tiene un rumbo N-S a N15W, con un buzamiento de alto ángulo al E.

5.3.1 Sistema de Fallas

A continuación, se describen las características regionales, de las fallas reportadas a lo largo del corredor evaluado:

- *Falla de Iguaná – Boquerón*

En la zona de interés se identifica el trazo de esta falla con dirección general N15°W y una tendencia SSE-NNW (AMVA, 2007). Sobre la zona de estudio no se observan controles geomorfológicos e hídricos asociados al trazo de esta falla ubicada en el límite occidental del tramo de estudio, sin embargo, se encuentran lineamientos con tendencia SW-NE y NW-SE, asociadas al sistema de esfuerzos reportados a nivel regional (Figura 2).

6. CONDICIONES GEOLÓGICAS LOCALES DEL POLÍGONO LA PICACHA

A continuación, se describen los resultados del proceso de la fotointerpretación y se presentan las condiciones geológicas y geomorfológicas encontradas a partir de los recorridos de campo.

6.1 DEFINICIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO Y DE LAS UMIS

La definición del polígono de estudio se realizó teniendo en cuenta no sólo las condiciones alrededor del cauce y el tramo a estudiar, sino que a su vez, se tuvieron en cuenta aquellos sectores cuya pendiente o materiales pueden tener una incidencia directa en las condiciones que acentúan el fenómeno torrencial en el sector, mostrando una franja más extensa en ambas márgenes del cauce, además de incluir los polígonos objeto de estudios detallados, dada su condición de riesgo por movimiento en masa definida en el POT (Figura 5).

Para los dos polígonos donde se analiza la condición de riesgo por movimientos en masa, se define la UMI, que corresponde a la unidad morfodinámica independiente y se define como aquella porción de terreno cuya estabilidad no depende del comportamiento de las zonas vecinas y complementariamente el caso inverso, es decir que presenta un comportamiento independiente de las unidades adyacentes. La delimitación de estas unidades morfodinámicas se fundamenta en la combinación de aspectos geomorfológicos e hidráulicos (Acuerdo Metropolitano 09 de 2012) como son las divisorias de aguas, drenajes o expresiones geomorfológicas. La unidad o unidades morfodinámicas puede por lo general ocupar áreas de terreno mayor que el polígono de estudio, por lo cual será necesario evaluar las condiciones geológicas, geomorfológicas y geotécnicas de toda la unidad para determinar las afectaciones por fuera del polígono estudiado cuya influencia repercute negativamente en la estabilidad del mismo (Acuerdo Metropolitano 09 de 2012).

De acuerdo con las características anteriores, para cada uno de los polígonos de análisis por movimientos en masa se delimita la Unidad Morfodinámica Independiente (UMI), que en ambos casos corresponden a un único polígono que representan las características del área de interés y se extienden de la siguiente forma:

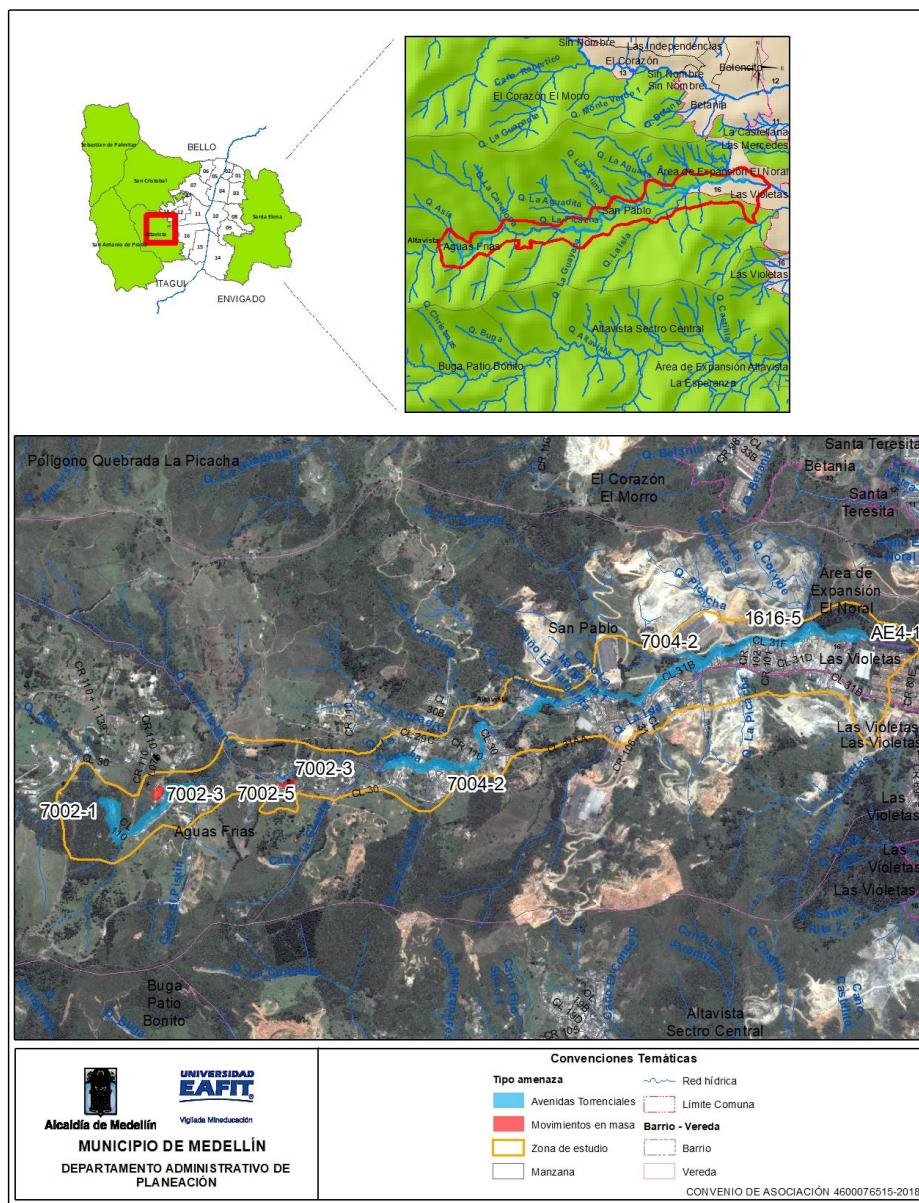


Figura 5. Definición de la zona de estudio en el polígono La Picacha.

La Picacha 2 – UMI 1:

- Al norte se encuentra limitada por el cauce actual de la quebrada La Picacha.
- Al sur está limitada por un cambio en la dirección de la ladera y un ligero cambio de pendiente.
- Al oriente se encuentra limitada por un cambio en la pendiente, predominando las pendientes muy abruptas al interior de la UMI.

- Al occidente está limitada por una pequeña divisorias de aguas, que además define un cambio en la forma de la ladera.

La Picacha 3 – UMI 2:

- Al norte está limitada por un cambio en la dirección de la ladera, dentro de la UMI la dirección preferencial es SE y al norte la dirección de la ladera es al S. También se aprecia un ligero cambio en la pendiente.
- Al sur se define el límite por un cambio en la forma de la ladera, que en la UMI es preferentemente irregular y al sur es cóncava.
- Al oriente se encuentra limitada por el cauce de la quebrada La Picacha.
- Al occidente está limitada por un cambio en la pendiente, entre pendientes muy abruptas y muy inclinadas, que coincide con la carrera 110 (vía a Aguas Frías).

En la siguiente figura se presenta la localización de las UMI definidas para los polígonos La Picacha 2 y La Picacha 3.

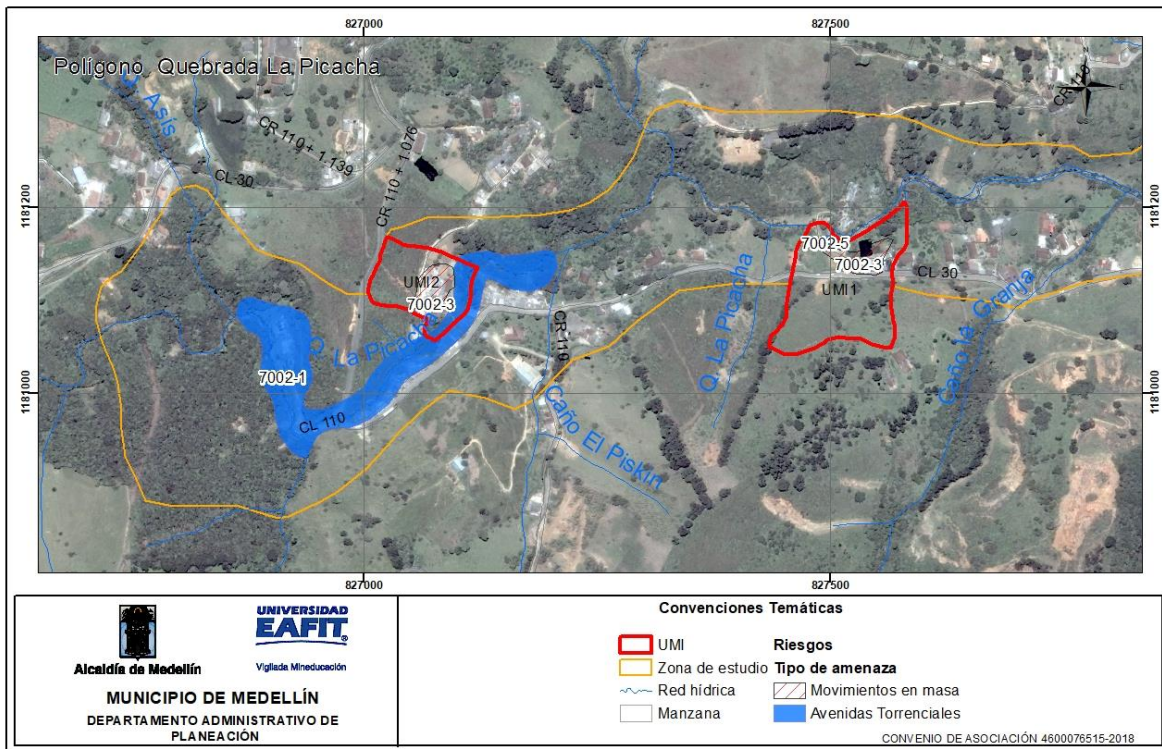


Figura 6. UMI para los polígonos La Picacha 2 y La Picacha 3

6.2 FOTOINTERPRETACIÓN

El análisis multitemporal de fotografías aéreas y orto fotos permite identificar las condiciones morfológicas y la evolución de los procesos morfodinámicos, además de la dinámica de la actividad antrópica. A continuación, se presenta el listado de las fotografías aéreas empleadas (Tabla 5) al igual que la interpretación realizada, como insumo preliminar de campo.

Tabla 5. Fotografías aéreas empleadas para el proceso de fotointerpretación

Zona	Vuelo	Faja	Fotos	Año
Cuenca de la Quebrada La Picacha	C393	22	779 - 780	1943
	C395	-	120-121	1945
	Ortofoto Área Metropolitana	-	-	2008
	Ortofoto Cartoantioquia	-	-	2012

En las fotografías analizadas, se observa que el cauce de la quebrada La Picacha presenta altos gradientes hacia la parte alta de la cuenca, mientras que hacia el Valle de Aburrá disminuye su pendiente y muestra importantes sistemas de depósitos. El canal en este caso muestra una morfología recta hacia la parte alta mientras que hacia la zona media y baja presenta un canal amplio y sinuoso de pendiente muy suavizada.

Teniendo en cuenta que las fotografías de los años 1943 y 1945 tienen poca diferencia entre ellas en términos de un análisis multitemporal, se identificaron dos fechas principales para la ocurrencia de procesos y de eventos relevantes sobre el cauce. La primera de ellas relacionada con la década de 1940 y la segunda asociada al año 2008. En general la información obtenida constituye una guía, debido a las dificultades relacionadas con la escala y calidad de las fotografías, especialmente las más antiguas.

En los años 1943 y 1945 no se observan estructuras importantes relacionadas con viviendas en el sector, a excepción de la vía principal (Calles 31 A y 31 AA) además de las vías que conducen a los sectores de Guanteros y Aguas Frías, dónde se

observan algunas fincas y viviendas aisladas. En términos generales la vía se encuentra paralela a la corriente principal en la parte baja y media la cuenca y se mantiene sobre la margen derecha del cauce hasta el sector de Las Violetas.

En la quebrada se observan algunos procesos de erosión lateral del cauce, especialmente en los tramos más sinuosos de la misma, mientras que hacia la parte alta y parcialmente en la zona baja de la cuenca se observaron algunos movimientos en masa, los cuáles no pueden ser caracterizados con detalle debido a la escala de las fotografías. De igual manera, a la fecha se pueden identificar procesos erosivos importantes sobre las vertientes y una intervención antrópica relacionada con la remoción en un porcentaje importante de la cobertura vegetal del sector y hacia la margen derecha se observa en el año 1945 algunas explanaciones relacionadas con actividades de explotación de material, sin embargo; no se identifican obras de control y canalización del cauce de la quebrada (Figura 7 y Figura 8).

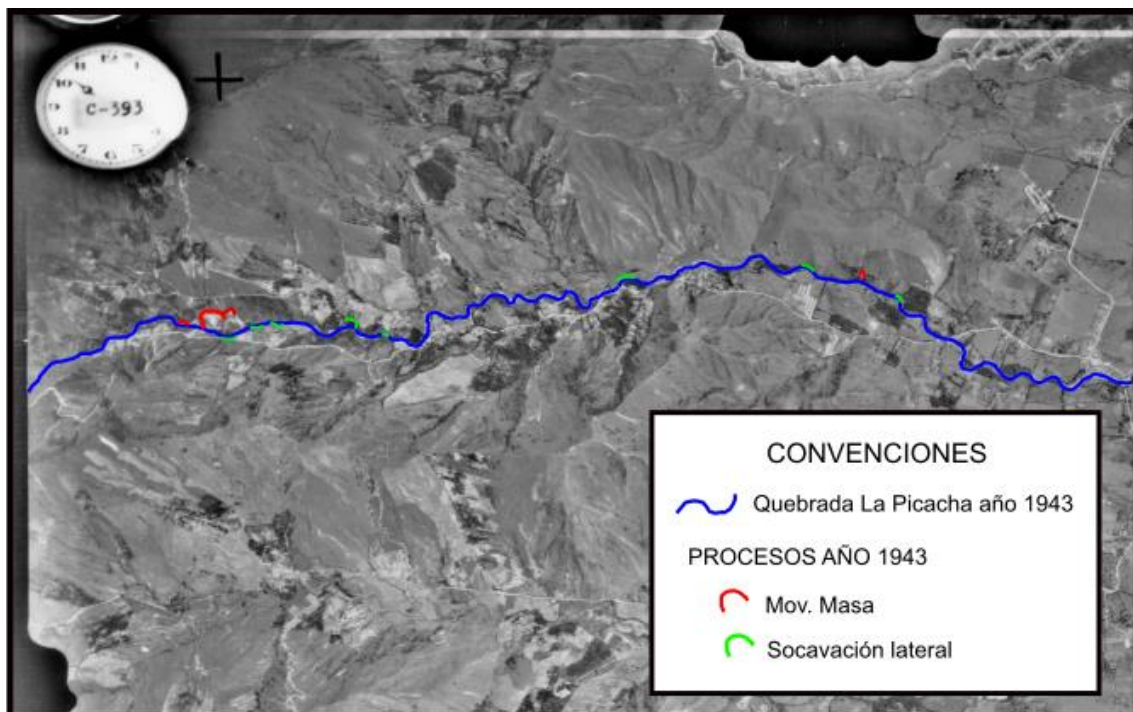


Figura 7. Fotografía aérea de 1943, polígono La Picacha.

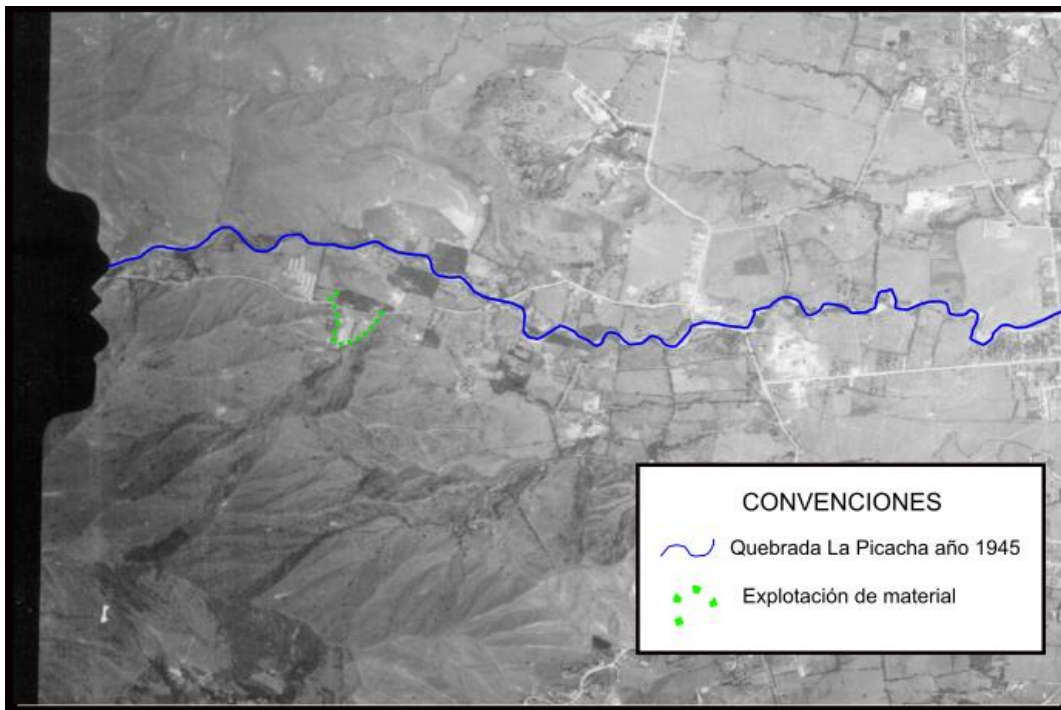


Figura 8. Fotografía aérea de 1945, polígono La Picacha.

En las imágenes de los años 2008 (Figura 9) y 2012 se observa un cambio significativo en ambos márgenes de la quebrada La Picacha, relacionado con una consolidación en un porcentaje muy elevado de las mismas, marcado no solamente por el crecimiento de construcciones, la aparición de nuevos barrios y sectores dentro de la cuenca, sino también por la marcada explotación de material en distintas canteras y la aparición de escombreras hacia la margen izquierda de la quebrada. De igual manera, para esta fecha se observa la canalización de la quebrada hacia el sector de Las Violetas, a partir de la Carrera 88, el cual según datos reportados por funcionarios del municipio de Medellín y por los habitantes del sector, fue producto de las intervenciones realizadas dentro de los 5 años posteriores a la creciente de la quebrada La Picacha en el año 1988. Estos altos niveles de intervención se reflejan en importantes cambios en la dinámica fluvial, los cuáles se detallan en los capítulos de geomorfología y morfodinámica del presente informe, sin embargo a estas fechas se observaron procesos erosivos de mayor extensión, principalmente erosión en surcos y cárcavas y erosión por sobrepastoreo en las vertientes de la cuenca, además de movimientos en masa y erosión lateral del cauce.



Figura 9. Ortofoto año 2008, quebrada La Picacha.

Las fotografías y las temporalidades analizadas reflejan los importantes cambios en la dinámica fluvial de la quebrada La Picacha, especialmente por intervenciones antrópicas, las cuáles han acortado el ancho del cauce y generado un desplazamiento del mismo hacia su margen izquierda, además de la constante remoción de materiales dentro del lecho de la quebrada. En términos generales estos procesos antrópicos se ven reflejados en fenómenos de impermeabilización de las vertientes de la cuenca, cambios en los ciclos de sedimentos y en la dinámica hidrológica, además de su comportamiento hidráulico, reflejados en la ocurrencia de procesos de erosión y socavación en las márgenes de la quebrada La Pichacha y sus afluentes, y en la generación o evolución de procesos de inestabilidad en las vertientes.

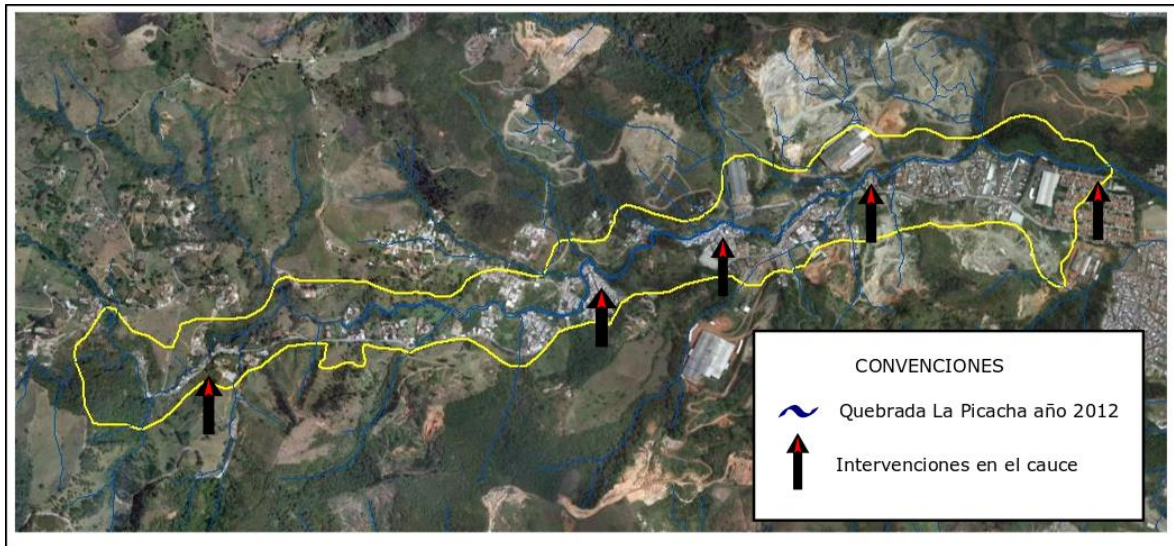


Figura 10. Ortofoto año 2012, quebrada La Picacha.

6.3 UNIDADES GEOLÓGICAS PARA INGENIERÍA

En la zona de estudio, que incluye los polígonos La Picacha, La Picaha 2 y La picacha 3, las unidades geológicas para ingeniería (UGI) que afloran presentan distintos orígenes y temporalidades. Los materiales más antiguos están relacionadas con los suelos residuales producto de la meteorización de las rocas ígneas pertenecientes al Stock de Altavista, sobre los cuáles se encuentran una serie de depósitos de vertiente sobre la parte baja de la cuenca, y en cercanías al cauce se encuentran depósitos aluviotorrenciales de extensiones importantes, especialmente hacia la parte baja de la zona de estudio. Finalmente, las unidades más recientes se relacionan con todas las intervenciones antrópicas del sector, cuyos procesos urbanísticos y/o de explotación de materiales, derivan en la ocurrencia de llenos antrópicos. Desde el punto de vista estructural, se identificaron en la zona lineamientos y fallas a nivel local, los cuales tienen relación con los sistemas de esfuerzos encontrados a nivel regional (Figura 11).

A continuación, se describen las unidades geológicas para ingeniería identificadas para la zona de estudio, las cuáles fueron identificadas a partir del análisis de información secundaria a nivel regional, caracterización de los diferentes afloramientos observados en los recorridos de campo y sondeos exploratorios. En la siguiente figura se presentan las relaciones estratigráficas entre las unidades del sector según el levantamiento local realizado.

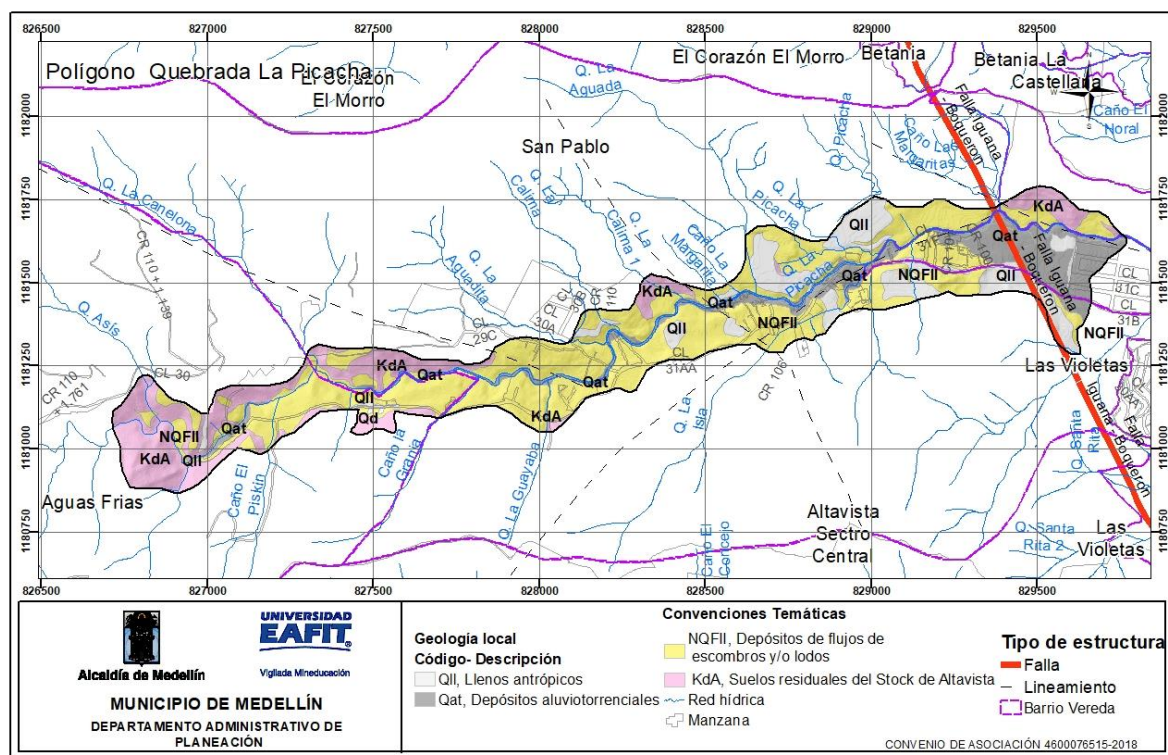


Figura 11. Geología local del polígono La Picacha.

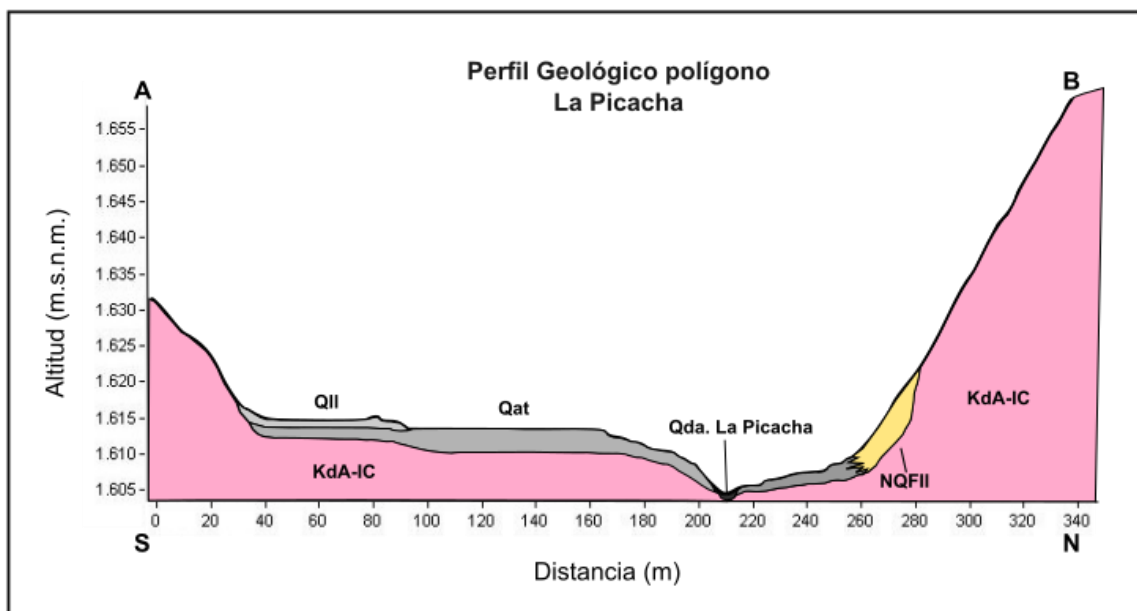


Figura 12. Perfil geológico generalizado del polígono La Picacha.

6.3.1 Derivado de roca in situ

Stock de Altavista (Kda): Esta unidad representa el basamento rocoso de los polígonos La Picacha, La Picacha 2 y La Picacha 3. Aflora hacia las márgenes y en las partes medias y altas de las vertientes en la zona de estudio, con un mayor predominio hacia la parte alta de la cuenca, en los sectores de Guanteros y la vía principal a la altura del puente hacia Aguas Frías parte alta. Se caracteriza por el desarrollo de un perfil de meteorización donde fue posible la identificación de los horizontes IIB, IC y IB, los cuáles se describen a continuación:

Roca parcialmente meteorizada – nivel IIB (Kda-IIB): Este horizonte se encuentra a nivel puntual aflorando sobre el cauce de la quebrada La Picacha a la altura del sector conocido como la Antigua Terminal hacia la parte alta de la cuenca, donde se localizan los polígonos La Picacha 2 y La Picacha 3. La roca muestra una coloración grisácea clara y una apariencia granítica con cristales entre los 2 y 5 mm. A nivel general la roca presenta un intenso fracturamiento en sentido predominante NW/SE. Como se observa en la siguiente figura:



Figura 13. Horizonte IIB del Stock de Altavista, margen derecha de la quebrada a la altura del puente peatonal del sector la Antigua Terminal.

Saprolito – nivel IC (Kda-IC): Este horizonte presenta mayor predominio a lo largo de la zona de estudio, se encuentra en ambas márgenes de la quebrada aflorando de manera puntual en las zonas con presencia de saltos hidráulicos, procesos morfodinámicos o en el lecho del cauce. Muestra una coloración crema clara con algunas tonalidades rojizas y amarillas a nivel puntual, en la cual se reconoce la textura granítica de la roca y se identifican minerales máficos y plagioclasa, además

de lentes de cuarzo a nivel puntual. Presenta una textura limo – arenosa con variaciones a limo - arcillosa, de compresibilidad moderada y baja compacidad, fácilmente deleznable. De acuerdo con los sondeos exploratorios 1, 2 y 3 realizados en los polígonos La Picacha 2 y La Picacha 3, el espesor máximo identificado es de 11 m, sin embargo, en ningún caso se identificó la roca parcialmente meteorizada IIB, por lo cual este espesor puede ser mayor. Las características generales de este horizonte de meteorización se observan en la siguiente figura:



Figura 14. Saprolito del Stock de Altavista en las márgenes de la quebrada La Picacha.

Suelo residual – nivel IB (Kda-IB): Este horizonte se encuentra hacia las partes altas de las vertientes que conforman la zona de estudio, aflora en su mayoría hacia los cortes de la vía principal hacia el sector de Aguas Frías parte alta a la altura del tanque de EPM. Presenta una textura limoarcillosa de coloraciones amarillas y rojizas, con alta plasticidad y buena compacidad. A nivel puntual y hacia la transición al saprolito, es común la presencia de bloques pequeños de roca entre 8 y 10 cm de diámetro.

En la zona de estudio se encontraron espesores entre 1 y 4.5 m para este nivel, como se observa en la siguiente figura, adicionalmente en los sondeos exploratorios 1 y 2 identificó un espesor de 5 m.



Figura 15. Suelo residual del Stock de Altavista, vía hacia el sector de Aguas Frías Parte Alta 100 m más adelante del puente de acceso.

6.3.2 Depósitos de vertiente

En esta categoría se identifican depósitos de vertiente relacionados a los flujos de lodo y escombros, ubicados sobre ambas márgenes de la quebrada La Picacha, conformando la unidad geológica de mayor predominio a nivel general:

Flujos de lodos y escombros (NQFII): Esta unidad se identifica en ambas márgenes de la quebrada La Picacha a lo largo de toda la zona de estudio. A nivel local es posible la identificación de bloques matriz-soportados con porcentajes matriz-bloques variables entre un 60/40 y un 70/30, con espesores mínimos variables entre 1 y 4 m según los cortes observados; sin embargo, el espesor de esta unidad es mayor hacia las vertientes, y que de acuerdo con los sondeos exploratorios 2, 3 y 4 se puede alcanzar hasta 15 m de espesor en algunos secos. La matriz de estos depósitos es de coloraciones rojizas y marrones y una textura limo-arcillosa con variaciones a textura arcillosa, de baja compresibilidad y baja compacidad. Los bloques encontrados son predominantemente gabros, sin embargo, a nivel puntual es posible la identificación de bloques con una textura brechoide, mostrando un nivel moderado de meteorización y tamaños variables entre centimétricos y bloques de hasta 1.5 m de diámetro de apariencia angulosa a subangulosa. Las características principales de esta unidad se encuentran en la siguiente figura:



Figura 16. Flujos de lodos y escombros en la zona de estudio. (Der.) Corte sobre la vía de acceso sector El Hoyo, parte distal del depósito. (Izq.) Depósitos de vertiente intercalados con depósitos aluviotorrenciales hacia la margen izquierda de la quebrada a la altura del sector de La Playita.

Depósito de deslizamiento (Qd): estos depósitos corresponden a acumulaciones de materiales producto de movimientos de masa recientes ocurridos en los terrenos inclinados o vertientes, que fueron generados por una combinación de factores como la gravedad, el agua y la intervención humana, entre otras. Estos depósitos se identifican sobre la margen izquierda de la vía que conduce a Aguas Frías, en el polígono La Picacha 2, y se caracteriza por ser un material arcilloso, de color rojizo con fragmentos de roca, de tamaño heterométrico sobre la superficie (Figura 17).



Figura 17. Depósito de deslizamiento sobre la vía a Aguas Frías, se observa un sector del escarpe del deslizamiento

6.3.3 Depósitos aluviales

En el polígono de estudio se identificaron dos tipos de depósitos aluviales, los de origen aluviotorrencial y los depósitos de cauce aluvial, que se describen a continuación:

Depósitos aluviotorrenciales (Qat): estos depósitos corresponden a la acumulación de materiales transportados por las corrientes, producto de las crecientes súbitas y dispuestos en las márgenes de los cauces. Se localizan sobre ambas márgenes de la quebrada La Picacha y se caracteriza por ser de tipo clastosoportado con proporciones de matriz-bloques de 30-70 a nivel general. Presentan una apariencia caótica evidenciada en la baja selección de los mismos y la presencia de bloques y fragmentos heterométricos, de tamaños variables entre 30 cm y hasta 3 m de diámetro. La matriz de estos depósitos es de textura arenosa y coloraciones grisáceas y marrones. A nivel estratigráfico y especialmente hacia la parte media y alta de la cuenca, se encuentran intercalados con depósitos de vertiente, donde es posible reconocerlos debido al mayor grado de redondez y esfericidad de estos bloques con respecto al de los depósitos. Finalmente, el nivel de meteorización de estos bloques es leve a bajo y su litología corresponde en su totalidad a los materiales del Stock de Altavista. En la zona de estudio se reconocieron hasta 3 niveles de depósitos y espesores variables entre 2 y 8 m. Las características generales de estos materiales se observan en la siguiente figura y en el siguiente perfil estratigráfico:



Figura 18. Depósitos aluviotorrenciales sobre la quebrada La Picacha en el sector Potrerito.

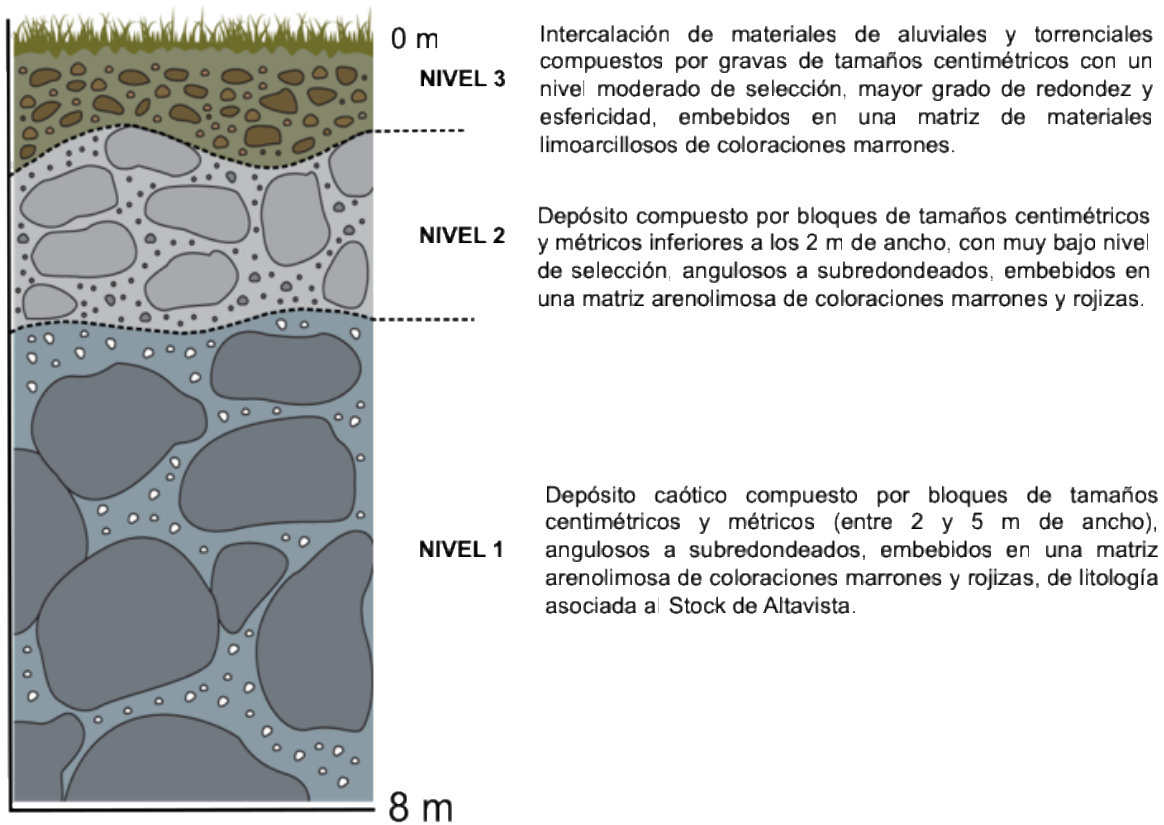


Figura 19. Perfil estratigráfico de los depósitos aluviotorrenciales de la quebrada La Picacha.

Depósitos de cauce aluvial (Qca): Asociados a los materiales de la quebrada La Picacha, relacionados con el cauce actual y los niveles de acumulación más próximos. Presentan bloques y fragmentos variables de tamaños centimétricos y ocasionalmente métricos, estos últimos asociados a crecientes de carácter torrencial; además de gravas y arenas, de apariencia subangulosa a subredondeada. Se encuentran a lo largo de todo el cauce; sin embargo, alcanzan mayores extensiones hacia la parte media y baja de la cuenca, en los sectores de San Pablo, El Hoyo y La Terminal, principalmente. Como se observa en la siguiente figura:



Figura 20. Depósitos de cauce aluvial de la quebrada La Picacha.

6.3.4 Depósitos antrópicos

Llenos antrópicos (QII): Corresponden a depósitos artificiales que pueden llegar a tener una extensión y espesor importantes a lo largo de la zona de estudio. La composición de estos depósitos es en extremo heterogénea, desde materiales homogéneos conformados con algunas normas técnicas hasta basura, materia orgánica y escombros simplemente vertidos, con propiedades geotécnicas pobres para cortes y capacidad portante.

Esta unidad se identificó a nivel puntual, hacia la parte alta de la zona de estudio en el sector de Guanteros, está relacionada con adecuaciones para las casas del sector mientras que, hacia la parte media a la altura de la entrada a Las Margaritas, presenta una mayor relación con las adecuaciones de la vía principal y vías de acceso auxiliares, mostrando una composición irregular de escombros, tierra y materiales de deshecho. Finalmente, alcanza mayores extensiones hacia la parte baja en la escombrera dónde presenta una mayor heterogeneidad de los materiales y espesores mayores (superiores a los 10 m) y en la serie de ladrilleras encontradas en la parte baja de la cuenca hacia los sectores de El Diamante y San Pablo – El Hoyo, además del sector de la terminal de buses. Las características generales de estos materiales se observan en la siguiente figura:



Figura 21. Llenos en el sector de la escombrera.

6.4 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL LOCAL

A nivel local y a lo largo del polígono La Picacha se identificaron dos tipos de estructuras, los lineamientos fotogeológicos asociados a la tendencia regional de la falla Iguaná – Boquerón reportada en el sector y las fracturas relacionadas con el Stock de Altavista. Estas diaclasas fueron encontradas en los horizontes IIB y IC del Stock de Altavista y presentan 4 planos principales, los cuáles se muestran en la siguiente figura:



Figura 22. Sistemas de diaclasas encontrados hacia la margen izquierda de la quebrada en el sector de Potrerito.

La Falla Iguaná- Boquerón muestra una tendencia regional al NW, la cual se encuentra cartografiada en el límite este de la zona de estudio hacia el barrio Las Violetas. A nivel local se observaron 2 lineamientos en este sentido de esfuerzos regional, hacia la parte alta en la quebrada La Canelona (afluente de la quebrada La Picacha) y hacia la parte media de la cuenca en el sector de Las Margaritas. Estas estructuras se evidencian en los cambios abruptos en la dirección de la quebrada La Picacha y el alineamiento de topes y lomos, además en la dirección y alineamiento de depósitos de vertiente (Figura 11). De igual manera, durante el trabajo de campo se encontró una falla en sentido predominante N20E/85NW hacia la margen izquierda de la quebrada a la altura del sector La Isla, dónde es posible inferir el desplazamiento de bloques hacia arriba y hacia en la estructura de alto ángulo, dónde el saprolito muestra una textura brechoide y se evidencia el desplazamiento a través de los bloques cortados de esta unidad, como se observa en la siguiente figura:



Figura 23. Características de la falla encontrada hacia el sector de La Isla (margen izquierdo de la quebrada La Picacha), obsérvese el desplazamiento de los bloques de la textura brechoide sobre los planos principales de la estructura.

Adicionalmente, en el polígono denominado La Picacha 3 se caracterizaron los afloramientos de macizo rocoso encontrados durante el trabajo de campo. Una vez identificadas dichas zonas, se realizó el levantamiento manual de los diferentes planos de discontinuidades identificados, en donde se recolectó la información de la orientación de los planos, el espaciamiento, la abertura, el relleno, alteración, rugosidad, agua y la resistencia de las paredes, siguiendo la clasificación propuesta por Bieniawski, Z.T., de 1989.

A continuación, se hace una descripción breve de cada una de las mediciones realizadas y de los resultados obtenidos.

6.4.1 Orientación y buzamiento

Para cada uno de los afloramientos en donde se presentaba el macizo rocoso se recolectaron los datos de orientación y buzamiento de los planos de discontinuidad (Dip/Dip Direction). En total para este polígono se tomaron 50 datos distribuidos en 2 estaciones. El buzamiento general del talud es 60° y la orientación de este es 102° . En la siguiente tabla se presenta la localización y los datos para la zona de estudio y en la Figura 24 el correspondiente mapa.

Tabla 6. Distribución de los datos tomados en las estaciones de campo

Estación	Coordenadas		Número de Datos
	Norte	Este	
ESTACIÓN 1	1181067	827086	25
ESTACIÓN 2	1181073	827063	25

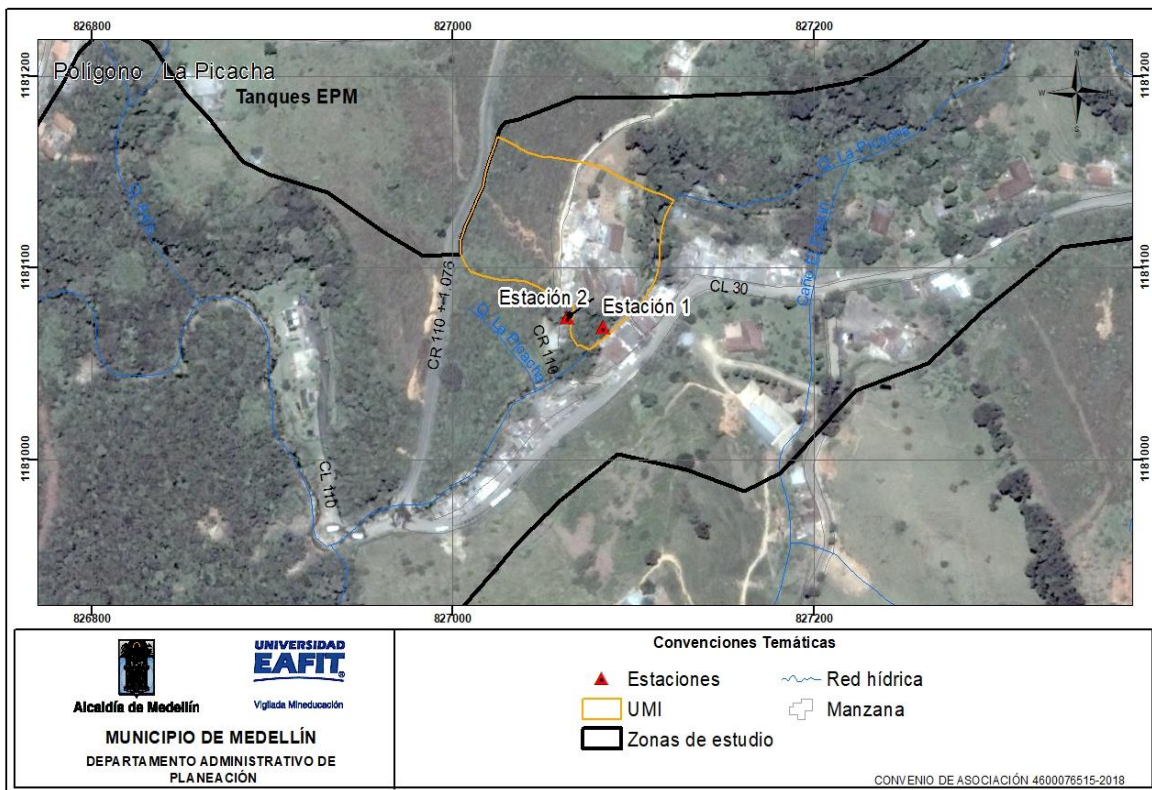


Figura 24. Mapa de localización de las estaciones con información de as discontinuidades.

Los datos estructurales obtenidos en el trabajo de campo se representan en la Figura 25, en la cual se presenta el diagrama de polos y la Figura 26, la cual muestra el diagrama de rosas. Con base en esta información se puede definir que existen 2 tendencias principales.

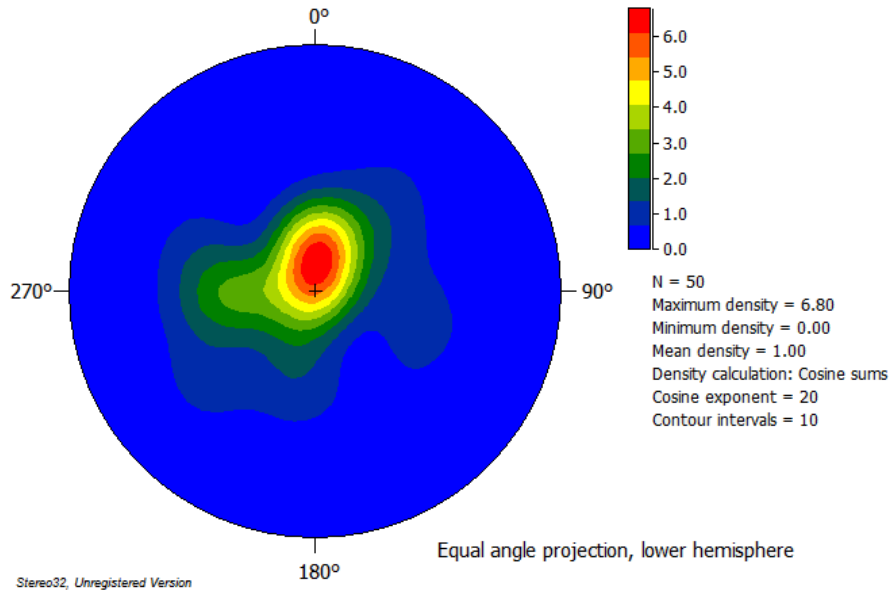


Figura 25. Diagrama de polos con todos los datos obtenidos en el levantamiento de discontinuidades. Realizado en Stereo32®

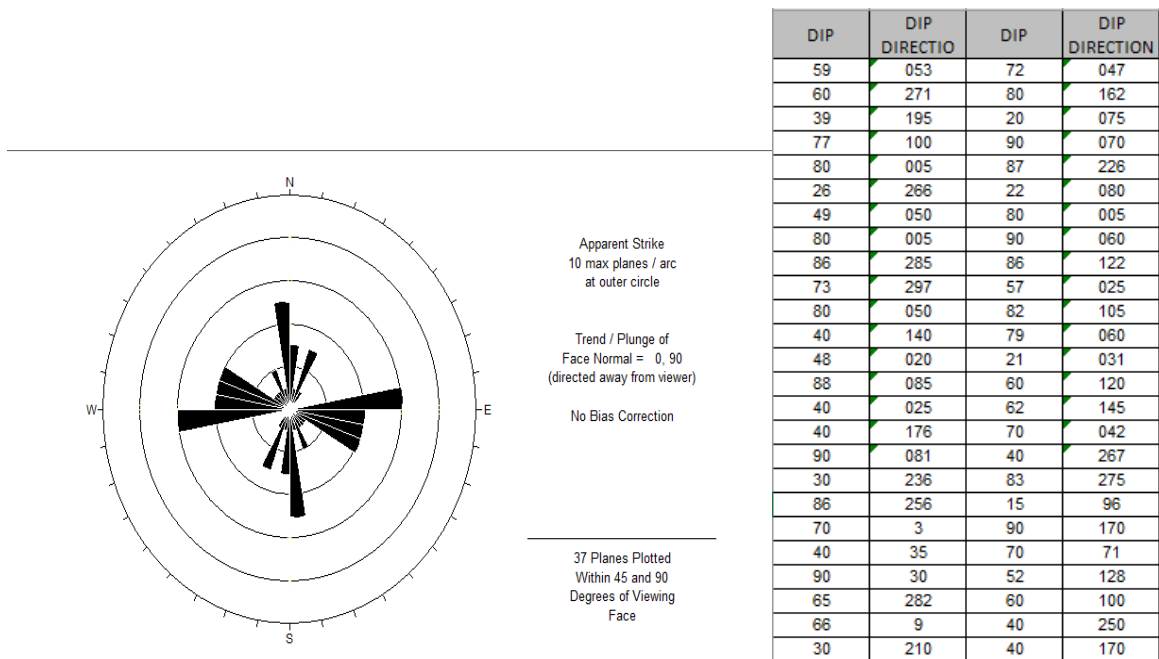


Figura 26. Diagrama de rosas con todos los datos obtenidos en el levantamiento de discontinuidades. Realizado en Dips0.5®

Los resultados indican que la zona de estudio está dominada por 2 familias de discontinuidades, la primera familia identificada hace parte de la respuesta del macizo rocoso a los esfuerzos generados por el sistema de fallas La Iguaná-Boquerón la cual tiene un sentido NNW-SSE, de acuerdo con AMVA (2007) y la segunda familia, cuya tendencia es perpendicular a la tendencia principal, es la respuesta del macizo al sistema de esfuerzos regionales.

6.4.2 Espaciamiento

Se define como la distancia perpendicular entre los planos de discontinuidad en una misma familia. Influye en el comportamiento global del macizo rocoso y define el tamaño de los bloques. Para la categorización de esta propiedad se usaron los rangos indicados en la Tabla 7 y su comportamiento dentro del macizo rocoso en la Figura 27.

Tabla 7. Descripción del espaciamiento de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski, 1989).

DESCRIPCIÓN	MEDIDA
Extremadamente junta	< 2 cm
Muy junta	2 cm - 6 cm
Junta	6 cm- 20 cm
Moderadamente junta	20 cm - 60 cm
Separada	60 cm - 2 m
Muy separada	2 m - 6 m
Extremadamente separada	> 6 m

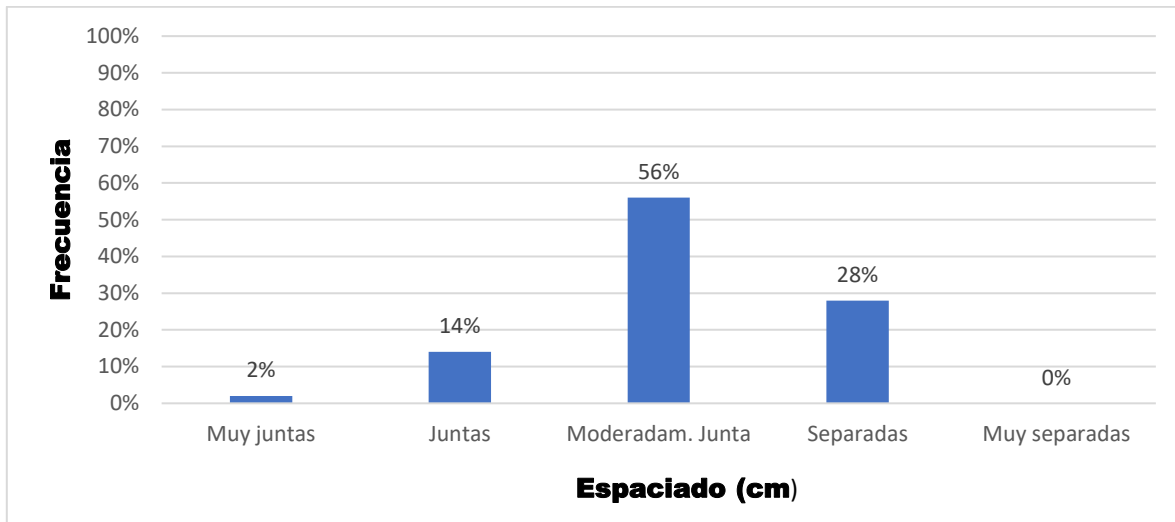


Figura 27. Análisis de la característica de espaciamiento de las discontinuidades

En los levantamientos realizados se observan discontinuidades que varían entre muy juntas y separadas. En las que predomina con el 56% de las discontinuidades un espaciamiento moderadamente junto, lo que permite inferir que se trata de un macizo con un nivel de fracturamiento importante.

6.4.3 Persistencia

Se trata de la extensión del plano de discontinuidad en el rumbo. En la siguiente tabla se muestran los rangos para la categorización de esta propiedad, y en la Figura 28 se pueden observar los resultados.

Tabla 8. Descripción de la continuidad de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski, 1989).

DESCRIPCIÓN	MEDIDA
Muy baja	< 1 m
Baja	1 m - 3 m
Media	3 m - 10 m
Alta	10 m - 20 m
Muy alta	> 20 m

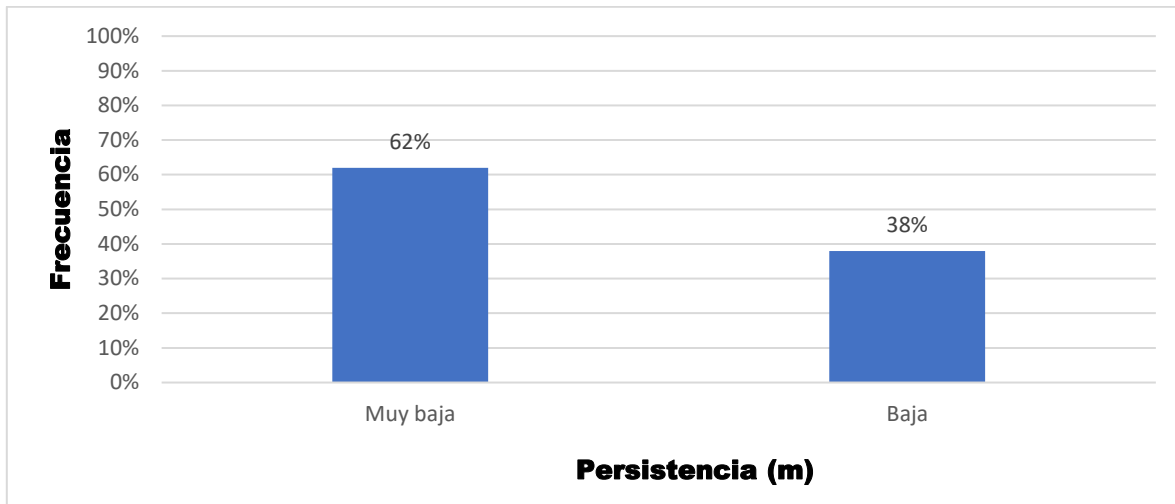


Figura 28. Análisis de la característica de continuidad de las discontinuidades

En términos de la continuidad, el 62% de las discontinuidades levantadas presentaron una continuidad muy baja la cual corresponde a planos con longitudes menores de 1.0 m. El 38% presentaron continuidades bajas, es decir entre 1.0 m y 3.0 m.

6.4.4 Apertura

Corresponde a la distancia perpendicular al buzamiento que separa las paredes de la discontinuidad cuando no existe relleno. En la Tabla 9 se muestran los rangos en los cuales esta subdividida esta propiedad y los resultados se presentan en la Figura 29.

Tabla 9. Descripción de la abertura de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski, 1989).

DESCRIPCIÓN	MEDIDA
Muy cerrada	< 0,1 mm
Cerrada	0,1 mm - 0,25 mm
Parcialmente abierta	0,25 mm - 0,5 mm
Abierta	0,5 mm - 2,5 mm
Moderadamente abierta	2,5 mm - 10 mm
Ancha	10 mm - 1 cm
Muy ancha	1 cm - 10 cm
Extremadamente ancha	10 cm - 100 cm
Cavernosa	> 100 cm

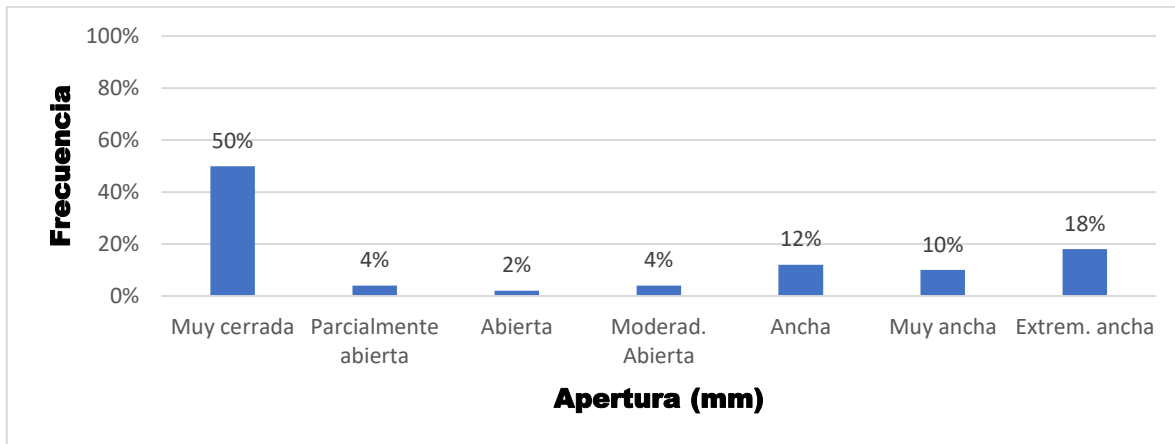


Figura 29. Análisis de la característica de apertura de las discontinuidades

En los levantamientos realizados predominan discontinuidades variando entre muy cerradas a moderadamente abiertas, las cuales acaparan el 60% de la totalidad de los datos, esto equivale a tener discontinuidades con aberturas entre $< 0,1$ mm hasta 10 mm. El 40% restante corresponde a discontinuidades anchas (12%), muy anchas (10%) y extremadamente anchas (18%). Los procesos que más favorece la abertura de estos planos se asocian a la meteorización y disolución en la roca que amplían la zona discontinua.

6.4.5 Rugosidad

Esta propiedad determina la resistencia al corte de la discontinuidad. Las discontinuidades estructurales de los macizos de roca dura no son planas y lisas, estas presentan irregularidades visibles o sensibles al tacto, con influencia variable sobre la resistencia al corte. Al respecto se reconocen dos tipos de asperezas o rugosidad superficial: uno de primer orden, u ondularidad que se relacionan con la forma de las diaclasas (decimétricas a métricas) y otro de segundo orden, o asperezas, el cual se relacionan con la naturaleza de la superficie de discontinuidad (centimétricas a milimétricas). Las irregularidades de primer orden se describen como planares, onduladas y pulidas (Figura 30).










Descripción	Perfil
Rugosa	   Escalonada
Suave	
Pulida	
Rugosa	   Ondulada
Suave	
Pulida	
Rugosa	   Plana
Suave	
Pulida	

Figura 30. Esquema para calificar la rugosidad de una discontinuidad (Hoek, 1981).

Según la Figura 31, la rugosidad que presentan las discontinuidades son planas con un 68%; ondulada con un 28% y escalonada con un 4%. Entre los tres tipos se resalta que la mayoría de las discontinuidades que presentan son rugosas y lisas.

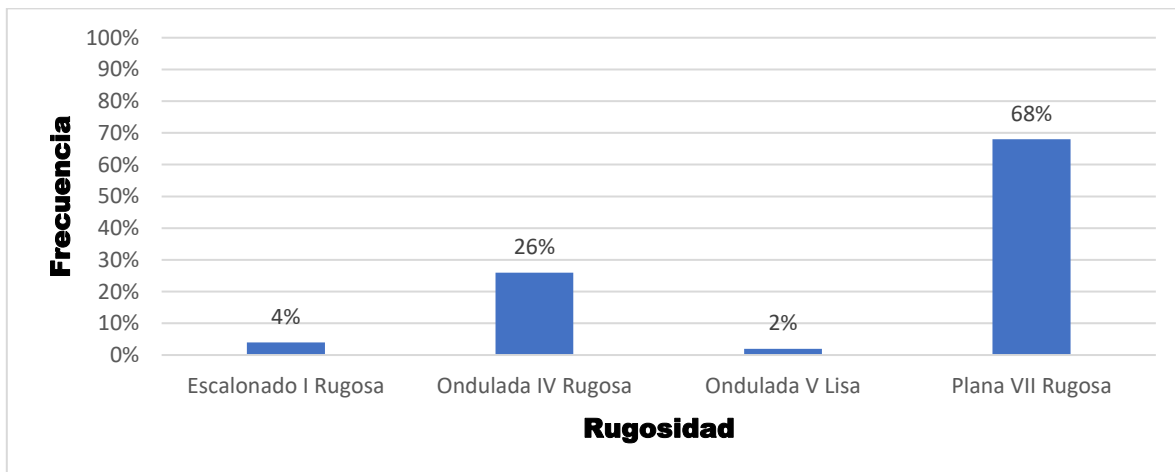


Figura 31. Análisis de la característica de rugosidad de las discontinuidades

6.4.6 Relleno

Dentro de las discontinuidades puede aparecer relleno, principalmente de materiales blandos arcillosos o con materiales rocosos de naturaleza distinta a la de las paredes. Las propiedades físicas y mecánicas del relleno pueden ser variables y controlan el comportamiento de la discontinuidad.

En lo que respecta al relleno (Figura 32), la mayoría de las discontinuidades conformada por el 78%, no presentan algún tipo de relleno al interior de la abertura. El 22% de las discontinuidades presenta algún tipo de relleno. Este relleno tiene entre 5 mm y 30 mm, y generalmente, en algunos casos se presenta un material arenoso húmedo y en otros casos un material limoso húmedo, que deben ser producto de la meteorización del material parental.

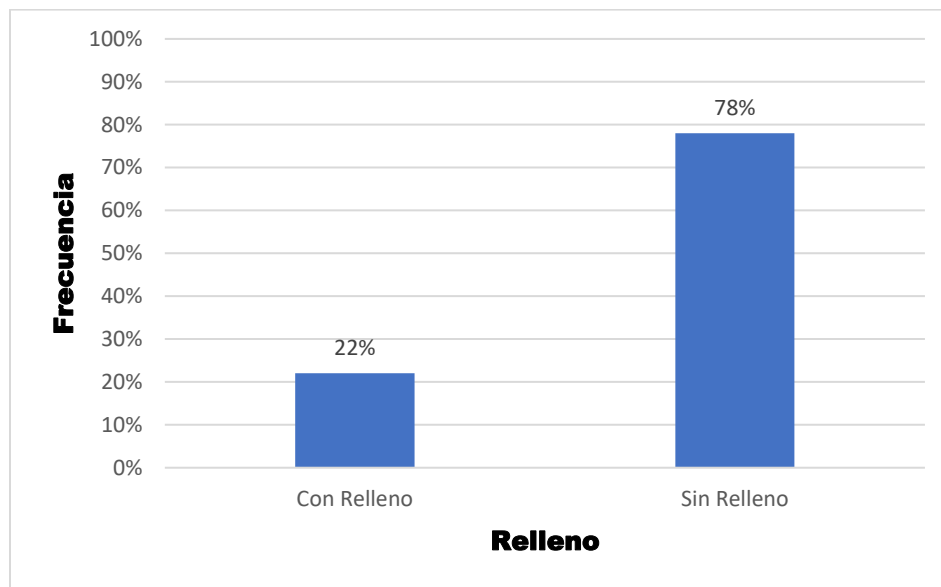


Figura 32. Análisis de la característica de relleno de las discontinuidades

6.4.7 Meteorización

Hace referencia a la alteración de la roca. Las categorías utilizadas son: Sana, algo meteorizada, medianamente meteorizada, muy meteorizada, completamente meteorizada y suelo residual (Tabla 10).

Tabla 10. Descripción de la meteorización de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski, 1989).

DESCRIPCIÓN	
Meteorización	Sana I
	Algo meteorizado II
	Moderadamente meteorizado III
	Muy meteorizado III
	Completamente Meteorizado IV
	Suelo residual V
	No Aplica

Para el polígono de La Picacha 3, se obtuvieron los resultados que se presentan en la Figura 33. Desde el punto de vista de la meteorización identificada en las discontinuidades, la mayoría de estas presentan la característica de suelo residual en un 83% y el restante 17% se presenta muy meteorizado.

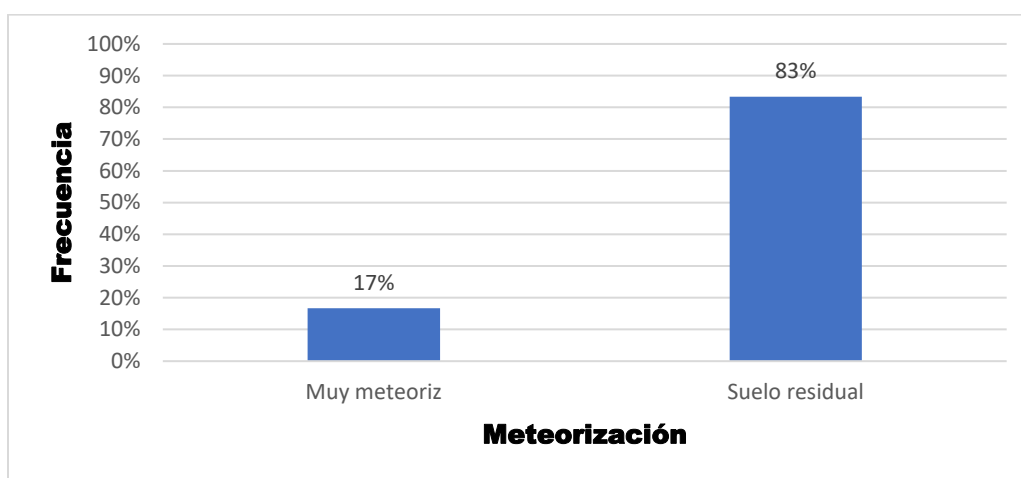


Figura 33. Análisis de la característica de meteorización de las discontinuidades

6.4.8 Aguas – Filtraciones

Esta característica se refiere el flujo que circula por las discontinuidades. Los rangos de esta característica consideran como posibilidades que la discontinuidad esté seca, húmeda, goteo y flujo (

Tabla 11).

Tabla 11. Descripción del agua-filtración de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski, 1989).

DESCRIPCIÓN	
Filtraciones	Seco
	Húmedo
	Goteos
	Flujo

Desde el punto de vista de las condiciones de filtración identificadas en las discontinuidades, la mayoría de estas presentaron condiciones húmedas (73%), y condiciones secas el porcentaje restante (27%, Figura 34).

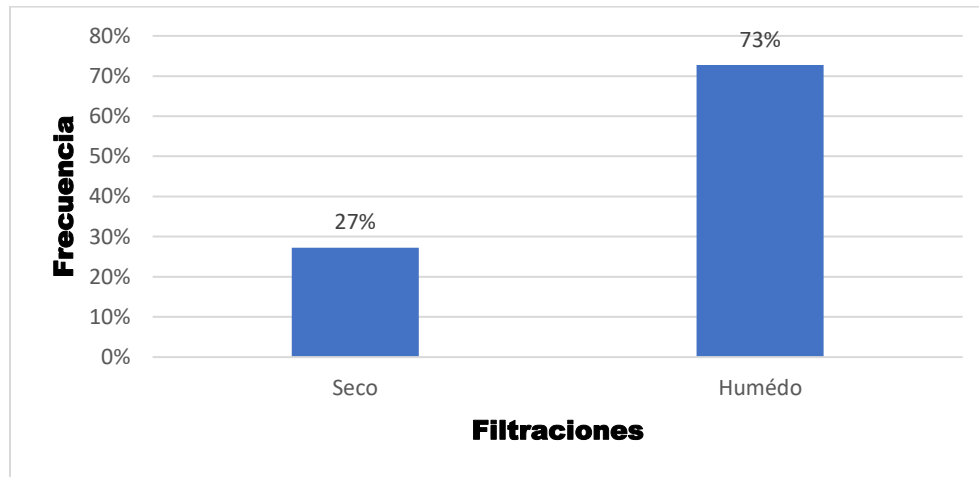


Figura 34. Análisis de la característica Filtraciones

6.4.9 Resistencia de las paredes

Hace referencia a la resistencia a la compresión inconfiada. Los rangos de esta característica son muy blando, blando, consistente, muy consistente, duro y muy duro. La medición se realiza de manera representativa teniendo en cuenta el grado de alteración de las discontinuidades y su rugosidad. Para dicha calificación se empleó la punta del martillo geológico con la cual se hace presión sobre las paredes y cualitativamente se describe la respuesta del material y se califica teniendo en cuenta la siguiente tabla.

Tabla 12. Descripción de la resistencia de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski, 1989).

DESCRIPCIÓN	
Resistencia	Muy blando
	Blando
	Consistente
	Muy consistente
	Duro
	Muy duro
	No Aplica

Para el polígono de La Picacha 3 se obtuvieron los resultados que se presentan en la Figura 35. Desde el punto de vista de la resistencia, el material observado en campo presenta una resistencia blanda con un 55% de la totalidad, 27% es consistente y el restante 18% es muy blanda.

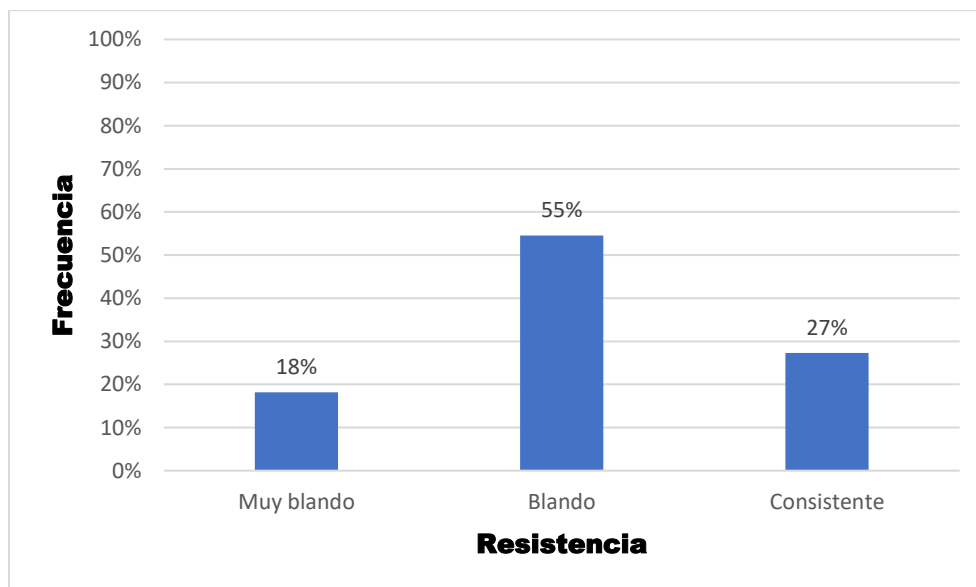


Figura 35. Análisis de la característica de resistencia de las paredes de las discontinuidades

6.5 MORFOMETRÍA

Esta variable representa la distribución del grado de inclinación del terreno, definido entre la superficie del terreno y la horizontal. La pendiente, como componente del relieve, se expresa en porcentaje o grados y para su análisis se utiliza los rangos preestablecidos para la planificación.

Es importante resaltar que cada material superficial tiene un comportamiento geomecánico característico, que está fuertemente relacionado con la pendiente donde se localiza, esto permite evaluar de manera integral la susceptibilidad a movimientos en masa. Adicionalmente, el desarrollo urbanístico y el uso del suelo están restringidos por esta variable.

Para el polígono La Picacha se muestra una importante tendencia hacia los rangos de pendientes muy suaves y suaves, asociados no sólo a los sistemas de depósitos de vertiente y aluviotorrenciales, sino a las importantes extensiones de llenos y explanaciones encontrados en sector. Los rangos de mayor pendiente se encuentran hacia la parte media asociadas a cortes para la vía principal y hacia la parte alta de la cuenca a las unidades de filos sobre los suelos residuales del Stock de Altavista. En la Tabla 13 y Figura 36 se presenta la distribución de los diferentes rangos de pendientes para el polígono La Picacha.

Tabla 13. Distribución de la variable pendientes en el polígono La Picacha.

Rango pendiente	Nombre	Total Área (m ²)	Porcentaje (%)
1 - 3%	Muy suave	130096	17.1
3 - 10%	Suave	51196	6.7
10 - 25%	Inclinada	135960	17.9
25 - 40%	Muy Inclinada	177612	23.3
40 - 60%	Abrupta	148308	19.5
60 - 100%	Muy Abrupta	111892	14.7
>100%	Escarpado	6296	0.8
		761360	100,0%

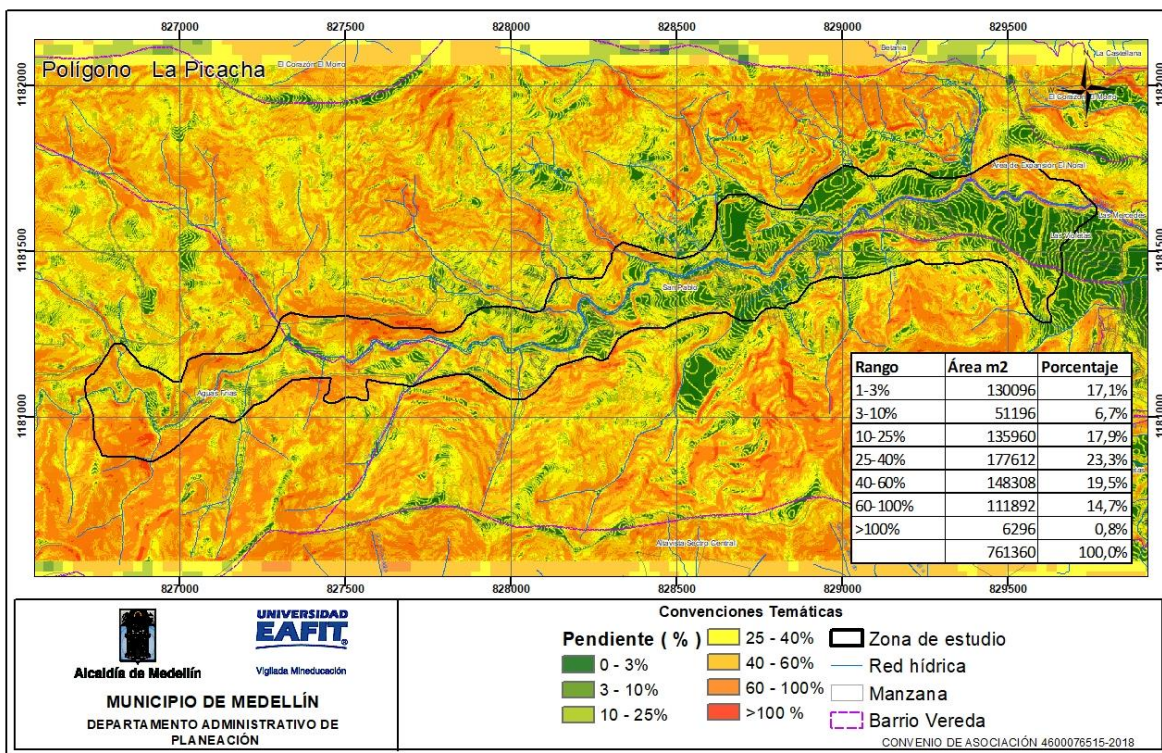


Figura 36. Mapa de pendientes del polígono La Picacha.

A continuación, se realiza se presentan la distribución de cada uno de los rangos mencionados en la tabla anterior y para cada uno de ellos se presenta una recomendación y/o restricción general, aunque en relación a usos urbanísticos estos están prohibidos en la zona de retiro estipulado por ley, para esta corriente hídrica.

Rango de pendientes 0 – 10%: Corresponde a un rango que se encuentra representado en la zona en el 23.8 % del área, correspondiente a las pendientes suaves y muy suaves distribuidas hacia la parte media y baja de la zona de estudio, conformando el rango de mayor predominio. Se encuentran a nivel geomorfológico relacionadas con unidades de terrazas aluviotorrenciales, laderas en depósito y explanaciones y llenos; mostrando una correlación a nivel geológico con los materiales cuaternarios y de origen antrópico. Las zonas más representativas en este rango de pendientes corresponden a las llanuras en las los sectores de San Pablo, El Hoyo, La Isla, La Playita, La Terminal, la escombrera y la ladrillera El Diamante.

En este rango de pendientes, la topografía no condiciona el diseño urbanístico, pero se recomienda el cuidado con respecto a cumplir las normas técnicas en la elaboración de cortes, banquetes y llenos que normalmente son requeridos para un desarrollo urbanístico, además de las consideraciones con respecto a los retiros de la quebrada y la intervención de sus márgenes.



Figura 37. Características de las zonas correspondientes a los rangos de pendientes entre 0 -10%

Rango de pendientes 10% – 25%: Está representando el 17.9% del área de interés. Se encuentra distribuido en áreas puntuales sobre la zona de estudio, en ambas márgenes de la quebrada, están relacionados con las unidades de depósito y las laderas en estos materiales. Se encuentran en mayor extensión hacia los sectores de Guanteros y sobre la margen occidental de la vía principal, a la altura del puente que comunica con el sector de Aguas Frías Parte Alta.

En este rango de pendientes, la topografía condiciona moderadamente el diseño urbanístico, se requiere cuidado en el desarrollo de cortes para carreteras, banquetes para el establecimiento de viviendas y llenos.



Figura 38. Características de las zonas correspondientes a los rangos de pendientes entre 10 -25%.

Rango de pendientes 25% - 40%: Este rango muestra un porcentaje importante en la zona de estudio, representa el 23.3% del total y se encuentra restringido hacia la parte alta de la zona de estudio, asociada principalmente a nivel geomorfológico a laderas muy inclinadas en la parte media de las unidades de lomos en los sectores de la Terminal Antigua y la planta de EPM.

En este rango de pendientes, la topografía condiciona de manera importante el desarrollo urbanístico, por lo que se requiere de un estudio geológico – geotécnico de detalle para su desarrollo y donde igualmente se incluyan las recomendaciones de manejo y las obras de mitigación a llevar a cabo en caso de ser necesaria la realización de cortes o llenos para la apertura de vías de acceso, o la ocupación urbana.



Figura 39. Características de las zonas correspondientes a los rangos de pendientes entre 25 -40%.

Rango de pendientes 40% - 60%: Representa el 10,5% del área del polígono; se encuentra restringido hacia el oeste de la zona de estudio en la parte alta de la cuenca, especialmente hacia la margen izquierda de la quebrada en los sectores de Guanteros, Aguas Frías Parte Alta y La Terminal principalmente. A nivel geomorfológico se encuentra relacionada con laderas abruptas sobre las unidades de filos del sector.

Las pendientes con este porcentaje no son aptas para urbanizaciones continuas, es un rango con características condicionadas para procesos urbanísticos y regularmente requiere obras de mitigación para su adecuación y manejo.



Figura 40. Características de las zonas correspondientes a los rangos de pendientes entre 40 -60%.

Rango de pendientes > 60%: Este rango de pendientes representa el 15,5% del área total y está directamente relacionado al rango anterior, su distribución está principalmente en la parte alta de la cuenca, en el extremo occidental del polígono, y a nivel puntual se encuentran asociadas a los márgenes de la quebrada.

Las pendientes con este porcentaje no son aptas para urbanizaciones continuas, es un rango con características condicionadas para procesos urbanísticos y regularmente requiere obras de mitigación para su adecuación y manejo, como se observa en la siguiente figura.



Figura 41. Características de las zonas correspondientes a los rangos de pendientes > 60%.

6.6 GEOMORFOLOGÍA LOCAL

El polígono de interés presenta características geomorfológicas contrastantes, donde los procesos exógenos y los materiales han moldeado el relieve. Teniendo en cuenta la escala del trabajo y a partir de las unidades geomorfológicas definidas por AMVA (2007), se han diferenciado las subunidades geomorfológicas de acuerdo con las características particulares que exhiben cada una, entre las que se destacan la forma, longitud de la ladera y la inclinación del terreno (Tabla 14).

Tabla 14. Unidades de relieve y macrounidades del polígono La Picacha.

Unidad de Paisaje	Macrounidad	Unidad	Subunidad
Valle Medio (VM)	Bloque Itagüí-San Cristóbal (BISC)	Lomos (L)	Explanación
			Cauce aluvial
			Ladera irregular, corta y muy inclinada
			Ladera irregular, larga y abrupta

Unidad de Paisaje	Macrounidad	Unidad	Subunidad
			Ladera irregular, moderada y abrupta
			Ladera irregular, moderada y muy inclinada
			Ladera recta, muy corta y abrupta
			Ladera convexa, moderada y muy inclinada
			Ladera en depósito, convexa, moderada y abrupta
		Superficies suaves en depósito moderadamente incisada (SSDMI)	Explanación
			Cauce aluvial
			Terrazas aluviotorrenciales
			Escarpe de terraza torrencial, muy corto y abrupto
			Ladera en depósito convexa, corta e inclinada
			Ladera en depósito irregular, muy corta e inclinada
			Ladera en depósito irregular, muy corta y muy inclinada
			Ladera en depósito irregular, muy corta y abrupta
			Ladera en depósito irregular, corta y muy inclinada
			Ladera en depósito irregular, corta y muy abrupta
			Ladera en depósito irregular, moderada y abrupta

Unidad de Paisaje	Macrounidad	Unidad	Subunidad
			Ladera en depósito irregular, moderada e inclinada
			Ladera en depósito irregular, moderada y muy inclinada
			Ladera en depósito irregular, larga e inclinada
			Ladera en depósito irregular, larga y muy inclinada
			Ladera en depósito recta, corta y abrupta
			Ladera en depósito recta, muy corta e inclinada
			Ladera en depósito recta, muy corta y muy inclinada
			Ladera en depósito recta, muy corta y abrupta
			Ladera en depósito recta, muy corta y escarpada
			Ladera en depósito recta, corta e inclinada
			Ladera en depósito recta, corta y muy inclinada
			Ladera en depósito recta, moderada e inclinada
			Ladera en depósito recta, moderada y muy inclinada
			Ladera en depósito recta, larga e inclinada

Partiendo de estos rasgos regionales se delimitan las diferentes subunidades geomorfológicas a escala 1: 2.000 para el polígono La Picacha. A continuación, se describen cada una de las subunidades geomorfológicas.

condiciones variables, desde llenos estructurales hasta zonas de escombros y basuras. Esta unidad tiene una expresión geomorfológica relevante en la cuenca y ocupa el 5.83% del área total del polígono de estudio (Figura 43).



Figura 43. Características de las subunidades de Explanaciones en la margen izquierda del sector San Pablo El Hoyo. (izq.) Escombrera (der.) Ladrillera El Diamante.

Cauce aluvial (VM-BISC-L-ca): Esta subunidad se encuentra relacionada con el cauce actual de la quebrada La Picacha hacia la parte alta de la cuenca y la zona de estudio en el tramo comprendido desde la vereda Aguas Frías hasta el puente a la altura de la planta de tratamiento de aguas de EPM. Desde el punto de vista geológico están relacionados con los materiales más recientes de origen aluvial y aluviotorrencial. Ocupa el 0.44% del área total del polígono (Figura 44).



Figura 44. Subunidad de cauce aluvial a la altura del Puente de Aguas Frías (Sector conocido como La Antigua Terminal)

Ladera irregular, corta y muy inclinada (VM-BISC-L-licmi): Esta subunidad se ubica en tres sectores hacia la parte alta del polígono de estudio. El primero de ellos en el sector de La Antigua Terminal en la parte alta de la margen izquierda de la quebrada, y los otros sectores hacia la margen derecha de la quebrada sobre la vía de acceso principal a la planta de tratamiento de aguas de EPM. Esta unidad presenta una superficie irregular dónde es común la presencia de deslizamientos traslacionales, activos e inactivos, los cuáles pueden evidenciarse además de la vertiente en numerosos asentamientos a lo largo de la vía principal. De igual manera son comunes sobre esta unidad los procesos de erosión por sobrepastoreo. Desde el punto de vista geológico están relacionados con suelos residuales del Stock de Altavista y a nivel morfométrico presentan pendientes entre 20% y el 45% y longitudes entre 20 y 38 m. Esta unidad representa el 2.75% del área total del polígono (Figura 45).



Figura 45. Ladera irregular, corta y muy inclinada hacia la parte alta de la vía principal a la vereda Aguas Frías.

Ladera irregular, larga y abrupta (VM-BISC-L-lila): Esta subunidad se ubica hacia la margen izquierda de la quebrada La Picacha a la altura del sector de la terminal de buses en la parte baja de la zona de estudio. Esta unidad presenta una superficie irregular dónde no se observaron procesos morfodinámicos ni erosivos. Desde el punto de vista geológico están relacionados con suelos residuales del Stock de Altavista y a nivel morfométrico presentan pendientes entre 40-60% y longitudes de hasta 60 m. Esta unidad representa el 2.14% del área total del polígono (Figura 46).



Figura 46. Ladera irregular, larga y abrupta hacia la margen izquierda de la quebrada La Picacha en el sector de la terminal de buses.

Ladera irregular, moderada y abrupta (VM-BISC-L-lima): Esta subunidad se ubica en dos sectores hacia la parte alta del polígono de estudio en la margen izquierda de la quebrada La Picacha. El primero de ellos en el sector de La Antigua Terminal en la parte alta, que incluye parte del polígono La Picacha 3 y el segundo hacia la parte alta de Potrerito en la vertiente norte del afluente La Calima 1. Esta unidad presenta una superficie irregular, se observa un deslizamiento traslacional de carácter activo además de un incipiente proceso erosivo tipo terraceta. Desde el punto de vista geológico están relacionados con suelos residuales del Stock de Altavista y a nivel morfométrico presentan pendientes entre 40-60% y longitudes de hasta 70 m. Esta unidad representa el 2.26% del área total del polígono (Figura 47).

Ladera irregular, moderada y muy inclinada (VM-BISC-L-limmi): Esta subunidad se ubica hacia la parte alta de la cuenca en la vereda Aguas Frías en el tramo que inicia desde el puente de acceso a la altura de la planta de tratamiento de aguas de EPM. Esta unidad presenta una superficie irregular a recta dónde es común la presencia de deslizamientos traslacionales, activos e inactivos, además de erosión por sobrepastoreo. Desde el punto de vista geológico están relacionados con suelos residuales del Stock de Altavista y a nivel morfométrico presentan pendientes muy inclinadas en un rango entre 25% y el 40% y longitudes entre 20 y 55 m. Esta unidad representa el 8.71% del área total del polígono (Figura 48).



Figura 47. Ladera irregular, moderada y abrupta hacia la margen izquierda de la quebrada La Picacha en el sector de la antigua terminal.



Figura 48. Ladera irregular, moderada y muy inclinada hacia la vía principal a la vereda Aguas Frías.

Ladera recta, muy corta y abrupta (VM-BISC-L-Irmca): Esta subunidad se ubica en dos sectores principales hacia la parte alta de la cuenca en la margen derecha de la quebrada sobre la vía principal a la altura de las zonas conocidas como El Rubí y La Antigua Terminal y sobre la margen izquierda de la quebrada La Picacha en el polígono La Picacha 3. Esta unidad presenta una superficie recta. Desde el punto de vista geológico están relacionados con suelos residuales del Stock de Altavista y el límite con las unidades de depósitos de vertiente, a nivel morfométrico

presenta pendientes abruptas en un rango entre 40% y el 60% y longitudes de hasta 25 m. Esta unidad representa el 1.09% del área total del polígono (Figura 49).



Figura 49. Ladera recta, muy corta y abrupta hacia la vía principal a la altura del sector El Rubí, margen derecha de la quebrada La Picacha.

Ladera convexa, moderada y muy inclinada (VM-BISC-L-lcmmi): Esta subunidad se ubica en la margen derecha de la cuenca en la parte alta de la misma en la vereda Aguas Frías. Esta unidad presenta una superficie de morfología predominantemente convexa. Desde el punto de vista geológico están relacionados con suelos residuales del Stock de Altavista, a nivel morfométrico presentan pendientes muy inclinadas en un rango entre 20% y el 40% y longitudes de hasta 60 m. Esta unidad representa el 3.73% del área total del polígono (Figura 50).



Figura 50. Ladera convexa, moderada y muy inclinada hacia la parte alta de la vereda Aguas Frías.

Ladera en depósito, convexa, moderada y abrupta (VM-BISC-L- ldcxma): Esta unidad se localiza sobre la margen izquierda de la quebrada La Picacha, a la altura del polígono La Picacha 3, arriba del sendero peatonal que cruza el sector. Es una ladera ligeramente convexa, con longitud promedio de 50 m y las pendientes están cercanas al 60%. Esta unidad representa el 3.73% del área total del polígono (Figura 50).



Figura 51. Ladera en depósito convexa, moderada y abrupta en La Picacha 3

Superficies suaves en depósito moderadamente incisada (SSDMI): Esta unidad se encuentra hacia las zonas medias y bajas de la cuenca. A nivel geológico se relaciona con la presencia de distintas unidades de depósitos de vertiente (Qv) y por condiciones morfométricas asociadas a pendientes suavizadas a inclinadas y muy inclinadas a nivel puntual. Adicionalmente, sobre esta unidad reposan sistemas de depósitos torrenciales de extensiones importantes. A continuación, se describen las subunidades geomorfológicas encontradas en esta unidad:

Explanación (VM-BISC-SSDMI-e): Esta subunidad se encuentra en alrededor de 17 sectores diferentes en ambas márgenes de la quebrada La Picacha, desde la parte media a baja de la cuenca: desde el puente peatonal que conduce al sector de Potrerito, hasta la zona de la terminal de buses, pasando por los sectores de Las Margaritas y San Pablo. Estas adecuaciones han sido realizadas con fines urbanísticos, viales y para la extracción de material, además de la presencia de llenos. Presentan pendientes muy suaves y suaves (entre 1% y 10%) de forma irregular y en ocasiones escalonada de longitudes entre los 40 y 160 m. Geológicamente están asociados a llenos con características heterogéneas y

condiciones variables, desde llenos estructurales hasta zonas de escombros y basuras. Esta unidad tiene una expresión geomorfológica relevante en la cuenca y ocupa el 8.92 % del área total del polígono de estudio (Figura 52).



Figura 52. Características de las subunidades de Explanaciones en la margen derecha de la cuenca.

Cauce aluvial (VM-BISC- SSDMI -ca): Esta subunidad se encuentra relacionada con el cauce actual de la quebrada La Picacha hacia la parte media y baja de la cuenca y la zona de estudio en el tramo comprendido desde la planta de tratamiento de aguas de EPM hasta el sector de la terminal de buses. Desde el punto de vista geológico están relacionados con los materiales más recientes de origen aluvial y aluviotorrencial. Ocupa el 1.71% del área total del polígono (Figura 53).



Figura 53. Subunidad de cauce aluvial en el sector El Chispero.

Terrazas aluviotorrenciales (VM-BISC- SSDMI- ta): Esta subunidad se encuentra distribuida a lo largo de toda la cuenca, conformando una franja discontinua en ambas márgenes de la quebrada, alcanzando extensiones importantes hacia la zona de La Isla, La Playita, el Galpón Las Margaritas y San Pablo – El Hoyo, además de los sectores de El Rubí, El Chispero y el puente de Guanteros. Estas unidades tienen longitudes variables entre 1.5 y 150 m. Desde el punto de vista geológico están relacionados con la actividad torrencial de carácter reciente y subreciente de la quebrada La Picacha. Ocupa el 2.83% del área total del polígono (Figura 54).



Figura 54. Terrazas aluviotorrenciales en los sectores de Potrerito (der.) y Las Margaritas (izq.).

Escarpe de terraza torrencial, muy corto y abrupto (VM-BISC- SSDMI- etaca): Esta subunidad se encuentra en franjas discontinuas hacia la parte baja de la cuenca en la margen derecha de la quebrada La Picacha, desde el sector de San Pablo – El Hoyo, hasta el barrio Las Violetas, con longitudes variables desde 2 hasta 15 m. Desde el punto de vista geológico están relacionados con la actividad torrencial de carácter subreciente de la quebrada, con pendientes cercanas a un 60%. Ocupa el 0.64% del área total del polígono (Figura 55).



Figura 55. Escarpes de terrazas aluviotorrenciales en el sectores de San Pablo – El Hoyo en la parte baja de la cuenca.

Ladera en depósito convexa, corta e inclinada (VM-SSDMI-Idcci): Esta subunidad se ubica en el sector de La Antigua Terminal en la parte alta de la cuenca hacia la zona media de la vertiente en la margen derecha de la quebrada La Picacha. Esta unidad presenta una superficie irregular dónde se observa un deslizamiento traslacional de carácter activo. Desde el punto de vista geológico están relacionados con los límites entre suelos residuales del Stock de Altavista y depósitos de vertiente de corta longitud (Inferior a los 30 m), a nivel morfométrico presentan pendientes inclinadas entre 10-25%. Esta unidad representa el 3.26% del área total del polígono (Figura 56).



Figura 56. Características de la unidad de Ladera en depósito convexa, corta e inclinada hacia la vía principal parte alta de la cuenca.

Ladera en depósito irregular, muy corta e inclinada (VM-SSDMI-Idimci): Esta subunidad se ubica en el sector de Guanteros en la parte alta de la cuenca hacia la zona media de la vertiente en la margen izquierda de la quebrada La Picacha. Esta unidad presenta una superficie irregular a recta dónde no se observan procesos morfodinámicos ni erosivos. Desde el punto de vista geológico están relacionados con los límites entre suelos residuales del Stock de Altavista y depósitos de vertiente de corta longitud (Inferior a los 16 m), a nivel morfométrico presentan pendientes inclinadas entre 10-25%. Esta unidad representa el 0.11% del área total del polígono.

Ladera en depósito irregular, muy corta y muy inclinada (VM-SSDMI-Idimcmi): Esta subunidad se ubica en la entrada a Potrerito en la parte media de la cuenca hacia la zona alta de la vertiente en la margen derecha de la quebrada La Picacha. Esta unidad presenta una superficie irregular a recta dónde no se observan procesos morfodinámicos ni erosivos. Desde el punto de vista geológico están relacionados con los límites entre suelos residuales del Stock de Altavista y depósitos de vertiente de corta longitud (Inferior a los 10 m), a nivel morfométrico presentan pendientes muy inclinadas entre 25-40%. Esta unidad representa el 0.15% del área total del polígono.

Ladera en depósito irregular, muy corta y abrupta (VM-SSDMI-Idimca): Esta subunidad se localiza sobre la margen derecha de la quebrada La Picacha en el polígono La Picacha 2 arriba de la vía principal. Representa el depósito de un deslizamiento traslacional del cual se conserva la corona y el escarpe, además de presentarse como una superficie irregular donde hay empozamientos de agua localizados. Las pendientes oscilan entre 40% y 100% y tiene una longitud inferior a 20 m. Esta unidad representa el 0.11% del área total del polígono (Figura 57).



Figura 57. Características de la unidad de Ladera en depósito irregular, muy corta y abrupta en el polígono La Picacha 2.

Ladera en depósito irregular, corta y muy inclinada (VM-SSDMI-Idicmi): Esta subunidad se ubica en tres sectores hacia la parte media del polígono de estudio. El primero de ellos en el sector de El Rubí en la margen derecha de la quebrada, el segundo hacia el sector de La Playita -La Isla y el tercero hacia el sector de Las Margaritas. Esta unidad presenta una superficie irregular asociada a los límites entre las unidades de depósitos aluviotorrenciales y depósitos de vertiente. A nivel morfométrico presentan pendientes entre 20% y el 45% y longitudes entre 15 y 25 m. Esta unidad representa el 2.96% del área total del polígono (Figura 58).



Figura 58. Características de la unidad de Ladera en depósito irregular, corta y muy inclinada hacia la vía que conduce al Galpón Las Margaritas.

Ladera en depósito irregular, corta y muy abrupta (VM-SSDMI-Idicma): Esta unidad se localiza sobre la margen derecha de la quebrada La Picacha a la altura del polígono denominado La Picacha 2. Esta unidad presenta una superficie irregular, con variaciones entre convexidades y concavidades, y es común la presencia de deslizamientos traslacionales, de carácter activo. Litológicamente se asocia con depósitos de vertiente; a nivel morfométrico las pendientes que predominan oscilan entre 60 y 100% y una longitud de 25 m. Esta unidad representa el 0.47% del área total del polígono (Figura 59).



Figura 59. Características de la unidad de Ladera en depósito irregular, corta y muy abrupta en el polígono La Picacha 2.

Ladera en depósito irregular, moderada y abrupta (VM-SSDMI-Idima): Esta subunidad se ubica en un solo sector hacia la margen izquierda de la quebrada a 50 m del puente de Guanteros. Esta unidad presenta una superficie irregular donde es común la presencia de deslizamientos traslacionales, de carácter activo, asociados a procesos de socavación e inestabilidad de esta margen de la quebrada. Desde el punto de vista geológico están relacionados con depósitos de vertiente y a nivel morfométrico presentan pendientes superiores al 60% y longitudes entre 15 y 26 m. Esta unidad representa el 0.47% del área total del polígono (Figura 60).



Figura 60. Características de la unidad de Ladera en depósito irregular, moderada y abrupta hacia la margen izquierda de la quebrada, dónde se pueden observar las pendientes de estos materiales y la presencia de procesos morfodinámicos.

Ladera en depósito irregular, moderada e inclinada (VM-SSDMI-Idimi): Esta subunidad se ubica en tres sectores hacia la parte media y baja del polígono de estudio. El primero de ellos en el sector de El Rubí hacia la margen izquierda de la quebrada; el segundo en el sector de Guanteros hacia la vía peatonal a Potrerito; y el tercero en la vía principal a la altura de San Pablo. Desde el punto de vista geológico están relacionados con depósitos de vertiente y a nivel morfométrico presentan pendientes entre 10% y el 25% y longitudes entre 30 y 50 m. Esta unidad representa el 2.15% del área total del polígono (Figura 61).



Figura 61. Características de la unidad de Ladera en depósito irregular, moderada e inclinada en la zona media de la cuenca.

Ladera en depósito irregular, moderada y muy inclinada (VM-SSDMI-Idimmi):

Esta subunidad se ubica en múltiples sectores en la parte media del polígono en ambas márgenes de la quebrada, pasando por las zonas medias de la vertiente en los sectores de La Antigua Terminal, El Rubí, Guanteros y San Pablo principalmente. Desde el punto de vista geológico están relacionados con depósitos de vertiente y a nivel morfométrico presentan pendientes entre 25% y el 40% y longitudes entre 30 y 40m. Esta unidad representa el 10.26.15% del área total del polígono (Figura 62).



Figura 62. Características de la unidad de Ladera en depósito irregular, moderada y muy inclinada hacia la vía que conduce a Aguas Frías. Sector conocido como La Antigua Terminal.

Ladera en depósito irregular, larga e inclinada (VM-SSDMI-Idili): Esta subunidad se ubica dos sectores en la parte baja del polígono en la margen derecha de la quebrada La Picacha hacia los sectores de San Pablo, El Hoyo y El Chispero a lo largo de la vía de acceso principal. Desde el punto de vista geológico están relacionados con depósitos de vertiente y a nivel morfométrico presentan pendientes entre 10% y el 25% y longitudes máximas de 80 m. Esta unidad representa el 2.67% del área total del polígono (Figura 63).



Figura 63. Características de la unidad de Ladera en depósito irregular, larga e inclinada hacia la vía principal a la altura del sector de El Chispero.

Ladera en depósito irregular, larga y muy inclinada (VM-SSDMI-Idilmi): Esta subunidad se ubica en múltiples sectores en la parte media del polígono en ambas márgenes de la quebrada, a lo largo de los afluentes La Calima, La Aguadita y La Guayaba en los sectores de El Rubí, El Chispero y Guanteros principalmente. Desde el punto de vista geológico están relacionados con depósitos de vertiente y a nivel morfométrico presentan pendientes entre 25% y el 60% y longitudes entre 40 y 180 m. Esta unidad representa el 5.9% del área total del polígono y se encuentra con una alta intervención antrópica (Figura 62).



Figura 64. Características de la unidad de Ladera en depósito irregular, larga y muy inclinada hacia la vía peatonal del sector de El Chispero.

Ladera en depósito recta, corta y abrupta (VM-SSDMI-ldrca): Esta subunidad se ubica en el sector de San Pablo hacia la parte baja de la cuenca en la margen derecha de la quebrada La Picacha. Desde el punto de vista geológico están relacionados con depósitos de vertiente y a nivel morfométrico presentan pendientes entre 40% y el 100% y longitudes entre 15 y 50m. Esta unidad representa el 0.43% del área total del polígono (Figura 65).



Figura 65. Características de la unidad de Ladera en depósito recta, corta y abrupta hacia la margen derecha de la cuenca en la parte baja de la misma.

Ladera en depósito recta, muy corta e inclinada (VM-SSDMI-ldrmci): Esta subunidad se ubica en múltiples sectores en ambas márgenes de la quebrada desde la parte alta de la cuenca en Aguas Frías hasta el sector de Potrerito, en las partes bajas de las vertientes que limitan con el cauce de la quebrada La Picacha, incluyendo la parte baja del polígono La Picacha 3. Desde el punto de vista geológico están relacionados con depósitos de vertiente y a nivel morfométrico presentan pendientes entre 25% y el 40% y longitudes de hasta 40m. Esta unidad representa el 2.9% del área total del polígono (Figura 66).



Figura 66. Características de la unidad de Ladera en depósito recta, muy corta e inclinada hacia la parte media de la cuenca en su margen izquierda.

Ladera en depósito recta, muy corta y muy inclinada (VM-SSDMI-Idrmcmi):

Esta subunidad se ubica en múltiples sectores en ambas márgenes de la quebrada. Hacia la parte alta de la cuenca se encuentra en un sector del puente de Aguas Frías y hacia la parte baja de la misma se encuentra concentrada en las márgenes de la quebrada en el sector de San Pablo y Potrerito. Desde el punto de vista geológico están relacionados con depósitos de vertiente y a nivel morfométrico presentan pendientes entre 40% y el 60% y longitudes medias de 25 m. Esta unidad representa el 2.39% del área total del polígono (Figura 67).



Figura 67. Características de la unidad de Ladera en depósito recta, muy corta y muy inclinada hacia el sector comprendido entre Potrerito y la vía de acceso principal.

Ladera en depósito recta, muy corta y abrupta (VM-SSDMI-ldrmca): Esta subunidad se ubica hacia la parte alta de la cuenca en ambas márgenes de la quebrada La Picacha en el sector del Puente de Aguas Frías hacia la parte baja de la vía principal. Desde el punto de vista geológico están relacionados con depósitos de vertiente y a nivel morfométrico presentan pendientes superiores al 60% y longitudes de hasta 15 m. Esta unidad representa el 0.40% del área total del polígono (Figura 68).



Figura 68. Características de la unidad de Ladera en depósito recta, muy corta y abrupta hacia el sector de aguas frías.

Ladera en depósito recta, muy corta y escarpada (VM-SSDMI-ldrmce): Esta subunidad se ubica en la margen izquierda de la quebrada La Picacha entre el cauce del caño Las Margaritas y la Ladrillera El Diamante al frente del sector de San Pablo – El Hoyo, además del sector de Potrerito. Desde el punto de vista geológico están relacionados con depósitos de vertiente y el contacto de estos materiales con el saprolito. A nivel morfométrico presentan pendientes cercanas al 100% y longitudes inferiores a los 20 m. Esta unidad representa el 0.51% del área total del polígono (Figura 69).



Figura 69. Características de la unidad de Ladera en depósito recta, muy corta y escarpada hacia la vía peatonal que conduce al sector de Potrerito.

Ladera en depósito recta, corta e inclinada (VM-SSDMI-Idcci): Esta subunidad se ubica en múltiples sectores en ambas márgenes de la quebrada La Picacha, ubicándose a nivel puntual a lo largo de las partes bajas de las vertientes entre los sectores de Aguas Frías - San Pablo y en el polígono La Picacha 3. Desde el punto de vista geológico están relacionados con depósitos de vertiente y a nivel morfométrico presentan pendientes entre 10% y el 40% y longitudes de hasta 30 m. Esta unidad representa el 4.61% del área total del polígono (Figura 70).



Figura 70. Características de la unidad de Ladera en depósito recta, corta e inclinada hacia la parte media de la cuenca a lo largo de la vía principal.

Ladera en depósito recta, corta y muy inclinada (VM-SSDMI-ldrcmi): Esta subunidad se ubica en múltiples sectores de la cuenca de estudio en ambas márgenes de la misma con una distribución errática desde la parte alta de la zona de estudio. Concentrándose principalmente en los sectores del Puente de Aguas Frías y El Rubí, y también en la parte baja del polígono La Picacha 2. Desde el punto de vista geológico están relacionados con depósitos de vertiente y a nivel morfométrico presentan pendientes entre 40% y el 60% y longitudes de hasta 30 m. Esta unidad representa el 7.99% del área total del polígono (Figura 71).



Figura 71. Características de la unidad de Ladera en depósito recta, corta y muy inclinada hacia el sector de Aguas Frías en la margen izquierda de la quebrada La Picacha.

Ladera en depósito recta, moderada e inclinada (VM-SSDMI-ldrmi): Esta subunidad se ubica en múltiples sectores en la parte media del polígono en ambas márgenes de la quebrada, pasando por las zonas medias de la vertiente en los sectores de Potrerito, Guanteros y San Pablo – El Hoyo. Desde el punto de vista geológico están relacionados con depósitos de vertiente y a nivel morfométrico presentan pendientes entre 10% y el 25% y longitudes entre 30 y 40m. Esta unidad representa el 6.56% del área total del polígono (Figura 72).



Figura 72. Características de la unidad de Ladera en depósito recta, moderada e inclinada hacia la vía que conduce al sector de Potrerito.

Ladera en depósito recta, moderada y muy inclinada (VM-SSDMI-Idrmmi): Esta subunidad se ubica en múltiples sectores en la margen izquierda de la cuenca en el sector de la Ladrillera El Diamante, El Chispero y La Escombrera principalmente. Desde el punto de vista geológico están relacionados con depósitos de vertiente y a nivel morfométrico presentan pendientes entre 25% y el 40% y longitudes entre 30 y 50m. Esta unidad representa el 2.71% del área total del polígono y presentan procesos erosivos moderados a leves (Figura 73).



Figura 73. Características de la unidad de Ladera en depósito recta, moderada y muy inclinada hacia la margen izquierda de la quebrada La Picacha en el sector de El Chispero.

Ladera en depósito recta, larga e inclinada (VM-SSDMI-ldrli): Esta subunidad se ubica en múltiples sectores en la parte media del polígono en la margen derecha de la quebrada hacia la entrada de los sectores de Potrerito y San Pablo, en este último sector se encuentra altamente intervenida y cubierta con construcciones. Desde el punto de vista geológico están relacionados con depósitos de vertiente y a nivel morfométrico presentan pendientes promedio del 15% y longitudes de hasta 90 m. Esta unidad representa el 4.55% del área total del polígono (Figura 74).



Figura 74. Características de la unidad de Ladera en depósito recta, larga e inclinada hacia el sector de San Pablo.

6.7 PROCESOS MORFODINÁMICOS

En el área de estudio se identifican procesos morfodinámicos desde la fotointerpretación, información secundaria y la fase de campo, correspondiente principalmente a movimientos en masa y a procesos de socavación lateral, generados por factores naturales de la dinámica fluvial y por intervenciones antrópicas asociados la construcción de llenos y obras de infraestructura que han implicado transformación del cauce natural de la quebrada.

A continuación, se presenta la información sobre procesos morfodinámicos de acuerdo con la disponibilidad del reporte de eventos y los procesos identificados en la elaboración de este trabajo.

6.7.1 Reporte histórico de eventos

Para el análisis del registro histórico de eventos del polígono de estudio se recopila la información que contienen los reportes de las bases de datos del DAGRD y del

Departamento Administrativo de Planeación, al igual que los estudios llevados a cabo en la zona, esto con el fin de verificar la ocurrencia de movimientos en masa en la zona y que debido a las condiciones de intervención antrópica no sean posibles de determinar. Este registro de eventos igualmente sirve como insumo para determinar la continuidad o recurrencia de los movimientos en masa identificados para el polígono en estudio.

Para el polígono La Picacha, que incluye La Picacha 2 y La Picacha 3 la base de datos de visitas de DAGRD reporta la ocurrencia de 21 visitas a la zona de influencia directa de la quebrada La Picacha, de las cuales 16 corresponden a eventos torrenciales, 2 a movimientos en masa y 3 a problemas estructurales (Figura 75). Adicionalmente, Flórez (2016), reporta para el año 1988 una creciente en la quebrada que produjo importantes daños en numerosas viviendas y puentes peatonales. Finalmente, según las bases de datos mencionadas, incluyendo los reportes de Flórez (2016), se presentó un evento torrencial en el año 2011, el cual derivó en la orden de evacuación de al menos 44 unidades habitacionales en los sectores de La Isla, La Playita, Guanteros, El Rubí, El Chispero y San Pablo (Tabla 15).

Tabla 15. Consolidado de las visitas del DAGRD en la zona de influencia de la quebrada La Picacha.

Código Ficha DAGRD	Fecha	Tipo evento	Sector	Observaciones
42460	19/12/2011	Avenida torrencial	El Chispero	Evaluación por riesgo en el sector tras la avenida torrencial del 18 de diciembre de ese año a raíz de una lluvia de 70 mm en una hora. Se reportan daños en las viviendas del sector, las vías de acceso y el colapso de un MH.
42474	19/12/2011	Avenida torrencial	La Playita	A raíz de la avenida torrencial del 18 de diciembre de ese año se ordena la evacuación definitiva de 6 viviendas ubicadas en el sector de La Playita.
42486	18/12/2011	Colapso estructural	Puente Guanteros	Colapso y orden de evacuación definitiva de la vivienda al encontrarse en una curva con procesos de socavación y mayor energía de la quebrada La Picacha

Código Ficha DAGRD	Fecha	Tipo evento	Sector	Observaciones
42496	18/12/2011	Avenida torrencial	La Playita	A raíz de la avenida torrencial del 18 de diciembre de ese año se ordena la evacuación definitiva de 5 viviendas ubicadas en el sector de La Playita y una se remite para evacuación temporal.
42497	19/12/2011	Avenida torrencial	La Playita	A raíz de la avenida torrencial del 18 de diciembre de ese año se ordena la evacuación definitiva de 13 viviendas ubicadas en el sector de La Playita.
42498	19/12/2011	Avenida torrencial	La Terminal	Vivienda que perdió los cimientos y se vio afectada por la avenida torrencial del 18 de diciembre de este año.
42556	19/12/2011	Avenida torrencial	Guanteros	Colapso del muro de confinamiento en la margen derecha de la quebrada. Se ordena evacuación de la vivienda expuesta.
42557	19/12/2011	Avenida torrencial	San Pablo - El Hoyo	Afectación de dos viviendas y el muro de contención en el sector debido a la avenida torrencial presentada el 18 de diciembre de ese año.
42568	19/12/2011	Avenida torrencial	El Rubí	Afectación de una vivienda y el muro de contención en el sector debido a la avenida torrencial presentada el 18 de diciembre de ese año.
42574	19/12/2011	Avenida torrencial	San Pablo - El Hoyo	Afectaciones de 4 viviendas a raíz de la avenida torrencial del 18 de diciembre de ese año.
42575	19/12/2011	Avenida torrencial	San Pablo - El Hoyo	Afectación de una vivienda y el muro de contención en el sector debido a la avenida torrencial presentada el 18 de diciembre de ese año.
42576	19/12/2011	Avenida torrencial	San Pablo - El Hoyo	Afectación de una vivienda debido a la avenida torrencial presentada el 18 de diciembre de ese año.
42589	19/12/2011	Avenida torrencial	San Pablo - El Hoyo	Afectación de una vivienda debido a la avenida torrencial presentada el 18 de diciembre de ese año.
42617	22/12/2011	Deterioro estructural	San Pablo - El Hoyo	Deterioro de una vivienda expuesta a los procesos de socavación de la margen derecha de la quebrada La Picacha después de la avenida torrencial del 18 de diciembre de ese año.

Código Ficha DAGRD	Fecha	Tipo evento	Sector	Observaciones
42624	22/12/2011	Deterioro estructural	San Pablo - El Hoyo	Deterioro e inundación de una vivienda expuesta a los procesos de socavación de la margen derecha de la quebrada La Picacha después de la avenida torrencial del 18 de diciembre de ese año.
45717	26/06/2012	Avenida torrencial	Las Margaritas	Evacuación definitiva de 28 viviendas a raíz de la avenida torrencial del 18 de diciembre del 2011.
49578	2/07/2013	Avenida torrencial	La Playita	Informe compilatorio sobre las órdenes de evacuación en el sector (46 viviendas)
57150	17/04/2015	Movimiento en masa	Potrerito	Evacuación definitiva de 10 viviendas debido a un movimiento en masa sobre la margen izquierda de la quebrada La Picacha.
65618	10/05/2017	Movimiento en masa	San Pablo - El Hoyo	Se reitera la orden de evacuación definitiva de 6 viviendas debido a procesos de inestabilidad producto de la socavación de la quebrada La Pichacha en el sector.
66409	17/07/2017	Avenida torrencial	La Playita	Se reitera la orden de evacuación definitiva de 8 viviendas debido a procesos de inestabilidad producto de la socavación de la quebrada La Pichacha en el sector.
69859	19/07/2018	Avenida torrencial	La Playita	Se reitera la evacuación de 44 unidades habitacionales.

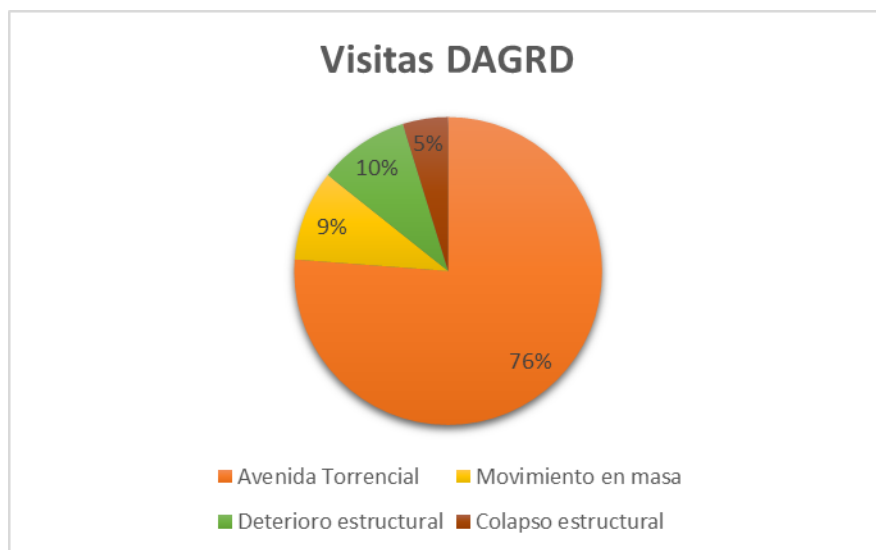


Figura 75. Reporte eventos DAGRD para el polígono La Picacha por tipo de evento.

6.7.2 Identificación de procesos morfodinámicos

Dentro del polígono en estudio, los procesos morfodinámicos identificados corresponden principalmente a la socavación lateral, común en una corriente estrecha con numerosas intervenciones antrópicas como la quebrada La Picacha. Estos procesos se concentran hacia la zona media y baja de la cuenca en la margen izquierda de la misma, especialmente en aquellos sectores dónde la quebrada se estrecha, presenta curvas pronunciadas o se ve restringida con mayor fuerza hacia ciertas márgenes.

Estos procesos origen por diferentes factores, tanto naturales como antrópicos. Entre las causas naturales se encuentran, la dinámica normal de la corriente en zona de pendientes moderadas y a causa de los eventos torrenciales, los cuáles tienen un alto potencial erosivo. Por causas antrópicas está asociado a la formación de llenos en inmediaciones de la corriente, extracción de material de cauce, invasión del cauce, generación de obras e intervenciones en el lecho de la quebrada, que hacen que la corriente modifique su dinámica natural y por consiguiente socave en busca de un equilibrio hidráulico.

Durante la fotointerpretación, en los recorridos de campo y caracterización del polígono La Picacha se identificaron dieciséis (16) sectores con evidencia de socavación, los cuáles muestran cierta tendencia hacia la margen izquierda de la quebrada. Estos procesos se concentran hacia la parte media de la cuenca en los sectores de Potrerito y Guanteros, dónde se observa el colapso de un muro de contención y según estimaciones de la antigüedad del muro e información de los habitantes del sector, es posible estimar de manera preliminar una erosión de hasta 1.5 m en los últimos 20 años en este sector (Figura 77).

Otro proceso relevante es el asociado a la socavación generada por el estrechamiento discontinuo del cauce, el cual afecta los muros de las viviendas aledañas a la quebrada y los puentes vehiculares principalmente. Estos procesos generan un cambio continuo de la energía del fujo, lo cual genera afectaciones especialmente en aquellos sectores próximos a la ocupación del cauce, debido a la concentración del flujo y la energía en un área restringida.

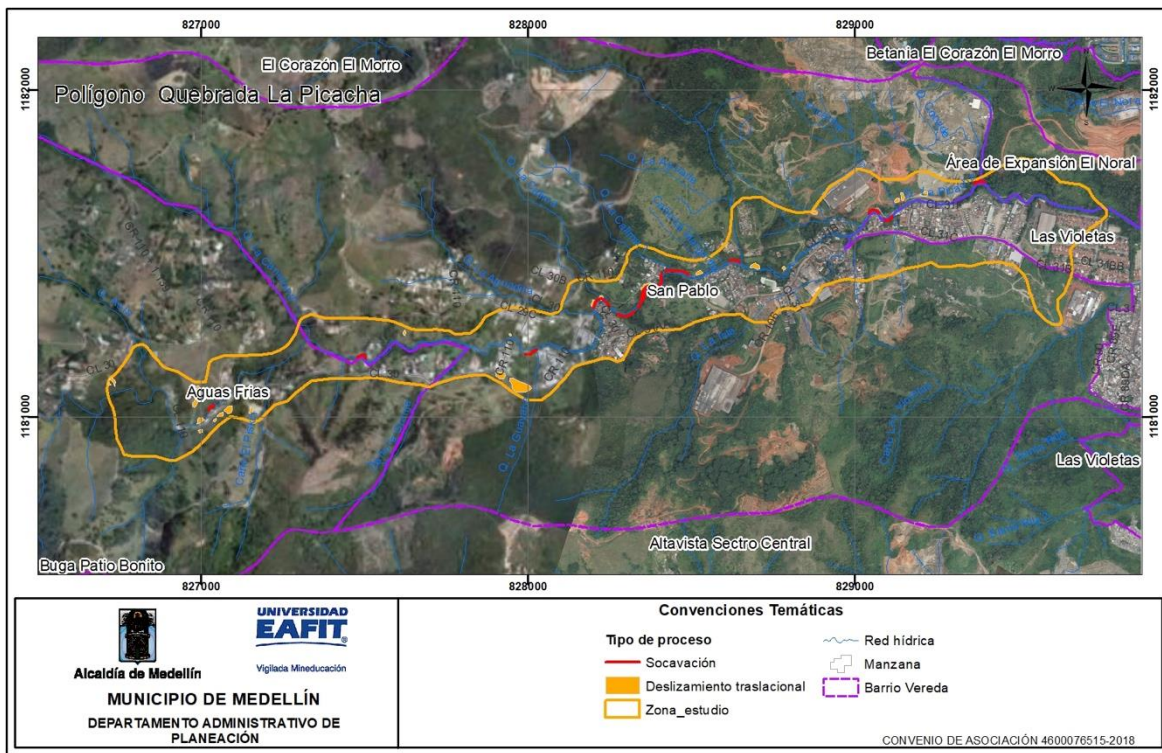


Figura 76. Procesos morfodinámicos en el polígono La Picacha.



Figura 77. Socavación y erosión de muro de contención en el sector de Potrerito.

Los eventos torrenciales traen consigo un proceso de socavación lateral natural en el proceso de evacuación de altos volúmenes de agua y material sólido, estas se hacen más visibles donde el canal es más estrecho o donde ha sido estrangulado o modificado entrópicamente. Este efecto se puede dar en todo el canal de la quebrada, de acuerdo con la magnitud de las crecientes, pero dentro del área de

estudio se reporta con mayor intensidad en los sectores conocidos como La Isla, La Playita, Guanteros, El Chispero, El Rubí, San Pablo y El Hoyo (Figura 78).



Figura 78. Socavación de los materiales aluviotorrenciales de la quebrada La Picacha.

Durante la fotointerpretación, se identificaron veinticinco (25) sectores con evidencia de movimientos en masa de tipo traslacional, los cuáles se encuentran hacia la margen derecha de la quebrada asociados a la vía principal y hacia la margen izquierda generados por procesos de socavación de la quebrada La Picacha. Estos procesos en la vía principal se evidencian por la presencia de grietas y árboles y estructuras desviadas hacia la parte baja de la ladera, mientras que hacia la margen izquierda están relacionados con saltos hidráulicos y sectores de pendientes muy inclinadas a abruptas, cuya superficie de falla no supera los 3 m profundidad, relacionados con la interfase roca – depósito de vertiente (Figura 79).



Figura 79. Movimientos en masa de tipo traslacional en la margen izquierda de la quebrada La Picacha.

En la siguiente figura se presenta el detalle de los procesos morfodinámicos identificados en los polígonos La Picacha 2 y La Picacha 3 y se describen a continuación.

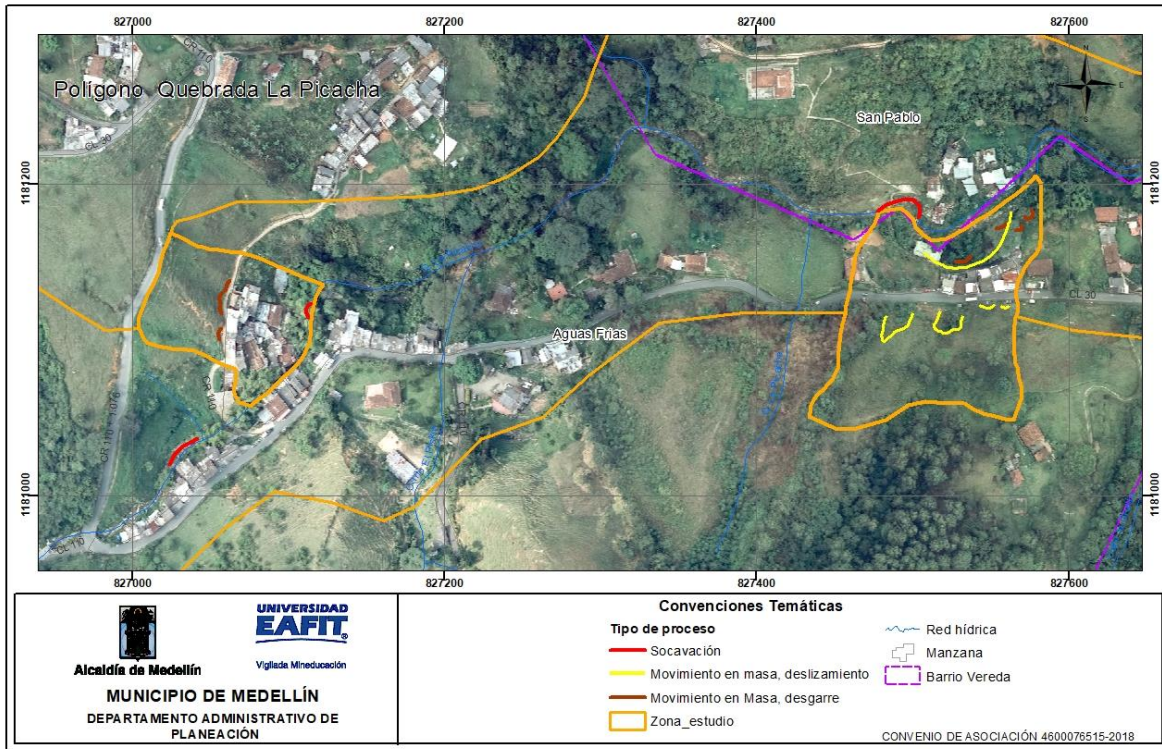


Figura 80. Detalle de los procesos morfodinámicos en los polígono La Picacha 2 y La Picacha 3

En el polígono La Picacha 3, en la parte alta de la UMI sobre la vía que conduce a Aguas Frías, se observa un agrietamiento antiguo sobre el pavimento, asociado posiblemente a un movimiento detonado por las cunetas originales de la vía que drenaban directamente sobre la ladera, esta cuneta actualmente está clausurada lo que parece favorecer la estabilidad del sector (Figura 81). También se presentan deslizamientos traslacionales pequeños o desgarres a lo largo del sendero peatonal que comunica el sector.



Figura 81. Grietas sobre la vía a Aguas Frías y obra de cuneta clausurada.

En el polígono La Picacha 2, se presenta sobre la margen izquierda de la vía que conduce a Aguas Frías, dos movimientos en masa tipo deslizamiento traslacional, de los cuales se conserva la cicatriz del deslizamiento y el depósito del material removido, y que de acuerdo con información de los pobladores del sector, uno de éstos afectó algunas viviendas. Se considera que este deslizamiento puede estar asociado a las aguas de escorrentía que bajan por la ladera y que conforman una vaguada incipiente arriba de la corona del deslizamiento identificado. En este mismo sector, sobre la margen derecha de la quebrada La Picacha se aprecian pequeños deslizamientos traslacionales o desgarrres recientes en la ladera; es importante anotar que la cicatriz de movimiento en masa a media ladera, reportado en la base de datos del municipio, no se identifica, tan solo se aprecia una cicatriz más pequeña. Adicionalmente, se observa sobre la ladera la disposición de aguas a través de tuberías (Figura 82).



Figura 82. Movimientos en masa superficiales y descargas directas sobre margen derecha de la quebrada La Picacha

6.8 SUELOS DE PROTECCIÓN Y USO GENERAL DEL SUELO

Basado en el Acuerdo 48 de 2014, el polígono en estudio se localiza en suelo urbano y rural sobre él que se identifican categorías del suelo de protección correspondientes a áreas de la estructura ecológica principal y áreas de amenaza y riesgo por inundación y avenida torrencial.

Las áreas de la Estructura Ecológica Principal incluyen las áreas protegidas públicas, así como las áreas de interés estratégico que contienen el sistema hidrográfico (ríos y quebradas con sus retiros), el sistema orográfico (cerros tutelares), los elementos estructurantes de la red de conectividad ecológica y las áreas de interés recreativo y paisajístico (Acuerdo 48 de 2014). Para el polígono en estudio, estas áreas de interés estratégico corresponden a un retiro asociado a la quebrada La Picacha, para la cual se establece un retiro de 30m.

Las áreas de amenaza y riesgo, incluye las áreas de amenaza alta (por movimientos en masa, inundaciones y avenidas torrenciales) y las áreas de alto riesgo no mitigable, así como las áreas con condiciones de riesgo (Acuerdo 48 de 2014). Para este caso corresponde a las zonas de condición de riesgo por avenidas torrenciales y movimientos en masa que corresponde al área de análisis de este estudio.

Igualmente, en el Acuerdo 48 de 2014 se define que los usos del suelo corresponden a la distribución espacial de las actividades desarrolladas por agentes públicos y privados, que permiten establecer las características de animación de la ciudad y la utilización y ocupación del suelo. Estas normas generales buscan optimizar las infraestructuras de urbanización y fomentar relaciones socio-económicas más eficientes a partir de la interrelación entre las actividades, mitigando los impactos generados y atendiendo a las características del territorio. Teniendo en cuenta estas premisas y dicho acuerdo, para el polígono de estudio en la quebrada La Picacha, La Picacha 2 y La Picacha 3 se definen como uso predominante el de tipo mixto urbano rural, seguido del agropecuario, residencial predominante y minería en transición (Figura 83).

Se destaca que el uso residencial se asocia a todo terreno que de acuerdo con el concepto general de urbanización se adecúe específicamente para el uso principal de la vivienda, constituye un desarrollo urbanístico residencial, éstos se podrán desarrollar en cualquier parte del área urbana, con excepción de las zonas de alto riesgo no mitigable y las zonas con condiciones de riesgo hasta tanto los estudios de detalle no sean realizados (Acuerdo 48 de 2014).

En cuanto a las regulaciones sobre la altura permitida para las construcciones según el Acuerdo 48 de 2014 para el polígono La Picacha, La Picacha 2 y La Picacha 3 en la zona urbana se tienen varias regulaciones para el código Z6_CN3_9, barrios Las Mercedes y Las Violetas, donde se establece un tope máximo de aprovechamiento de 2 pisos; Esta reglamentación aplica en áreas por fuera del retiro obligatorio de 30 m que tiene la quebrada La Picacha.

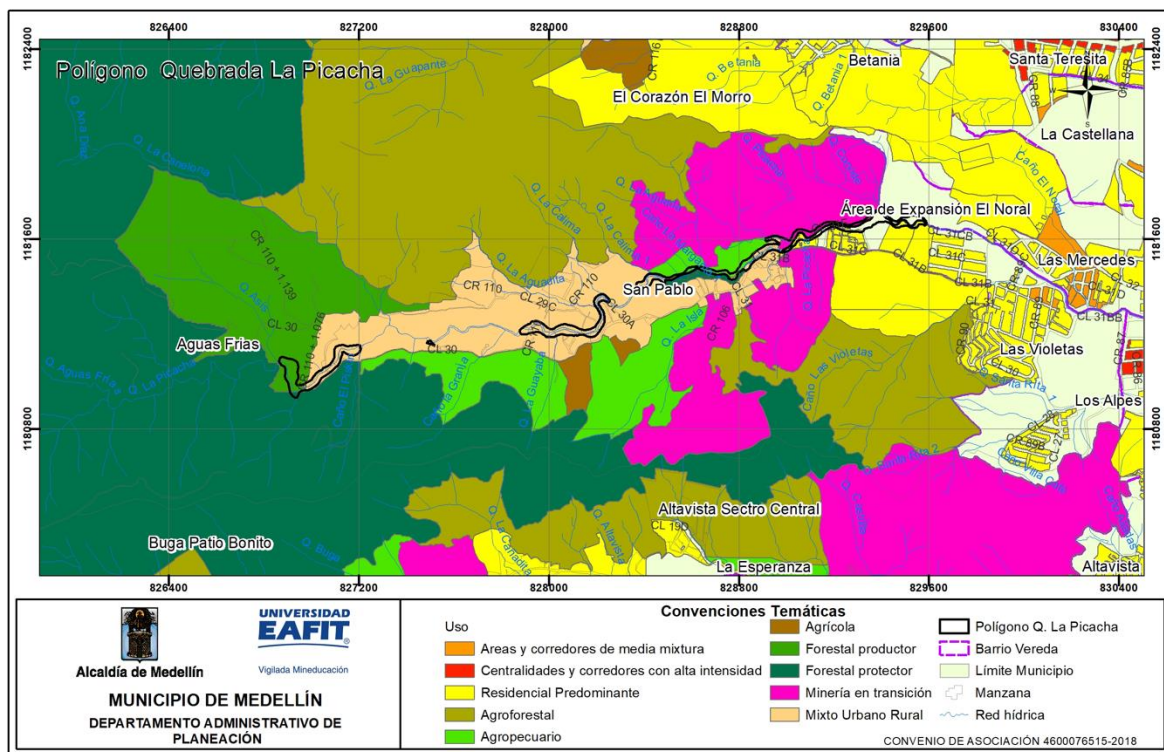


Figura 83. Mapa de usos del suelo del polígono La Picacha. Tomado de Acuerdo 48 de 2014.

7. EVALUACIÓN GEOTÉCNICA

En este capítulo se presentan los principales aspectos geotécnicos de los polígonos La Picacha 2 y La Picacha 3, los cuales fueron el resultado de las visitas de inspección y reconocimiento, de las exploraciones de campo, de los resultados de laboratorio y de los análisis geotécnicos en general.

7.1 EXPLORACIÓN DE CAMPO

A continuación se describe el programa de exploración geotécnica llevado a cabo en los polígonos La Picacha 2 y La Picacha 3.

Basado en las características topográficas y las formaciones geológicas de la zona a estudiar, se planteó un programa de exploración, que permitió definir el modelo geológico y geotécnico del polígono y sus características estratigráficas como físico-mecánicas, insumo fundamental en los análisis de estabilidad y en la definición y diseño de las obras de estabilización que se puedan requerir.

El trabajo de exploración contempló la ejecución de cuatro (4) perforaciones exploratorias, 2 en cada uno de los polígonos, para definir un perfil geológico-geotécnico en cada uno, a partir de los dos sondeos.

El programa de exploración directa se realizó con taladros mecánicos, por el sistema de rotopercusión, que permitió explorar tanto suelos como rocas o mezclas de estos. La localización de los sondeos estuvo igualmente gobernada por la disponibilidad de espacios aptos para tal fin, pues como se puede verificar las condiciones de altas pendientes y la presencia de viviendas e infraestructura dificultaban la ubicación de estos.

Los sondeos definidos para el análisis fueron distribuidos de tal manera que se lograra la mayor cobertura del área a evaluar y adicionalmente se ubicaron para conformar pares de sondeos con el fin de establecer perfiles estratigráficos. Estos sondeos fueron denominados en este informe como P-1 hasta P-4.

La localización geográfica de los sondeos se detalla en la siguiente tabla:

Tabla 16. Coordenadas de los sondeos de exploración realizados.

Sondeo	Coordenada Este	Coordenada Norte
P-1	827016	1181159

Sondeo	Coordenada Este	Coordenada Norte
P-2	827068	1181124
P-3	827511	1181134
P-4	827504	1181099

En la siguiente figura se representa la ubicación de cada uno de los sondeos.

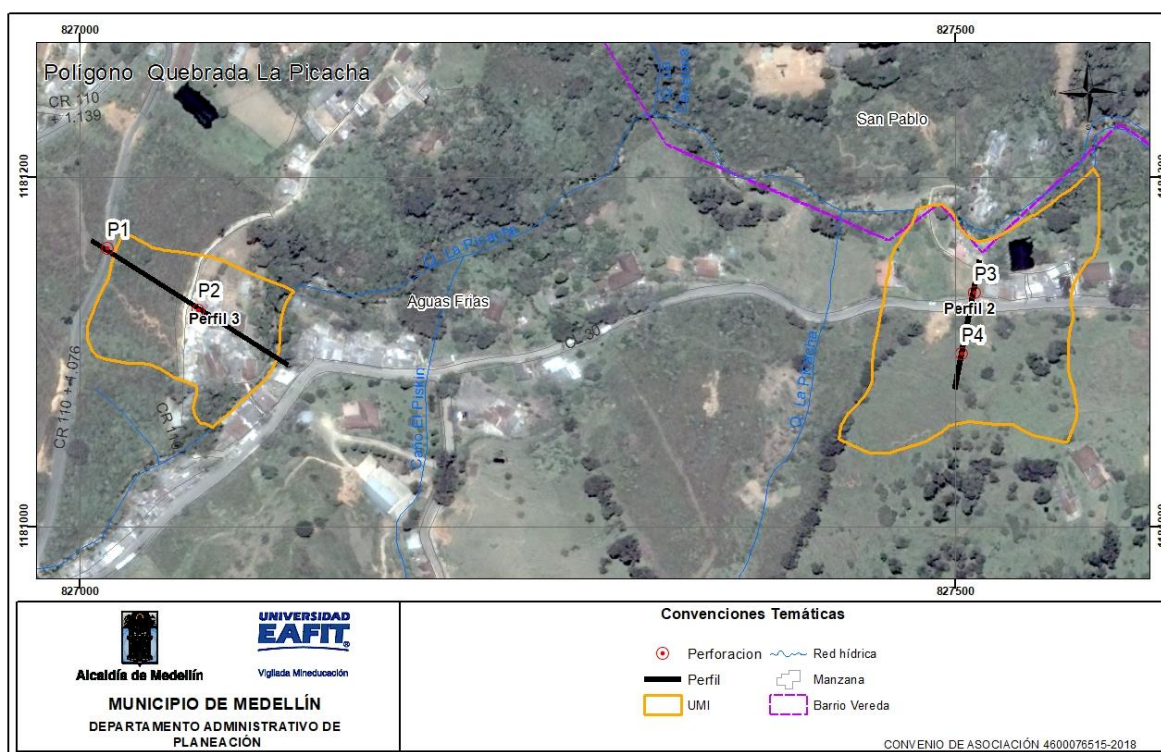


Figura 84. Localización de los sondeos exploratorios y perfiles en los polígonos La Picacha 2 y La Picacha 3.

Las perforaciones que se ejecutaron en este proyecto, para el polígono La Picacha alcanzaron profundidades entre 14.6 y 17.5 m, donde se recuperaron tanto muestras alteradas como inalteradas. En la Tabla 17 se indica la profundidad alcanzada en cada uno de los sondeos. De cada sondeo ejecutado se levantó una columna estratigráfica que contiene la descripción de los materiales y sus propiedades, las cuales son presentadas en este documento en el Anexo No 2.

Tabla 17. Numero de sondeos exploratorios y longitud alcanzada.

Sondeo	Profundidad (m)
P1	15.5
P2	14.6
P3	17.5
P4	15.5

Durante la campaña exploración e investigación del subsuelo para cada uno de los sondeos ejecutados se llevó a cabo el ensayo de penetración estándar (SPT) a intervalos de 1.0 m, el cual permite conocer el número de golpes requerido al introducir un muestreador 45 cm, obteniendo un valor de N que corresponde a la suma de los golpes necesarios para penetrar los últimos 30 cm; este valor resulta útil en la determinación de la consistencia del material y la obtención de parámetros geomecánicos que caracterizan del subsuelo que conforma los diferentes estratos a partir del uso de correlaciones disponibles en la literatura.

Metro a metro para cada uno de los sondeos proyectados se toman muestras del material, el cual es visualmente caracterizado y almacenado en bolsas plásticas a fin de preservar sus características propias de estado límite, estas se conocen como muestras alteradas o remoldeadas por ser extraídas con un muestreador estándar, las muestras representativas son llevadas al laboratorio donde se les practican ensayos de clasificación para conocer el tipo de suelos, propiedades como humedad y límites de Atterberg. Adicionalmente se toman muestras inalteradas, extraídas con tubo Shelby, las cuales por la forma en que fueron recuperadas permiten obtener a través de ensayos específicos, como corte directo y compresión confinada, parámetros de resistencia que posteriormente son comparados con los obtenidos a través de las correlaciones disponibles en la literatura especializada y que se apoyan en los resultados obtenidos del ensayo en campo SPT. Las siguientes imágenes presentan los muestreadores utilizados.



Figura 85. Muestreador estándar para el ensayo SPT



Figura 86. Muestreador de pared delgada

7.1.1 Exploración Indirecta

Para el complemento y ajuste de la caracterización de los terrenos que conforman el polígono La Picacha, se auscultó el subsuelo mediante técnicas de exploración indirecta, en este caso líneas sísmicas que mediante la medición de la respuesta del suelo a impulsos u ondas generadas en superficie se pueden obtener los parámetros estratigráficos y geotécnicos del sector (Anexo 3).

Las técnicas de geofísica aplicada están orientadas a distinguir o reconocer formaciones geológicas que se encuentran en profundidad mediante la medición de un parámetro físico asociado a ellas: la densidad, la velocidad de las ondas elásticas, la resistividad eléctrica, etc.

Para la toma de datos se utilizó el equipo de sísmica GEA24 el cual consta de 24 geófonos con una tarjeta de adquisición de 24 bits, dos cables con 12 conectores, cable de extensión trigger, un trigger o disparador, una placa de impactos de aluminio, una almádana y un interfaz USB para un computador externo.

Trabajo de campo

Las líneas sísmicas 1 y 2 se realizaron en el polígono denominado como La Picacha II; La primera línea fue en el costado sur de la Calle 30 y en el costado oriental de la quebrada La Picacha; y los datos de la segunda línea se obtuvieron al costado norte de la Calle 30 y paralela a la quebrada La Picacha. Las líneas sísmicas 3 y 4 se realizaron en el polígono denominado como La Picacha III; la tercera línea fue en el costado oriental de la Carrera 110 +1.076, y la cuarta línea se hizo al costado noroeste de la Quebrada la Picacha. Las coordenadas planas de la ubicación del punto inicial y final de cada una de las líneas sísmicas están consignadas en la siguiente tabla:

Tabla 18. Configuración geométrica de la línea sísmica.

Línea	Inicio		Espaciamiento (m)	Longitud (m)	Orientación de la línea (°)	No° de Geófonos
	E	N				
1	827546	1181097	827491	1181104	2	48
2	827552	1181159	827533	1181148	1	20
3	827036	1181165	827011	1181117	2.5	60
4	827045	1181118	827063	1181156	2	48

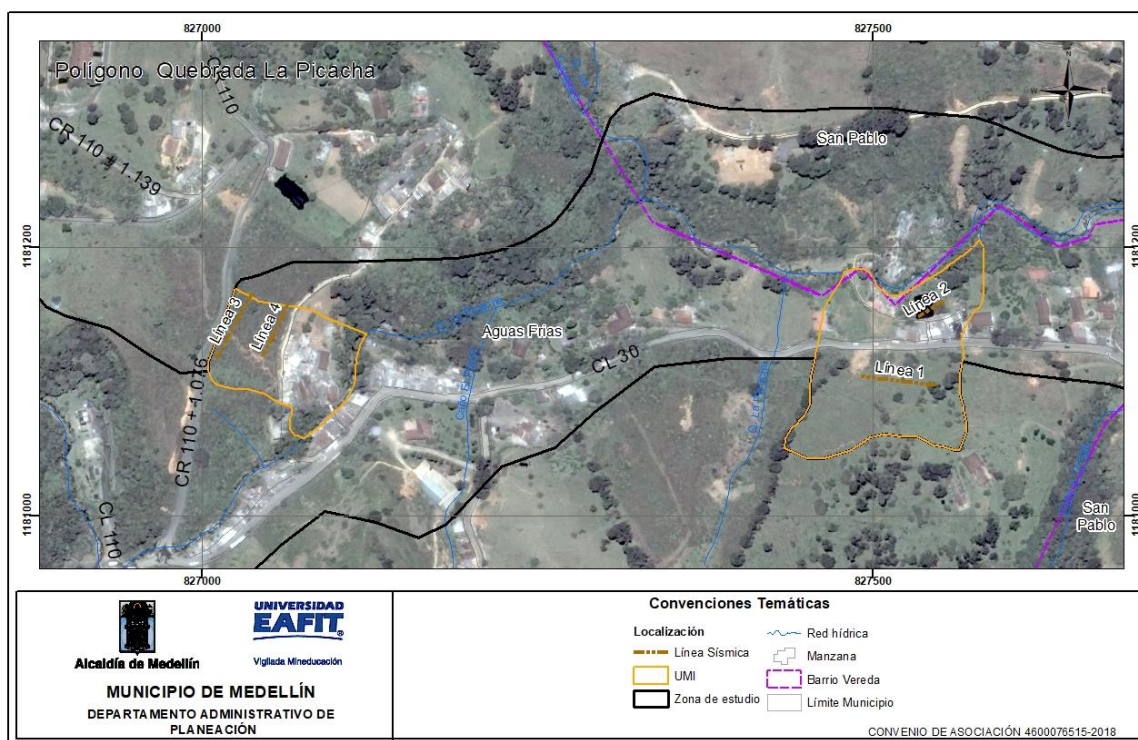


Figura 87. Localización Geográfica para las líneas sísmicas para el polígono La Picacha.

Resultados de la línea 1

Las curvas dromocrónicas obtenidas empleando los resultados del ensayo son presentadas en la Figura 88, en ella se observa la presencia de lo que se podría interpretar como dos capas, las cuales presentan velocidades diferentes como atestiguan las pendientes de las líneas marcadas con color rojo y verde.

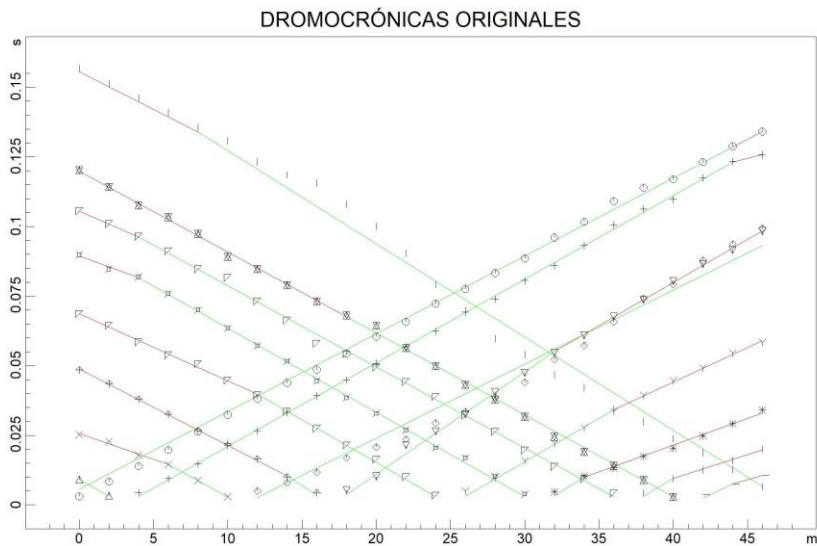


Figura 88. Curva dromocrónicas para la línea 1.

La Figura 89 presenta la distribución de la velocidad de propagación de las ondas primarias (P) en la línea 1. Los resultados permiten inferir dos comportamientos, lo que podría corresponder con dos diferentes capas, las cuales serán descritas a continuación.

- La primera capa presenta una velocidad promedio de propagación de ondas primarias (P) de 326.6 m/s. Su espesor varía desde 4 metros hacia los extremos y 7 metros en la parte central de la sección.
- La segunda capa presenta una velocidad de propagación de ondas primarias (P) de 355.1 m/s. Su espesor varía desde 1 metro en la parte central, hasta 4 metros en los extremos de la sección.

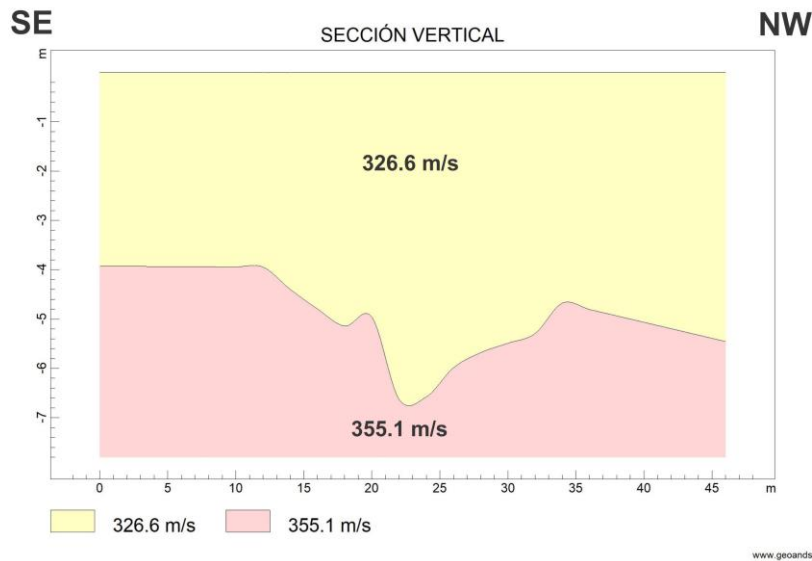


Figura 89. Modelo de capas del ensayo de refracción sísmica línea 1.

Resultados MASW Línea 1

Se obtuvo 1 registro en cada posición, pero en cada registro se encontraba la información de 3 impactos, los cuales fueron tomados a -2.0 m y 48 m.

El ensayo alcanzó confiabilidad en los resultados hasta una profundidad de 17 m, se debe tener en cuenta que la profundidad máxima de exploración corresponde a un valor entre 1/2 y 1/3 de la longitud total del arreglo.

En general se observa un perfil con dos comportamientos. Desde la superficie y hasta una profundidad de 13.5 metros, se presentan velocidades similares que varían desde 210 m/s a 274 m/s. Debajo de los 13.5 m, se encuentra el segundo comportamiento mencionado, el cual presenta velocidades muy constantes que desde 297 m/s hasta 303 m/s.

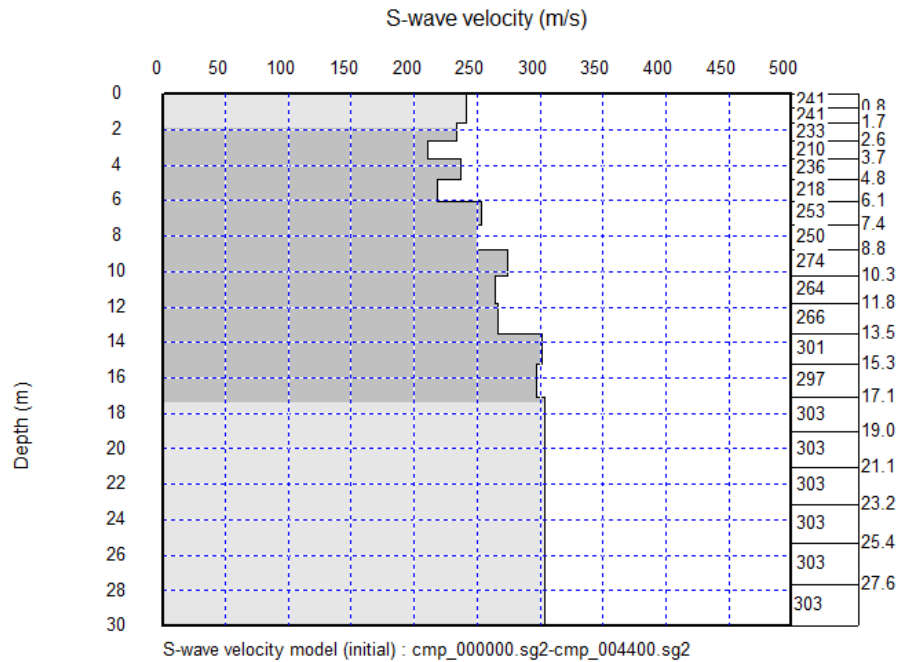


Figura 90. Velocidades promedio de onda cortante en la línea 1. Perfil tipo D.

Resultados de la línea 2

Las curvas dromocrónicas obtenidas empleando los resultados del ensayo son presentadas en la Figura 91, en ella se observa la presencia de lo que se podría interpretar como dos capas, las cuales presentan velocidades diferentes como atestiguan las pendientes de las líneas marcadas con color rojo.

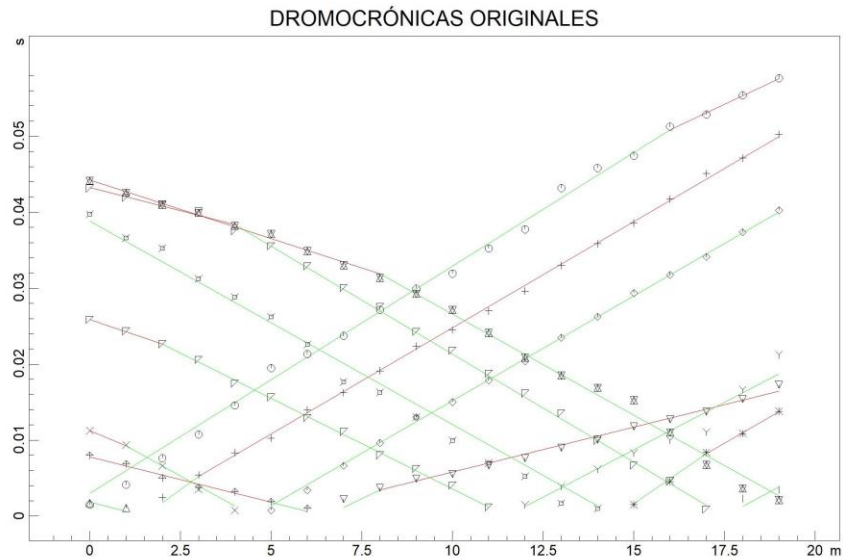


Figura 91. Curva dromocrónicas para la línea 2.

La Figura 92 presenta la distribución de la velocidad de propagación de las ondas primarias (P) en la línea 2. Los resultados permiten inferir tres comportamientos, lo que podría corresponder con 3 diferentes capas, las cuales serán descritas a continuación.

- La primera capa presenta una velocidad promedio de propagación de ondas primarias (P) de 394.2 m/s. Su espesor varía de 0.2 metros en la parte izquierda de la sección y de 7 metros hacia el extremo derecho de la misma.
- La segunda capa presenta una velocidad de propagación de ondas primarias (P) de 481.0 m/s y un espesor que varía desde 7.5 metros en la parte izquierda de la sección y de 1 metro en la parte derecha.

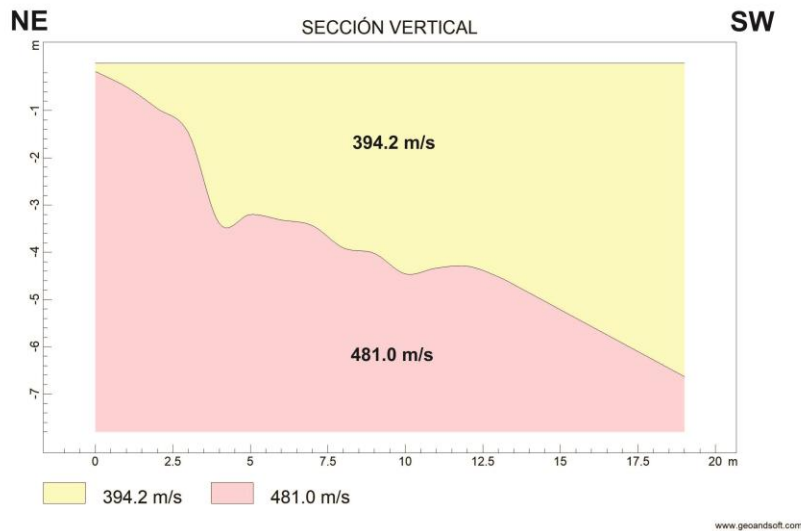


Figura 92. Modelo de capas del ensayo de refracción sísmica línea SIS_VTB_02.

En general se observa un perfil con dos comportamientos diferentes, desde la superficie y hasta una profundidad de 6.1 metros se presenta un aumento casi constante de velocidad conforme aumenta la profundidad alcanzando un máximo de 297 m/s. Entre 6 y 27.6 m se presenta un segundo paquete con velocidades muy homogéneas entre 250 a 274 m/s. La zona marcada por el color gris oscuro corresponde a los sectores con información más confiable en la línea, esta franja se extiende desde 2.6 a 6.1 m.

Resultados de la línea SIS_VTB_03

Las curvas dromocrónicas obtenidas empleando los resultados del ensayo son presentadas en la Figura 93, en ella se observa la presencia de dos estratos que presentan velocidades diferentes, atestiguan las pendientes de las líneas.

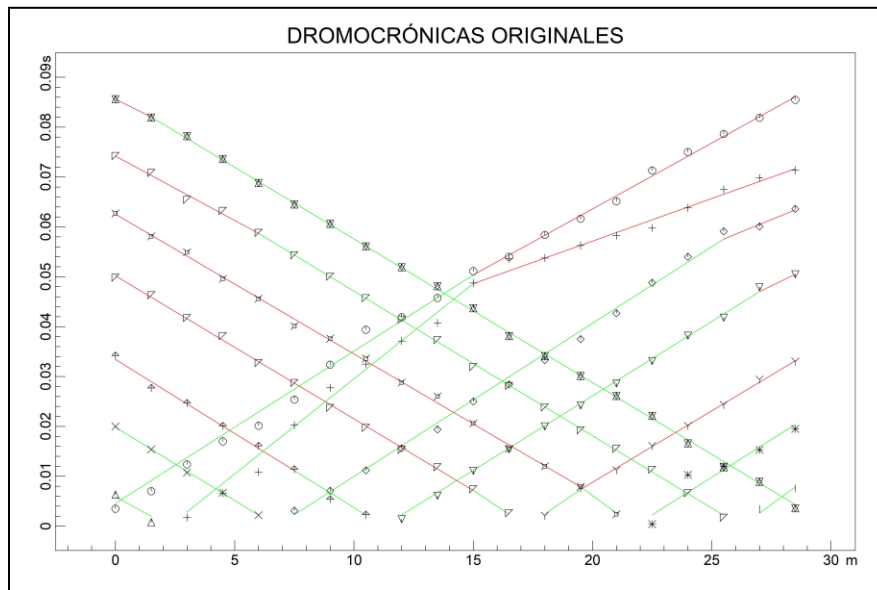


Figura 93. Curva dromocrónicas para la línea SIS_VTB_03.

La Figura 94 presenta la distribución de la velocidad de propagación de las ondas longitudinales en la línea SIS_VTB_03. Los resultados permiten inferir dos estratos principales en la zona:

- Una capa superficial con velocidad promedio de propagación de ondas primarias (P) de 320.3 m/s, y con un espesor máximo de 5 m.
- El segundo paquete presenta una velocidad de propagación de ondas primarias (P) de 401.7 m/s, con un espesor variable de 0.5 a 5.5 m.

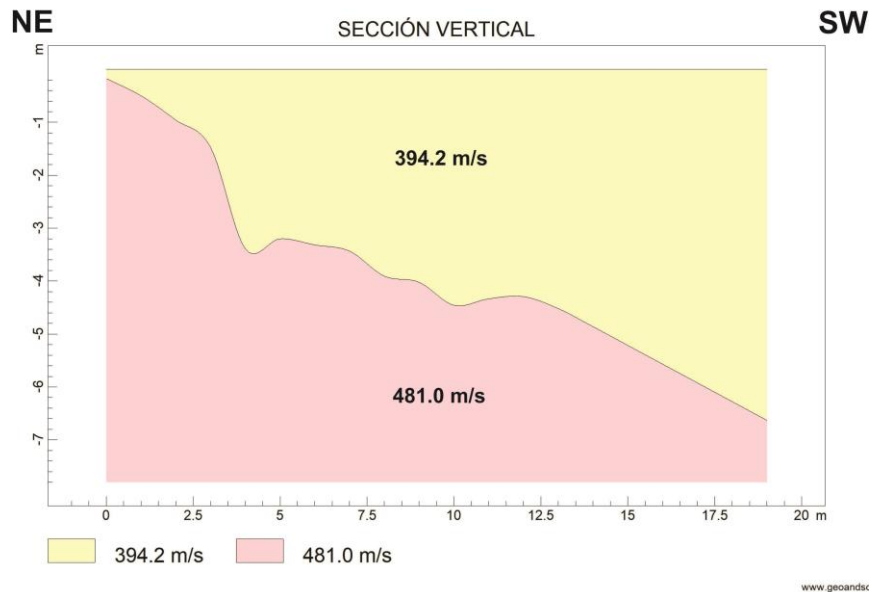


Figura 94. Modelo de capas del ensayo de refracción sísmica línea SIS_VTB_03.

Resultados MASW Línea 2

Se obtuvo un registro en cada posición, pero en cada registro se encontraba la información de 3 impactos, los cuales fueron tomados a -1.0 m y 20 m.

El ensayo alcanzó confiabilidad en los resultados hasta una profundidad aproximada de 6 m, se debe tener en cuenta que la profundidad máxima de exploración corresponde a un valor entre 1/2 y 1/3 de la longitud total del arreglo.

La zona marcada por el color gris oscuro en la Figura 95 corresponde a los sectores con información más confiable en la línea 2, esta franja se extiende desde 2 m a 6 m. En general se observa un perfil con dos comportamientos. Desde la superficie y hasta una profundidad de 6.1 metros se presenta un comportamiento en donde la velocidad es similar y varía entre 146 m/s y 244 m/s. Debajo de los 6.1 m, se encuentra el segundo comportamiento mencionado, en el cual la velocidad es constante, con un valor de 292 m/s.

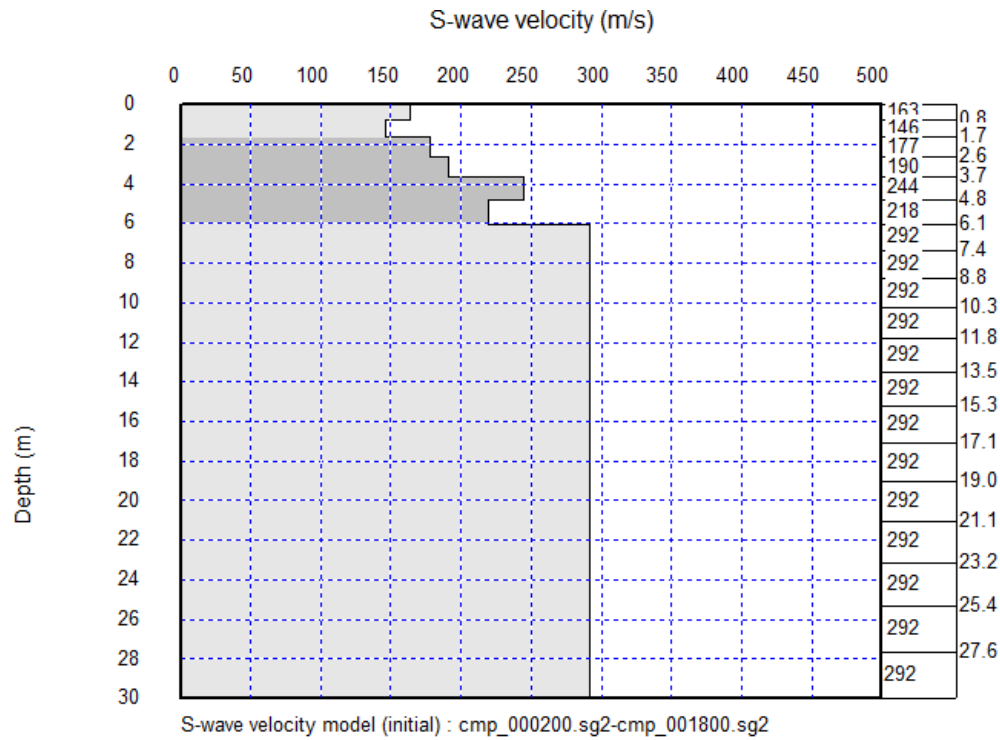


Figura 95. Velocidades promedio de onda cortante en la línea 2. Perfil tipo D.

Resultados de la línea 3

Las curvas dromocrónicas obtenidas empleando los resultados del ensayo son presentadas en la Figura 96, en ella se observa la presencia de lo que se podría interpretar como dos capas las cuales presentan velocidades diferentes como atestiguan las pendientes de las líneas mascadas con color rojo.

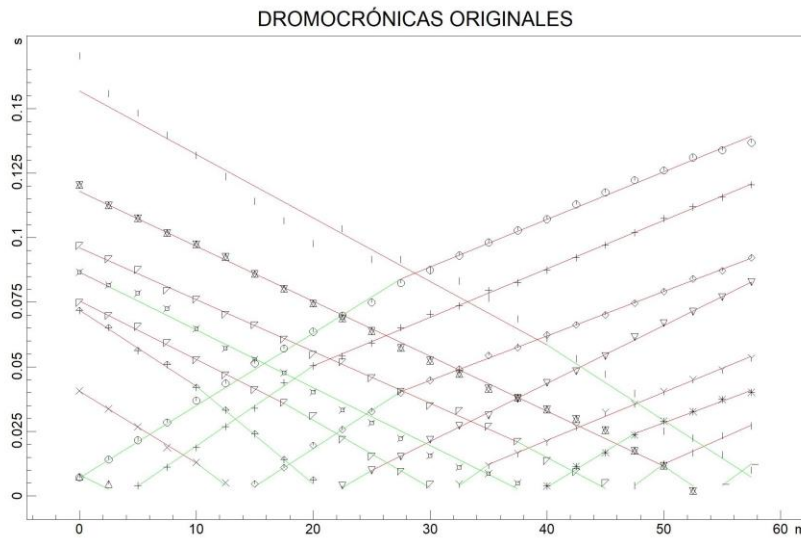


Figura 96. Curva dromocrónicas para la línea SIS_VTB_04.

La Figura 97 presenta la distribución de la velocidad de propagación de las ondas primarias (P) en la línea 3. Los resultados permiten inferir dos comportamientos, lo que podría corresponder con dos diferentes capas que presentan cierta inclinación, las cuales serán descritas a continuación.

- La primera capa presenta una velocidad promedio de propagación de ondas primarias (P) de 341.8 m/s. Su espesor tiende a aumentar (debido a la inclinación) de 4 metros a 8 metros desde el costado derecho hacia el izquierdo.
- La segunda capa presenta una velocidad de propagación de ondas primarias (P) de 496.8 m/s. Dado a la inclinación mencionada anteriormente, su espesor varía de 1.5 metros a 5.5 metros desde el extremo izquierdo hasta el derecho.

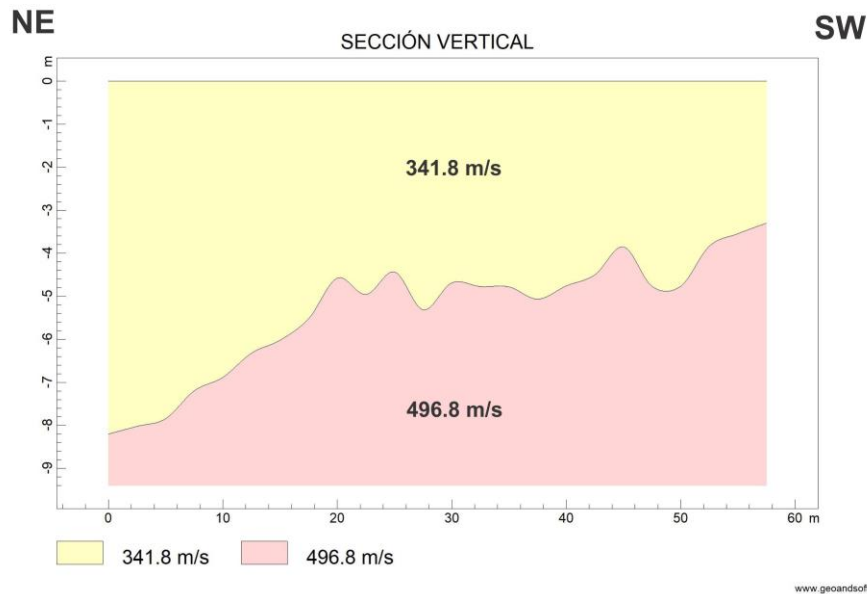


Figura 97. Modelo de capas del ensayo de refracción sísmica línea 3.

Resultados MASW Línea 3

Se obtuvo 1 registro en cada posición, pero en cada registro se encontraba la información de 3 impactos, los cuales fueron tomados a -2.5 m y 60 m.

El ensayo alcanzó confiabilidad en los resultados hasta una profundidad de 19 m, se debe tener en cuenta que la profundidad máxima de exploración corresponde a un valor entre 1/2 y 1/3 de la longitud total del arreglo.

La zona marcada por el color gris oscuro en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** corresponde a los sectores con información más confiable en la línea 1, esta franja se extiende desde 3 m a 19 m. En general se observa un perfil con dos comportamientos. Desde la superficie y hasta una profundidad de 13.5 metros, se presentan velocidades similares que varían desde 222 m/s a 270 m/s. Debajo de los 13.5 m, se encuentra el segundo comportamiento mencionado, el cual presenta velocidades que aumentan progresivamente desde 359 m/s hasta 368 m/s.

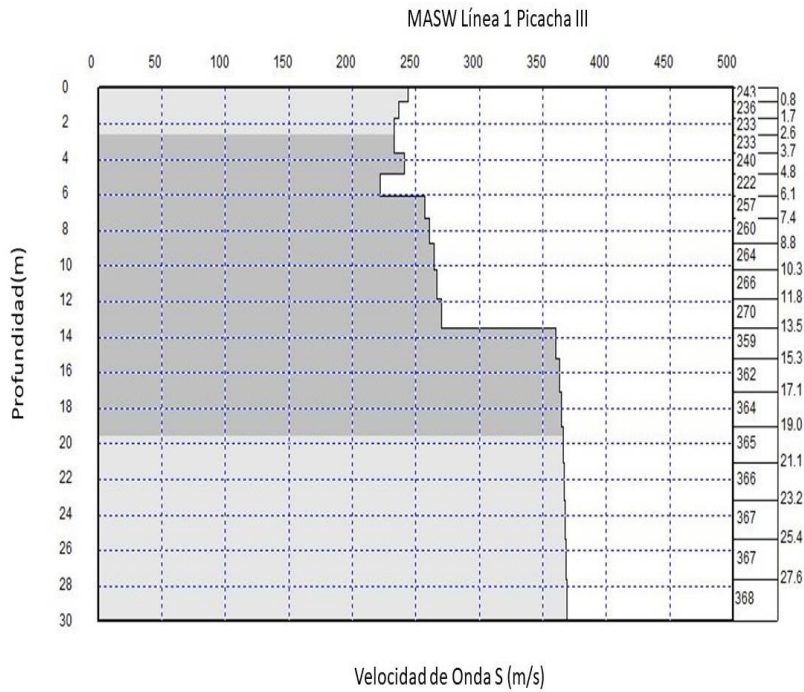


Figura 98. Velocidades promedio de onda cortante en la línea 3. Perfil tipo D.

Línea 4

Las curvas dromocrónicas obtenidas empleando los resultados del ensayo son presentadas en la Figura 99, en ella se observa la presencia de lo que se podría interpretar como dos capas, las cuales presentan velocidades diferentes como atestiguan las pendientes de las líneas marcadas con color rojo.

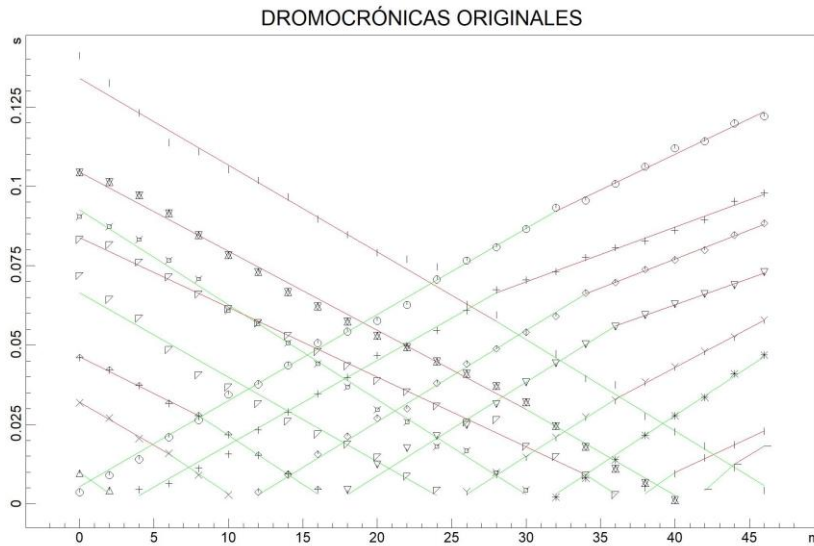


Figura 99. Curvas dromocrónicas para la línea 4.

La Figura 100 presenta la distribución de la velocidad de propagación de las ondas primarias (P) en la línea 4. Los resultados permiten inferir dos comportamientos, lo que podría corresponder con dos diferentes capas, las cuales serán descritas a continuación.

- La primera capa presenta una velocidad promedio de propagación de ondas primarias (P) de 329.3 m/s. Su espesor varía de 9 metros en la parte izquierda de la sección a 4 metros hacia el extremo derecho de la misma.
- La segunda capa presenta una velocidad de propagación de ondas primarias (P) de 492.0 m/s y un espesor que varía desde 1 metro en la parte izquierda de la sección, hasta 6 metros en la parte derecha.

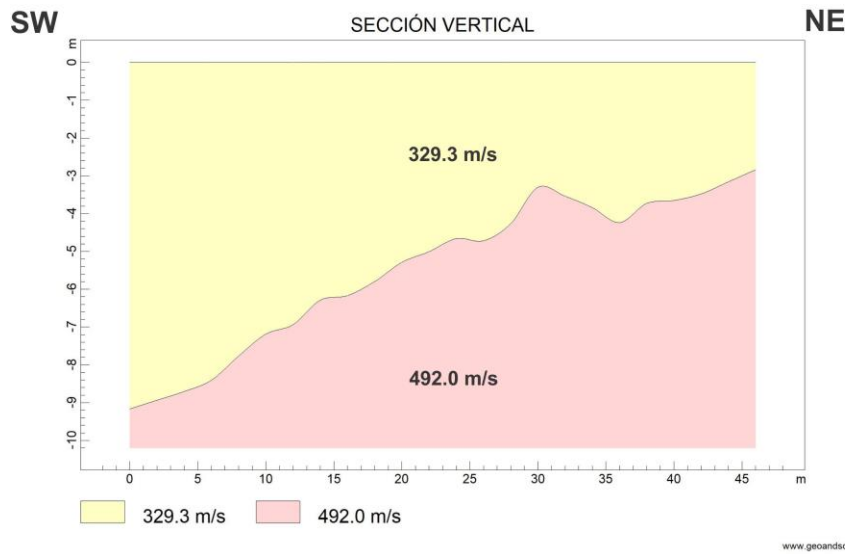


Figura 100. Modelo de capas del ensayo de refracción sísmica de la línea 4.

Resultados MASW Línea 4

Se obtuvo un registro en cada posición, pero en cada registro se encontraba la información de 3 impactos, los cuales fueron tomados a -2.0 m y 48 m.

El ensayo alcanzó confiabilidad en los resultados hasta una profundidad aproximada de 14 m, se debe tener en cuenta que la profundidad máxima de exploración corresponde a un valor entre 1/2 y 1/3 de la longitud total del arreglo.

La zona marcada por el color gris oscuro en la Figura 101 corresponde a los sectores con información más confiable en la línea 4, esta franja se extiende desde 1 m a 14 m. En general se observa un perfil con dos comportamientos. Desde la superficie y hasta una profundidad de 11.8 metros se presenta un comportamiento en donde la velocidad aumenta conforme la profundidad crece, generando que las velocidades presenten valores que varíen desde 151 m/s hasta 285 m/s. Debajo de los 11.8 m, se encuentra el segundo comportamiento mencionado, en el cual las velocidades disminuyen progresivamente desde 329 m/s hasta 320 m/s.

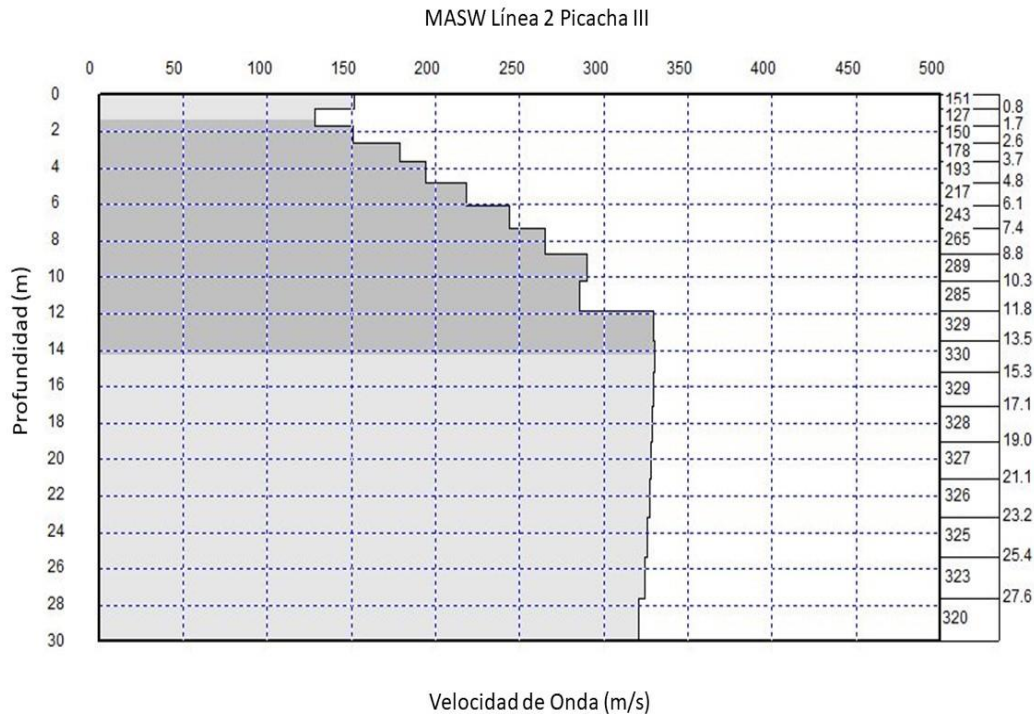


Figura 101. Velocidades promedio de onda cortante en la línea 4. Perfil tipo D.

7.2 RESULTADOS Y ANALISIS DE LABORATORIO

Finalizado el trabajo de los sondeos o exploración directa, las muestras obtenidas en estos son llevadas al laboratorio de suelos, donde el equipo técnico conformado por geólogos y geotecnistas inspeccionaron los materiales y definieron para cada sondeo, una columna estratigráfica del material que compone el terreno, para posteriormente integrar la información de la totalidad de sondeos y establecer el modelo geológico de la zona, verificando y ajustando las descripciones dadas por el operario técnico que ejecuta el trabajo de exploración.

Una vez se tiene el perfil estratigráfico del subsuelo, se seleccionaron las muestras representativas de cada estrato las cuales son enviadas al laboratorio de suelos en donde se practican diferentes ensayos de caracterización. Para las muestras remoldeadas tomadas con el muestreador estándar se llevan a cabo ensayos como humedad natural, límites de Atterberg que dan como resultado los límites de consistencia e índice de plasticidad y el ensayo de granulometría que permite la clasificación del material por el método U.S.C.S o ASHTO. Sobre las muestras inalteradas tomadas en tubos shelby se llevan a cabo ensayos como corte directo

o compresión inconfiada que permiten la obtención de las propiedades de resistencia de los suelos.

Tabla 19. Resultados de Laboratorio

Ensayos Sondeo- Muestra	Humedad Natural (%)	Límite líquido (%)	Límite plástico (%)	Índice plástico (%)	Pasa malla 200 (%)	Cohesión Kpa	Ang Fricción (°)	Peso unitario (KN/m3)	Clasificación USCS
P1-M1	34.25	48.45	25.31	23.13	32.19				GC
P1-M3	30.85	79.34	34.23	45.11	92.85	34.9	40.3	18.1	CH
P1-M5	31.56	74.37	30.73	43.64	91.04				CH
P1-M8	33.11	75.43	26.75	48.68	93.60				CH
P1-M10	30.89	77.45	32.28	45.17	88.18	56.7	28.2	17.9	CH
P1-M11	32.96	78.78	35.67	43.11	92.49				CH
P1-M14	45.11	71.91	34.45	37.46	95.65				MH
P2-M3	29.48	62.65	30.62	32.03	83.64	11.6	36.6	17.0	CH
P2-M4	32.68	46.53	21.77	24.76	50.16				CL
P2-M7	30.85	65.56	32.38	33.17	80.64				MH
P2-M9	40.59	74.68	33.39	41.29	88.94	2.5	37.7	16.4	CH
P2-M10	35.72	65.00	31.62	33.38	90.79				CH
P2-M13	28.54	54.77	30.40	24.37	80.61				MH
P3-M1	29.44	56.42	27.65	28.77	77.37				CH
P3-M2	23.82	69.96	35.60	34.37	88.81	47.8	14.5	16.4	MH
P3-M4	31.75	77.77	29.57	48.19	84.32				CH
P3-M6	29.29	56.95	30.37	26.58	80.06				MH
P3-M11	22.99	47.85	25.32	22.53	73.02	5.8	38.4	18.3	CL
P3-M12	24.37	56.02	29.25	26.78	80.76				CH
P3-M17	25.45	46.42	24.40	22.02	74.53				CL
P4-M2	28.45	54.52	26.37	28.15	66.49				CH
P4-M3	25.27	54.57	33.52	21.05	68.04	23.2	32.4	17.3	MH
P4-M5	37.35	65.89	34.42	31.47	93.52				MH
P4-M8	32.19	69.08	28.73	40.35	72.41				CH
P4-M11	39.51	70.61	31.42	39.18	87.99				CH
P4-M14	29.40	73.39	32.51	40.89	75.60				CH

7.3 ANALISIS GEOTECNICO

Con base en la caracterización geológica y los resultados del programa de exploración, así como los resultados de los diferentes ensayos practicados a las muestras seleccionadas, se realizó el análisis geotécnico que, basado en la definición y caracterización del modelo geológico y geotécnico, permitió realizar los análisis de estabilidad de las zonas evaluadas.

7.3.1 Estratigrafía y definición de parámetros geomecánicos

Concluidas la etapa de exploración del subsuelo, la revisión y agrupación de muestras y los ensayos de laboratorio, se ajustan y complementan perfiles representativos de la conformación del terreno por medio de la definición de columnas estratigráficas en cada sondeo y su posterior correlación de acuerdo con las observaciones en campo y el criterio de los profesionales involucrados.

Estratigrafía

Para el sector del polígono La Picacha se detectaron flujos de lodo y/o escombros en superficie. Estos materiales reposan sobre suelos residuales del stock de Altavista, encontrándose los horizontes IB y IC del perfil de meteorización de Deere y Patton. A continuación, se hace una descripción de los estratos identificados y sus variaciones significativas.

- **Depósito de vertiente:** Este material fue detectado en superficie, con espesor variable entre 2.0 y 15.0 m. Depósito matriz soportado, heterógeno con matriz de textura arcillosa a limo - arcillosa, el color es variable entre naranja - ocre con alguna pintas blancas y brillantes a gris verdoso. Los fragmentos de roca son pequeños de orden centimétricos, con diferentes grados de meteorización, en algunos se conserva la estructura de la roca, en otros está perdida.

Estos materiales presentan las siguientes propiedades:

Clasificación USC: MH, CH, CL y GC
Humedad natural: Varía entre 23.82 y 39.51%
Límite líquido: Varía entre 46.53% y 77.77%
Índice plástico: Varía entre 21.05 y 48.19%
Pasa malla 200: Varía entre 32.19% y 93.52%

- **Suelo residual IB- Stock de Altavista:** Suelo de textura limosa, color naranja a amarillo claro con pintas blancas, crema y ligera tendencia a conservar un color gris moteado de blanco, pero en general es un material alterado donde hay poca evidencia de la roca parental, no se conserva la estructura de la roca. Las siguientes son las propiedades físicas principales:

Clasificación USC: CH principalmente y MH
Humedad natural: Varía entre 30.85% y 40.59%
Límite líquido: Varía entre 65% y 79.34%
Índice plástico: Varía entre 33.17 y 45.11%

Pasa malla 200: Varía entre 80.64% y 92.85%

- **Saprolito IC - Stock de Altavista:** Material homogéneo de color gris verdoso moteado de blanco, con coloraciones oxidadas que disminuyen con la profundidad. La textura es limo general. No se identifican minerales, en algunas muestras no se conservan estructuras heredadas ni evidencias de la roca original. Las siguientes son las propiedades físicas principales:

Clasificación USC: CH principalmente, CL y MH

Humedad natural: Varía entre 22.99% y 45.11%

Límite líquido: Varía entre 46.42% y 78.78%

Índice plástico: Varía entre 22.02 y 48.68%

Pasa malla 200: Varía entre 73.02% y 95.65%

Definición de parámetros geomecánicos

Los parámetros geomecánicos se obtienen a partir de la información recolectada de los sondeos exploratorios y del análisis de las muestras extraídas en cada uno de ellos, teniendo en cuenta también el comportamiento del suelo a partir del ensayo SPT realizado en campo. Al analizar esta información en conjunto es posible conocer las propiedades del suelo de manera aproximada.

En la literatura especializada existen diversas correlaciones entre el valor de N, obtenido del ensayo SPT, y los parámetros de cohesión y ángulo de fricción, en éste a partir de ecuaciones se estiman estos valores, los cuales son usados para el cálculo de la capacidad portante del terreno. Los valores obtenidos a través de las correlaciones son analizadas por el personal técnico de acuerdo a su experiencia y conocimientos sobre la zona de objeto de estudio.

De las correlaciones disponibles para la obtención de parámetros como cohesión y ángulo de fricción que se encuentran en la literatura, se tiene la ecuación propuesta por Bowles la cual permite obtener un valor de N corregido que posteriormente permite una mejor aproximación a los valores de resistencia. Dicha ecuación tiene en cuenta correcciones por confinamiento, energía del martillo, longitud de las barras de perforación, por el tomamuestras y finalmente por el diámetro de la perforación.

La ecuación propuesta por Bowles (1988) para el valor de N corregido se la define de la siguiente manera:

$$N_s = N * C_n * \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * \eta_4$$

Donde:

N : N de Campo

C_n : Corrección por confinamiento.

η_1 : Corrección por energía del martillo.

η_2 : Corrección por longitud de barras de perforación

η_3 : Corrección por tomamuestras.

η_4 : Corrección por diámetro de la perforación

Con el valor de N corregido a partir de lo anterior y los resultados de laboratorio obtenidos para cada estrato se ajusta el parámetro de cohesión y fricción que se definirá para cada material siendo congruente con las observaciones realizadas en campo.

Para cada estrato se hizo un análisis de los parámetros obtenidos por cada una de las correlaciones disponibles en la literatura, despreciando aquellos valores que no resultaban representativos con base en la experiencia del equipo técnico que adelanta el presente estudio. Las correlaciones usadas se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 20. Correlaciones utilizadas para la definición de parámetros geomecánicos.

CORRELACIONES USADAS PARA DETERMINAR PARÁMETROS DE RESISTENCIA A PARTIR DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)	
Kulhaw y Mayne (1990)	$\phi = \tan^{-1} \left(\frac{N_{60}}{12.2 + 20.3 \left(\frac{\sigma_0}{Pa} \right)^{0.34}} \right)$
Wolff (1989)	$\phi = 27.1 + 0.3 \cdot N_{corr} - 0.00054 N_{corr}^2$
Hatanaka y Uchida (1996)	$\phi = \sqrt{20 \cdot N_{corr}} + 20$ $\phi = \sqrt{20 \cdot N_{corr}} + 17$
Parra y Ramos (2006)	$\phi = 5.35 \ln(N) + 14.44$ $C_u = 0.22 \cdot \ln(N) - 0.4$
Müller (1970)	$\phi = 24 + 5.77 \ln(0.1667 N_{SPT})$
Peck	$\phi = 28.5 + 0.25 N_{145}$
Peck, Hanson y Thornburn	$\phi = 26.25 * \left(2 - e^{\left(-\frac{N_{145}}{62} \right)} \right)$
Kishida	$\phi = 15 + \sqrt{(20 * N_{145})}$
Schmertmann	$\phi = \tan^{-1} \left(\frac{N_{60}}{43.3} \right)^{0.34}$
Japan National Railway	$\phi = 27 + 0.1875 * N_{145}$
Japan Road Bureau	$\phi = 15 + (9.375 * N_{145})^{0.5}$
Stroud (1974)	$C_u = K \cdot N [kN/m^2]$ $K \begin{cases} 3.5 kN/m^2 \\ 6.5 kN/m^2 \end{cases}$
Hara y otros (1971)	$C_u = 29 \cdot N^{0.72} [kN/m^2]$
Mesri (1989)	$C_u = 0.22 * \sigma_0$

Para cada uno de los sondeos ejecutados se corrigió el valor de N de campo a partir de la ecuación propuesta por Bowles y hallando los parámetros de cohesión y fricción según los golpes, delimitando dentro de cada sondeo los estratos litológicos que se identificaron en el mismo. Posteriormente se hizo un análisis para cada estrato, agrupando los parámetros de cohesión y fricción obtenidos de cada sondeo para el estrato correspondiente, los resultados se presentan en el anexo 4.

Con la información anterior se procedió a la definición de los parámetros para cada estrato, ajustándose además con los resultados de la modelación de la problemática que se presenta en campo y que se evidenció durante los recorridos del equipo técnico. En cada uno de los casos se obtuvo un valor promedio, mínimo y máximo de cohesión y fricción para cada correlación utilizada, obteniendo a partir de su análisis los parámetros geomecánicos característicos para cada material, así:

FLUJO DE LODOS Y/O ESCOMBROS

Los valores encontrados con las correlaciones varían para el ángulo de fricción entre 21° y 35° (ignorando la propuesta de Kulhaway) y entre 4.6 kPa y 56.6 kPa para la cohesión (ignorando las propuestas de Hara y Stroud).

Las siguientes imágenes ilustran las variaciones de los parámetros de cohesión y fricción obtenidos por cada una de las correlaciones disponibles en la literatura para los materiales pertenecientes al flujo de lodos y/o escombros.

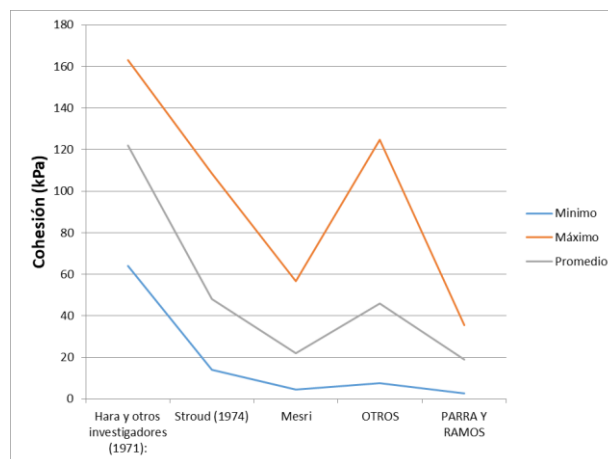


Figura 102. Variación cohesión del flujo de lodos y/o escombros

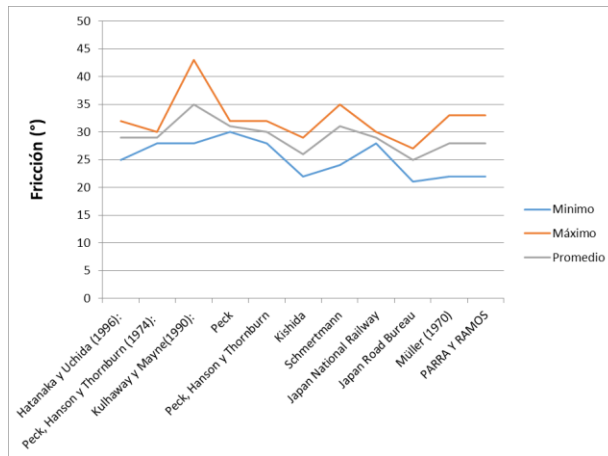


Figura 103. Variación ángulo de fricción del flujo de lodos y/o escombros

Los resultados de ensayos de caracterización geomecánica realizados sobre muestras de este material arrojaron los siguientes resultados:

Tabla 21. Parámetros geomecánicos ensayos de laboratorio del flujo de lodos y/o escombros.

Ensayo	Fricción (°)	Cohesión (kPa)
Corte CD	36.6	11.6
Corte CD	14.5	47.8
Corte CD	32.7	23.2

Se tomó como parámetro de ángulo de fricción el promedio de los valores promedio obtenidos con cada correlación; en el caso de la cohesión el promedio de los valores promedio obtenidos con cada correlación, descartando las propuestas de Hara, Stroud y Otros. No se consideraron los valores de ángulo de fricción de 14.5° y cohesión de 47.8 kPa obtenidos con el corte directo al no considerarse representativos para el material.

Tabla 22. Parámetros geomecánicos del flujo de lodos y/o escombros

	Fricción (°)	Cohesión (kPa)
Media	30	19.0
Desviación	3	4.5
Mínimo	25	11.6

	Fricción (°)	Cohesión (kPa)
Máximo	37	23.2

HORIZONTE IB

Los valores encontrados con las correlaciones varían para el ángulo de fricción entre 22° y 34° (ignorando la propuesta de Kulhaway) y entre 2.8 kPa y 79.1 kPa para la cohesión (ignorando la propuesta de Hara).

Las siguientes imágenes ilustran las variaciones de los parámetros de cohesión y fricción obtenidos por cada una de las correlaciones disponibles en la literatura para los materiales pertenecientes al horizonte IB.

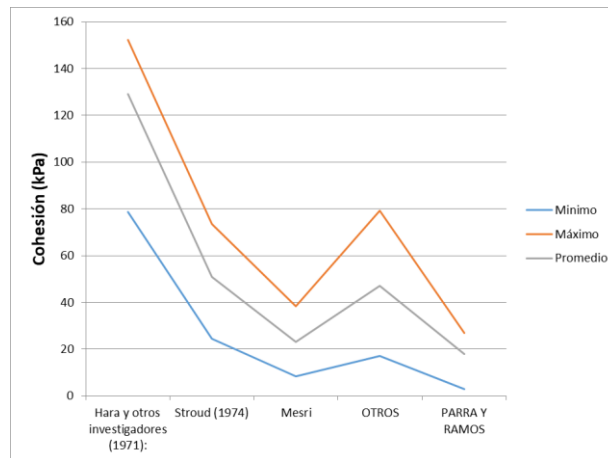


Figura 104. Variación cohesión del horizonte IB

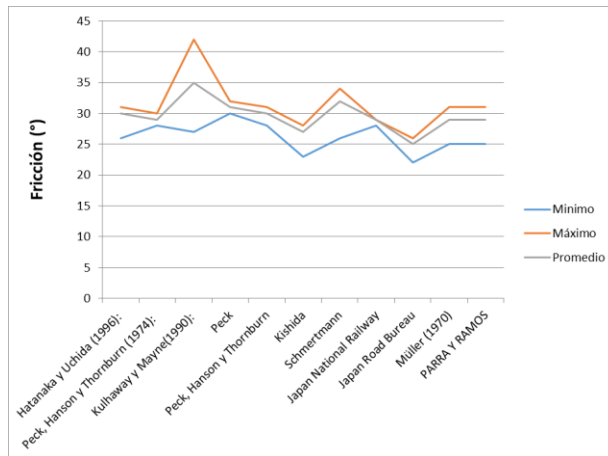


Figura 105. Variación ángulo de fricción del horizonte IB

Los resultados de ensayos de caracterización geomecánica realizados sobre muestras de este material arrojaron los siguientes resultados:

Tabla 23. Parámetros geomecánicos ensayos de laboratorio del horizonte IB.

Ensayo	Fricción (°)	Cohesión (kPa)
Corte CD	40.3	34.9
Corte CD	37.7	2.5

Se tomó como parámetro de ángulo de fricción y cohesión el promedio de los valores promedio obtenidos con cada correlación, descartando para el caso del ángulo de fricción las propuestas de Kulhaway y Schmertmann, y para el caso de la cohesión las propuestas de Hara, Stroud y Otros. Solo se consideró el valor de cohesión de 34.9 obtenido con los ensayos de corte directo, al considerarse el único representativo del material.

Tabla 24. Parámetros geomecánicos del horizonte IB

	Fricción (°)	Cohesión (kPa)
Media	29	25.3
Desviación	2	7.1
Mínimo	25	18.0
Máximo	31	34.9

HORIZONTE IC

Los valores encontrados con las correlaciones varían para el ángulo de fricción entre 22° y 38° y entre 2.8 kPa y 67.0 kPa para la cohesión (ignorando las propuestas de Hara, Stroud y Otros).

Las siguientes imágenes ilustran las variaciones de los parámetros de cohesión y fricción obtenidos por cada una de las correlaciones disponibles en la literatura para los materiales pertenecientes al horizonte IC.

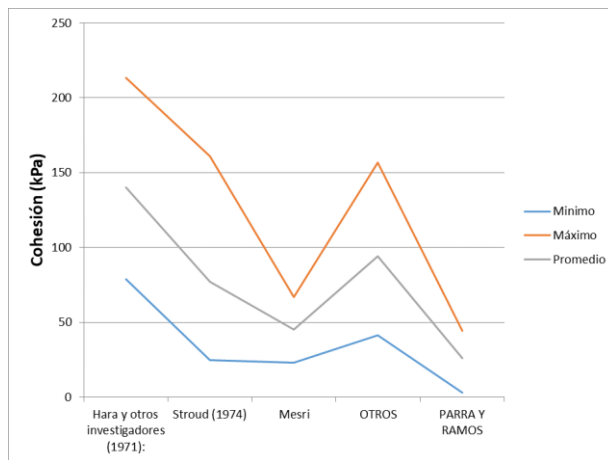


Figura 106. Variación cohesión del horizonte IC

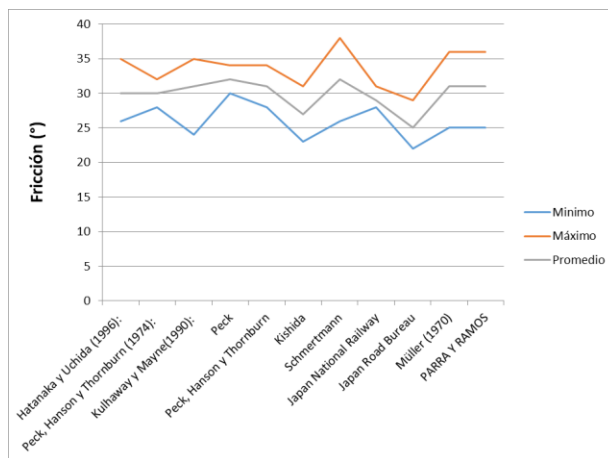


Figura 107. Variación ángulo de fricción del horizonte IC

Los resultados de ensayos de caracterización geomecánica realizados sobre muestras de este material arrojaron los siguientes resultados:

Tabla 25. Parámetros geomecánicos ensayos de laboratorio del horizonte IC.

Ensayo	Fricción (°)	Cohesión (kPa)
Corte CD	28.2	56.7
Corte CD	38.4	5.8

Se tomó como parámetro de ángulo de fricción el promedio de los valores promedio obtenidos con cada correlación, descartando las propuestas de Schmertmann y Peck; en el caso de la cohesión el promedio de los valores promedio obtenidos con cada correlación, descartando las propuestas de Hara, Stroud y Otros. No se consideraron los valores de ángulo de fricción de 38.4° y cohesión de 5.8 kPa obtenidos con el corte directo al no considerarse representativos para el material.

Tabla 26. Parámetros geomecánicos del horizonte IC

	Fricción (°)	Cohesión (kPa)
Media	29	42.6
Desviación	2	12.7
Mínimo	25	26.0
Máximo	31	56.7

Dado que los sondeos exploratorios en la mayoría de los casos alcanzaron profundidades no superiores a 17.5 metros, en la configuración del modelo geológico-geotécnico para los análisis se consideró como hipótesis conservadora, que a partir del final del sondeo hacia profundidad el material era similar al último reportado en la perforación, asignando los promedios de los valores máximos obtenidos. Teniendo en cuenta que en todos los perfiles se detectaron materiales residuales, esta suposición tiene validez.

Para los análisis estadísticos de los parámetros y propiedades, se asumirá una función de distribución de probabilidad normal para cada uno de los parámetros involucrados (cohesión y ángulo de fricción interna). Se considera que una función normal, es una de las que mejor se ajusta a la distribución de variables o propiedades en la naturaleza. Las variables determinadas por una compleja combinación de múltiples factores tienden a comportarse, ‘normalmente’, es decir, tienden a estar bien representadas por una ‘distribución normal’ o ‘curva de campana’.

Nivel Freático: El nivel freático no se encontró en las profundidades exploradas; sin embargo, esta condición puede variar dependiendo de las condiciones climáticas imperantes. Para la modelación del mismo en el análisis de estabilidad, se localizó, de manera conservadora, bajo la profundidad máxima explorada.

7.4 DEFINICIÓN DE MODELOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS

Una vez terminado el programa de exploración y obtenidos los resultados de laboratorio, se plasmó en los perfiles topográficos, la información geológica y geotécnica, construyendo de esta manera el modelo de análisis, que involucra la estratigrafía, las características físicas y mecánicas de los estratos, la presencia de nivel freático entre otros.

Como se mencionó anteriormente, para el polígono La Picacha se levantaron dos (2) perfiles topográficos, con los cuales se hicieron los respectivos análisis geotécnicos. En la siguiente figura se muestra la ubicación de los sondeos y los perfiles correspondientes.

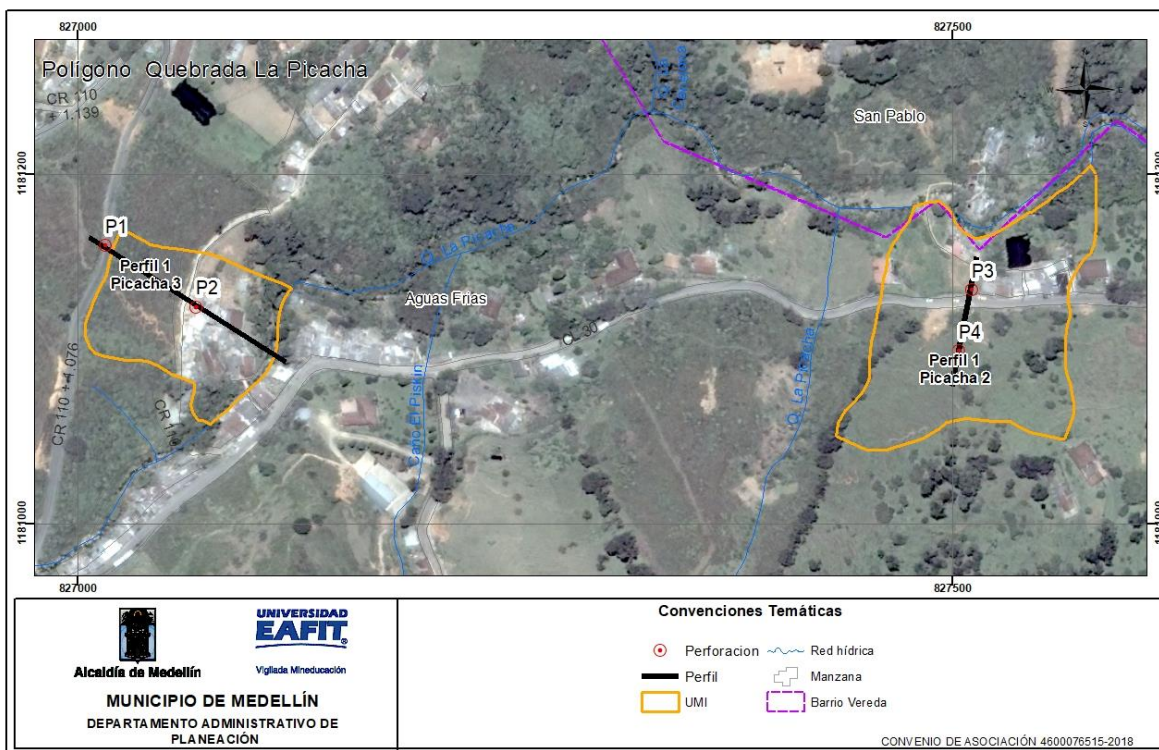


Figura 108. Localización perfiles y sondeos Polígono Picacha

Perfil 1 - La Picacha 2. Ubicado en la zona central de la UMI 1, definida para el polígono La Picacha 2. Tiene una longitud aproximada de 127 m y un desnivel de 71 metros aproximadamente y está definido estratigráficamente por los sondeos P3 y P4 (Figura 109).

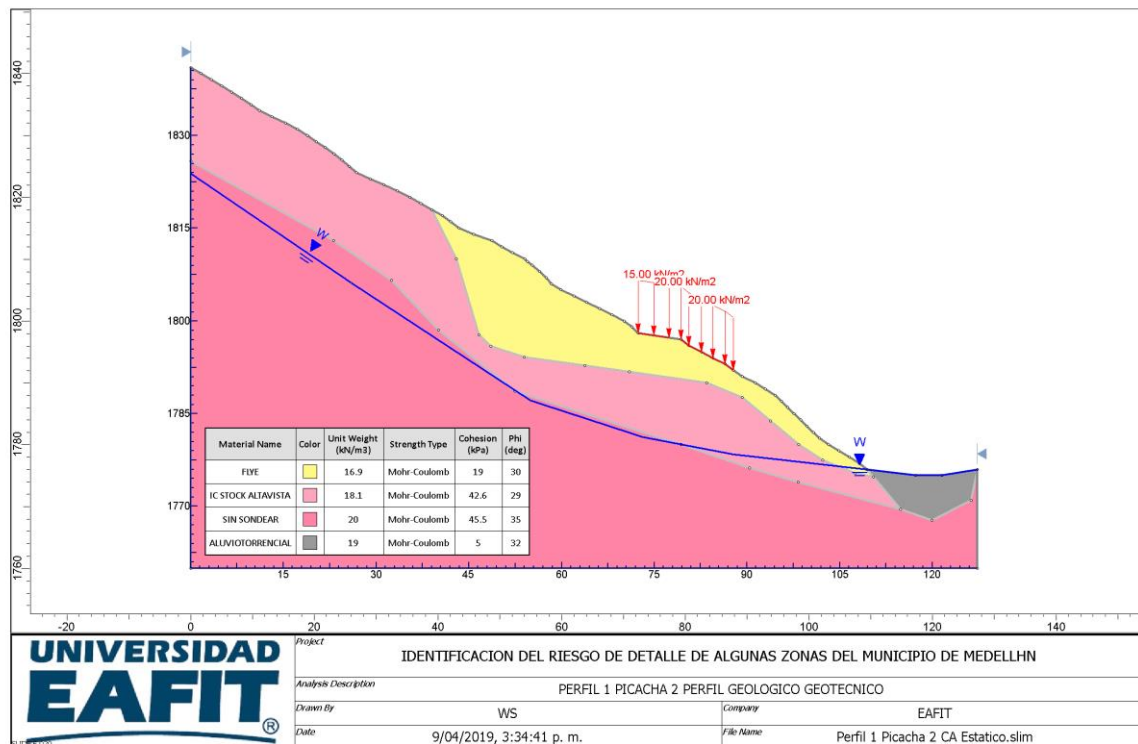


Figura 109. Modelo geológico- geotécnico perfil 1 Picacha 2

Perfil 1 - La Picacha 3. Este perfil se ubica en la zona central de la UMI 2, definida para el polígono La Picacha 3. Tiene una longitud de 119 metros y un desnivel de aproximadamente 54 metros. Está definido por los sondeos P-1 y P-2 (Figura 110).

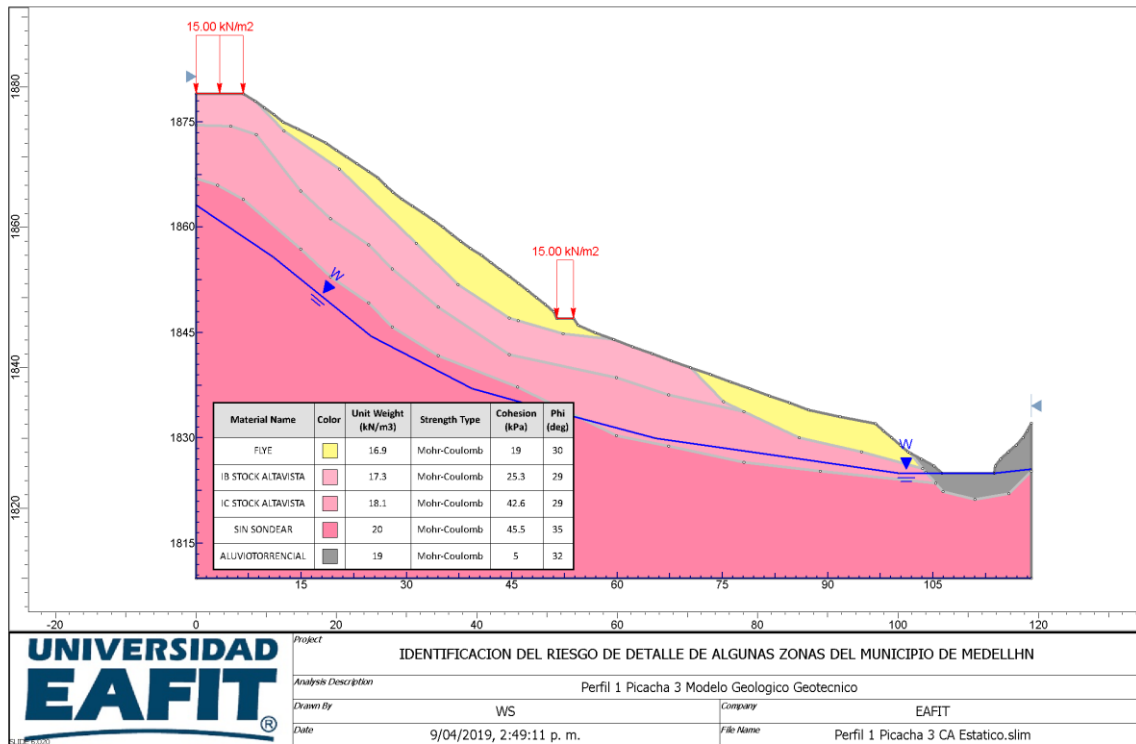


Figura 110. Modelo geológico-geotécnico perfil 1 La Picacha 3

7.5 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CONDICIÓN ACTUAL

Para evaluar la estabilidad de la zona de estudio se consideraron 2 diferentes situaciones o escenarios: Una situación actual y una situación futura con las obras propuestas. Estos escenarios fueron considerados tanto en condiciones estáticas como seudoestáticas. El análisis con las obras propuestas o situación futura o proyectada se presentará en un numeral posterior, una vez se haya definido la evaluación de la amenaza por movimientos en masa.

Para el análisis de estabilidad se utilizó el software Slide v 6.0 que se fundamenta en la teoría del equilibrio límite, el cual calcula por diferentes métodos (Morgenstern and Price, Janbu, Bishop etc) los factores de seguridad más críticos para diferentes superficies de falla en el talud. Para este caso se consideró de acuerdo con observaciones de campo, tipo de material, condiciones topográficas, que la falla más probable corresponde a fallas circulares.

Como se mencionó anteriormente, para el polígono La Picacha se levantaron dos (2) perfiles topográficos típicos que representaban las condiciones morfométricas del sector, en los cuales se plasmó la información estratigráfica y geotécnica.

El valor límite para el factor de seguridad en el caso estático y seudoestático fue tomado de las recomendaciones de la Norma de construcciones sismoresistentes (NSR-10) (Tabla 27).

Tabla 27. Factores de seguridad para el análisis de estabilidad (Tomado de Tabla H.2.4-1. NSR-10 Factores de Seguridad Básicos Mínimos Directos)

Condición	FSBM		FSBUM	
	Diseño	Construcción	Diseño	Construcción
Carga Muerta + Carga Viva Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	1.25	1.10	1.40	1.15
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo-estático	1.10	1.00 (*)	No se permite	No se permite
Taludes – Condición Estática y Agua Subterránea Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Taludes – Condición Seudo-estática con Agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de Diseño	1.05	1.00 (*)	No se permite	No se permite

(*) Nota: Los parámetros sísmicos seudo estáticos de Construcción serán el 50% de los de Diseño

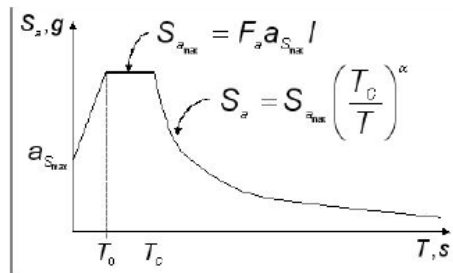
Para el análisis seudoestático se utilizarán las recomendaciones establecidas en la NSR-10 numeral H.5.2.5 Sismo de diseño, en donde se especifica que el coeficiente sísmico de diseño para análisis seudoestáticos de taludes (KST) deberá estimarse en función de la aceleración máxima del terreno (a_{max}) y ésta a su vez se calcula en función de la aceleración pico efectiva (A_a), del factor de amplificación F_a y del coeficiente de importancia (I) como:

$$a_{max} = a_a * F_a * I$$

Para el caso de la zona 3 donde se ubica el Polígono La Picacha, el estudio de microzonificación sísmica del área urbana de Medellín estableció un valor de a_{smax} 0.07 para sismos de servicio y F_a como 3.57 (Tabla 28). Considerando el tipo de edificaciones (grupo III), el coeficiente de importancia es 1.0. Si se reemplazan estos valores en la ecuación anterior se tiene que: $a_{max} = 0.25g$.

Tabla 28. Coeficientes espectrales para los sismos de control de daños y de diseño
(Tomado Microzonificación sísmica Medellín, 2006)

Zona Homogénea	Sismo de control de daños						Sismo de diseño					
	a_{Smax}	F_a	S_{amax}/I	T_0	T_C	\square	a_{Smax}	F_a	S_{amax}/I	T_0	T_C	\square
1	0.05	4.50	0.23	0.10	0.50	1.43	0.27	2.60	0.70	0.10	0.60	1.34
2	0.08	2.80	0.22	0.10	0.30	1.17	0.34	2.35	0.80	0.10	0.40	1.17
3	0.07	3.57	0.25	0.10	0.50	1.48	0.30	2.66	0.80	0.20	0.70	1.52
4	0.05	3.60	0.18	0.10	0.60	1.46	0.23	2.17	0.50	0.10	0.65	1.22
5	0.06	3.66	0.22	0.10	0.50	1.42	0.20	3.00	0.60	0.10	0.60	1.26
6	0.05	2.81	0.14	0.10	0.40	1.11	0.20	2.50	0.50	0.10	0.50	1.07
7	0.06	3.66	0.22	0.10	0.50	1.42	0.20	3.00	0.60	0.10	0.60	1.26
8	0.08	2.25	0.18	0.10	0.65	1.52	0.23	2.40	0.55	0.10	0.75	1.37
9	0.06	3.75	0.23	0.10	0.40	1.31	0.26	2.70	0.70	0.10	0.55	1.28
10	0.09	2.78	0.25	0.10	0.40	1.35	0.38	2.10	0.80	0.10	0.50	1.29
11	0.06	3.75	0.23	0.10	0.50	1.43	0.26	2.88	0.75	0.10	0.65	1.43
12	0.06	4.16	0.25	0.10	0.65	1.67	0.26	3.07	0.80	0.15	0.70	1.52
13	0.06	4.16	0.25	0.10	0.40	1.35	0.26	3.07	0.80	0.10	0.50	1.29
14	0.05	2.81	0.14	0.10	0.50	1.23	0.20	3.00	0.60	0.10	0.55	1.21



I: Coeficiente de importancia
(numeral A.2.5 de la ley 400 de 1997)

El coeficiente sísmico de diseño para análisis seudoestático de taludes KST tiene valor inferior o igual al de a_{max} y se admiten los siguientes valores mínimos de KST/ a_{max} , dependiendo del tipo de material térreo (reforzado o no) y del tipo de análisis.

Tabla 29. Valores de Kst/ a_{max} (Tomado NSR-10)

Valores de K_{ST}/a_{max} Mínimos para Análisis Seudoestático de Taludes

Material	K_{ST}/a_{max} Mínimo	Análisis de Amplificación Mínimo
Suelos, enrocados y macizos rocosos muy fracturados (RQD < 50%)	0.80	Ninguno
Macizos rocosos (RQD > 50%)	1.00	Ninguno
Todos los materiales térreos	0.67	Amplificación de onda unidimensional en dos columnas y promediar
Todos los materiales térreos	0.50	Amplificación de onda bidimensional

Para el caso de suelos, enrocados y macizos rocosos muy fracturados se tiene una relación $KST/a_{max} = 0.80$, entonces El coeficiente sísmico de diseño para análisis pseudoestático sería $(KST) = 0.20$.

Perfil 1 La Picacha 2

El primer escenario evaluado correspondió a la situación actual que considera la estabilidad en las condiciones encontradas durante el estudio. El factor de seguridad determinístico mínimo obtenido en esta situación bajo la consideración estática fue de 1.58 y el factor de seguridad medio es de 1.59 con una probabilidad de falla del 0.0% (Figura 111). De manera similar para la situación actual, pero bajo la influencia del sismo el factor de seguridad determinístico se reduce a 1.09 y el factor de seguridad medio es de 1.11 con una probabilidad de falla de 18.9% (Figura 112). Los resultados presentados corresponden al método de Morgenstern and Price.

Los resultados anteriores permiten clasificar la amenaza por movimientos en masa como baja, según decreto 1626 de 2015, pues los factores de seguridad se ubican por encima de 1.5.

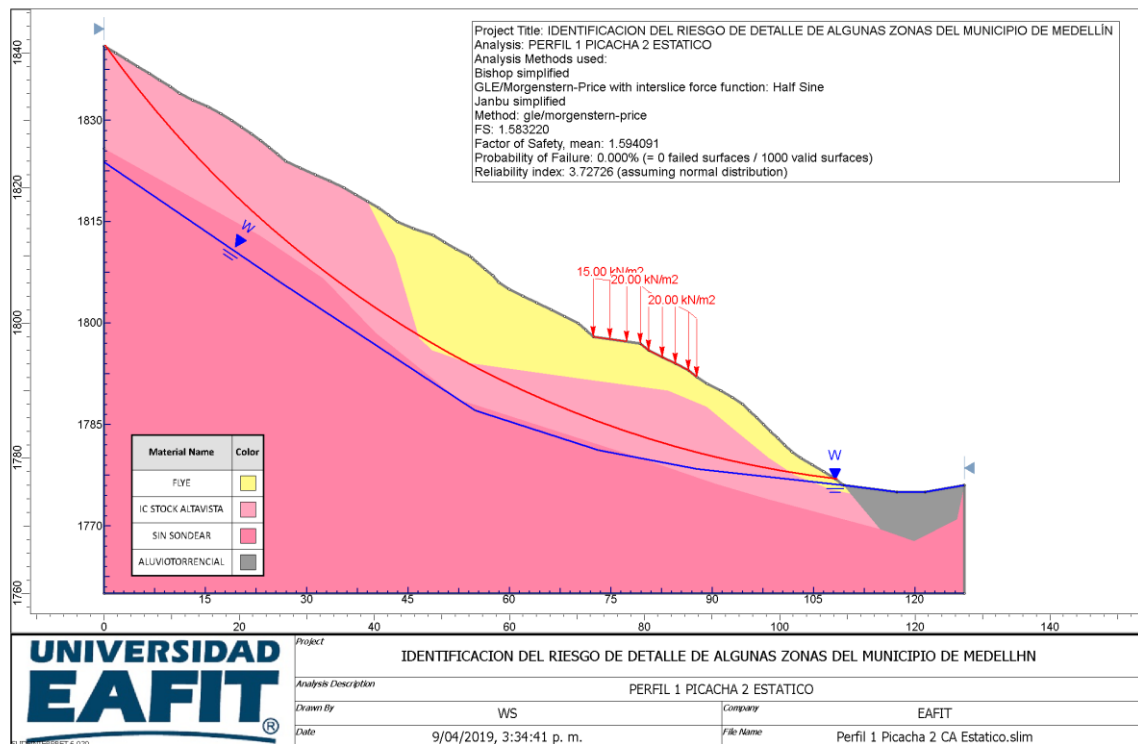


Figura 111. Análisis de estabilidad perfil 1 La Picacha 2 condición actual estático.

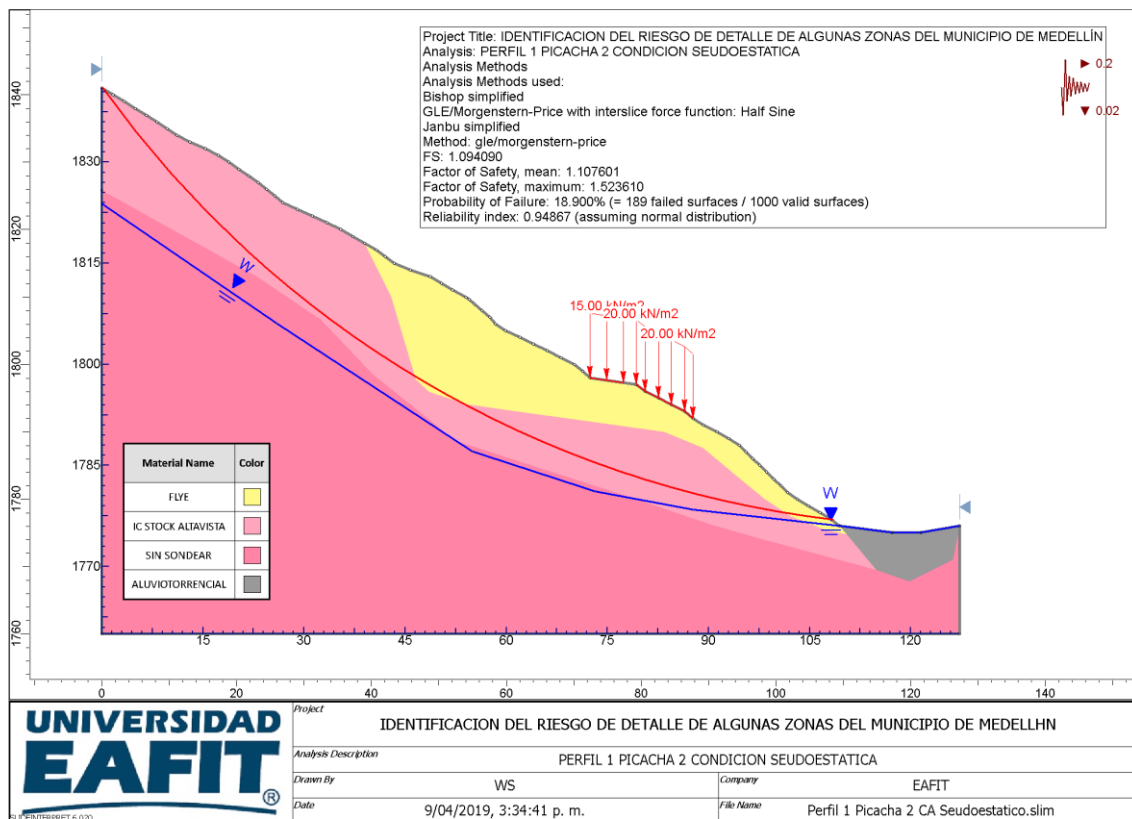


Figura 112. Análisis estabilidad perfil 1 La Picacha 2 condición actual pseudoestática.

Finalmente, para este perfil se realizó el análisis de estabilidad para una condición hipotética en donde se simuló la saturación de los materiales que componen el perfil sin considerar la influencia del sismo. Bajo esta situación se obtuvo un factor de seguridad determinístico de 1.06 y un factor de seguridad medio de 1.07, con una probabilidad de falla de 28.8% (Figura 113).

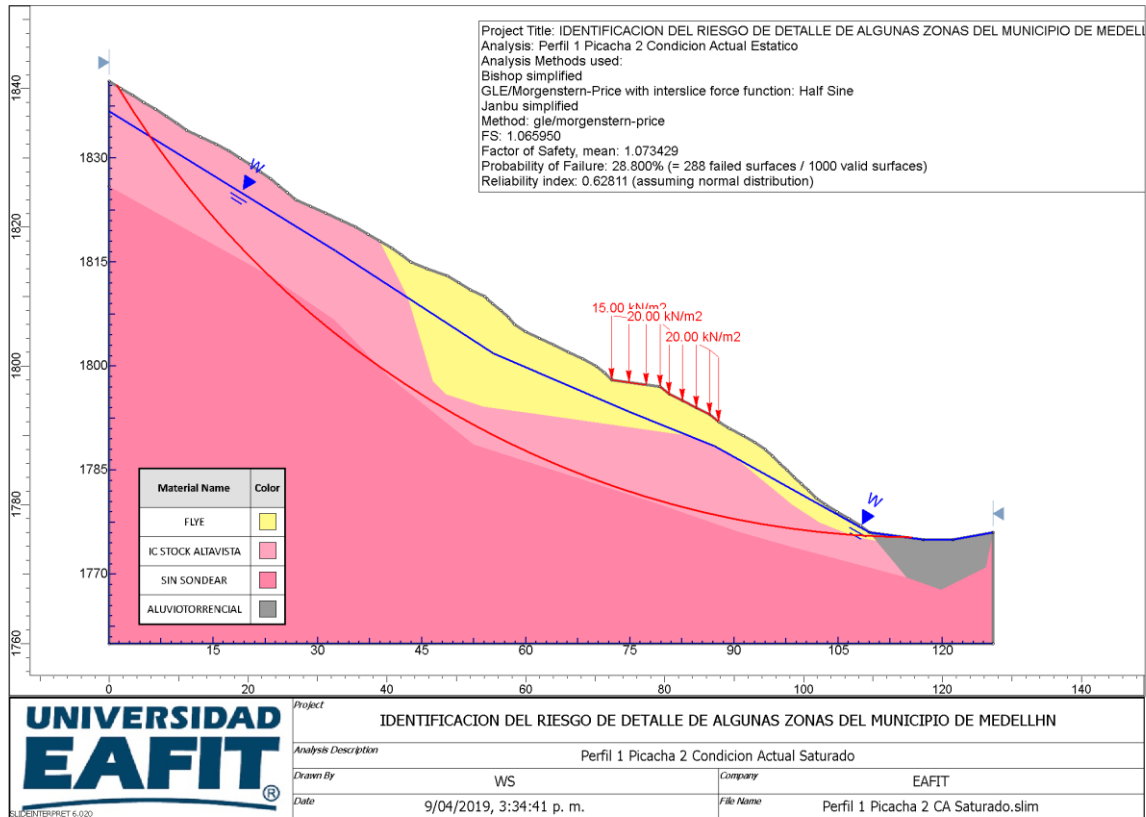


Figura 113. Análisis estabilidad perfil 1 La Picacha 2 condición actual saturada.

Perfil 1 La Picacha 3.

El análisis de estabilidad para el perfil 1 La Picacha 3 para la condición actual arrojó un factor de seguridad determinístico de 1.40 y un factor medio de 1.41 con una probabilidad de falla de 0.0% (Figura 114).

El análisis pseudoestático para la condición actual arrojó un factor de seguridad determinístico de 1.01 y un factor de seguridad medio de 1.02 con una probabilidad de falla de 40.1% (Figura 115).

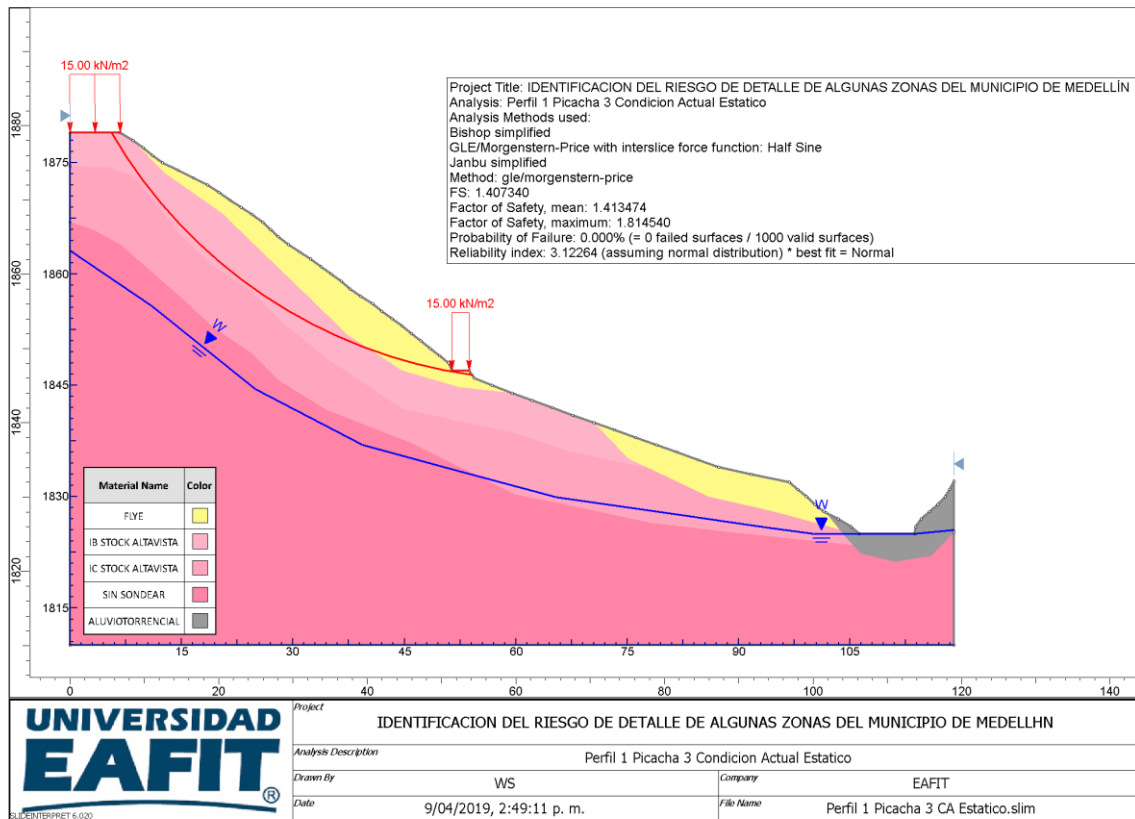


Figura 114. Análisis estabilidad Perfil 1 La Picacha 3 situación actual, condición estática.

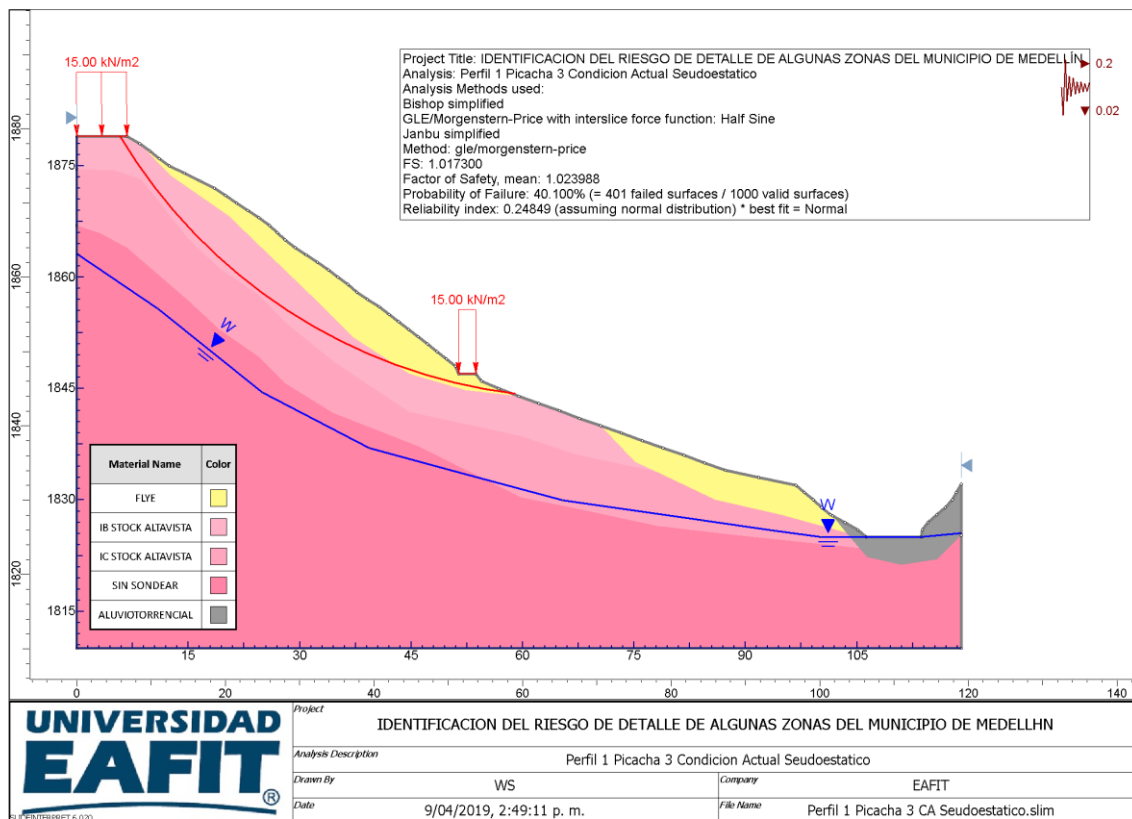


Figura 115. Análisis estabilidad perfil 1 La Picacha 3 condición seudoestática.

Los resultados anteriores permiten clasificar la amenaza por movimientos en masa para esta zona y sus alrededores como media, según decreto 1626 de 2015, pues los factores de seguridad determinísticos se ubican entre 1.2 y 1.5.

Se analizó la estabilidad del perfil 1 La Picacha 3 para una condición extrema que considera la saturación del perfil, para lo cual se graficó la línea del nivel freático cerca de la superficie. Bajo este supuesto se obtuvo un factor de seguridad determinístico de 1.07 y un factor de seguridad medio de 1.08 con una probabilidad de falla de 24.30%, lo cual refleja la influencia negativa de la presencia de agua en el suelo para la zona evaluada (Figura 116).

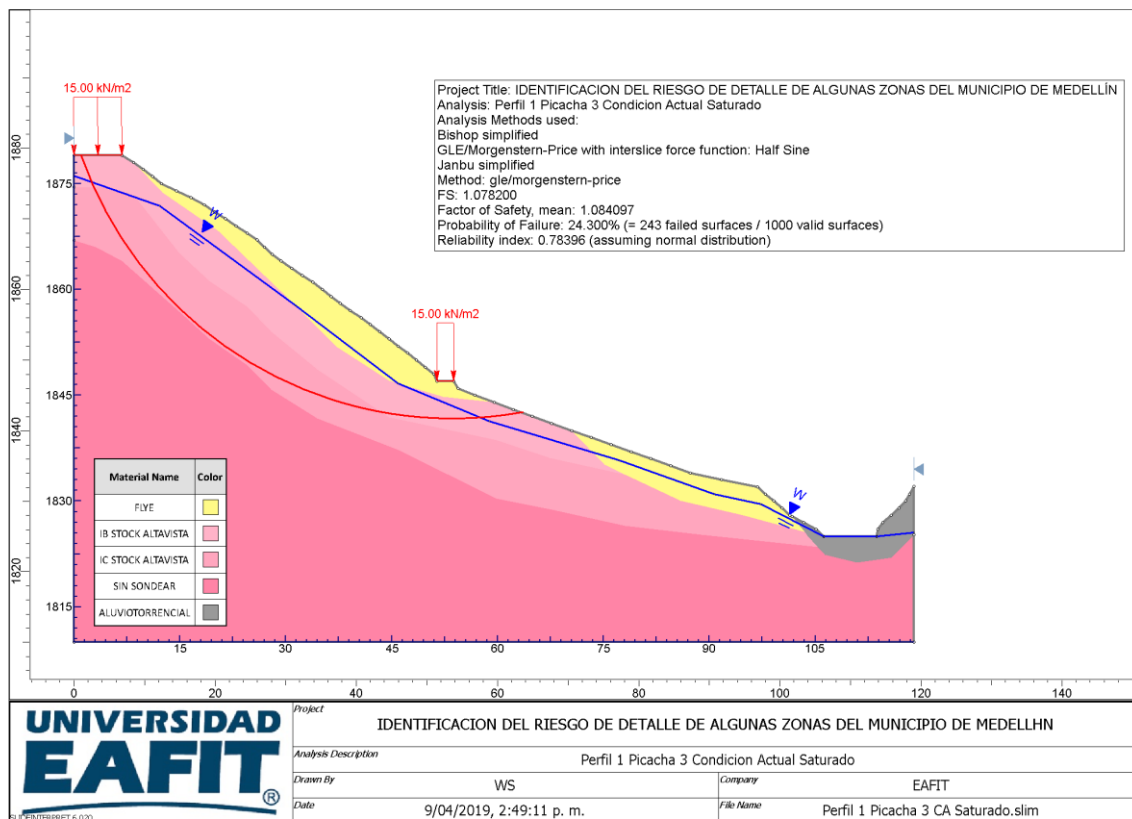


Figura 116. Análisis estabilidad perfil 1 La Picacha 3 condición saturada.

De acuerdo a los análisis realizados, se presenta a continuación la tabla resumen con los factores de seguridad obtenidos y la clasificación de la amenaza para cada perfil evaluado:

Tabla 30. Resumen de los factores de seguridad obtenidos para los perfiles analizados.

PERFIL	FS ESTÁTICO	FS SEUDOESTÁTICO	FS SATURADO	AMENAZA
PERFIL 1 PICACHA 2	1.58	1.09	1.06	BAJA
PERFIL 1 PICACHA 3	1.41	1.02	1.07	MEDIA

8. ESTUDIO HIDROLÓGICO

En este capítulo se presenta los criterios empleados y los resultados de los estudios e investigaciones realizadas para determinar las crecientes de diseño de la cuenca de la quebrada La Picacha, en toda la zona aferente al desarrollo del Convenio de asociación para la identificación del riesgo de detalle en algunas zonas del Municipio de Medellín, específicamente para el tramo de la quebrada ubicado en la comuna 16 de Medellín y los límites con el corregimiento de Altavista, limitando al Este con la Calle 31 D y al Oeste, aguas arriba con la Planta de Tratamiento de Aguas de EPM, pasando por los sectores de Las Violetas, San Pablo, Aguas Frías y Guanteros, principalmente.

Teniendo en cuenta la longitud del tramo de interés, correspondiente a 3,5 km aproximadamente, se realizará el análisis hidrológico de la cuenca de la quebrada La Picacha a partir de seis (6) puntos de control distribuidos a lo largo de la zona de estudio, los cuales se describen en la Tabla 31.

Tabla 31. Ubicación de sitios de control para análisis hidrológico.

Punto	Ubicación	Este [m]	Norte [m]
P01	Calle 30 con Carrera 110 – Aguas Abajo Tanque EPM	827318,44	1181236,03
P02	Calle 29 C con Carrera 110	828212,75	1181303,82
P03	Calle 31 AA con Carrera 106	828643,88	1181467,25
P04	Calle 31 B con Carrera 102 A	829020,01	1181581,49
P05	Calle 31 B con Carrera 101 B	829380,61	1181714,56
P06	Calle 31 B con Carrera 100 A	829705,41	1181630,39

El estudio hidrológico se llevó a cabo mediante la estimación de los parámetros morfométricos para así calcular las tormentas de diseño en las cuencas; a partir de esta información se hallaron las crecientes de diseño mediante los métodos de las hidrógrafas unitarias sintéticas de Soil Conservation Service, Clark y Snyder, así como la aplicación del método racional probabilístico. En cuanto a las hidrógrafas unitarias sintéticas, se utilizó el software HEC – HMS para la transformación de la lluvia en escorrentía directa. Para este caso en particular, se pretende determinar el caudal máximo para los periodos de retorno de 2,33, 5, 10, 25, 50 y 100 años en la

quebrada La Picacha a lo largo del tramo de interés, limitando al Este con la Calle 31 D y al Oeste, aguas arriba con la Planta de Tratamiento de Aguas de EPM.

El objeto de este tipo de estudios es obtener las crecientes de diseño en las corrientes superficiales, teniendo en cuenta las características físicas o morfológicas de las hoya hidrográficas, la precipitación de la zona y la infiltración que se pueda presentar en el terreno. Debido a la falta de registros de caudales se pueden emplear métodos lluvia – escorrentía para determinar la escorrentía superficial o la creciente de diseño, considerando entonces la intensidad, frecuencia y duración de las lluvias. Se considera que una creciente es cualquier caudal que supere la media de los caudales históricos, y por ende, puede llevar a que en algunos casos se presenten desbordamientos en canales artificiales o naturales a lo largo de la corriente.

La estimación de caudales máximos debe mirarse con mucho cuidado, ya que una mala interpretación o utilización de los mismos se refleja directamente en el dimensionamiento de las obras. En el análisis hidrológico se tuvo muy presente las limitaciones y condiciones de desarrollo de las metodologías utilizadas para no incurrir en problemas de sobre-dimensionamiento o sub-dimensionamiento. Este es un aspecto de gran importancia, ya que en nuestro medio es común utilizar formulaciones desarrolladas en otros países con condiciones hidrológicas y topográficas diferentes; sin embargo, son las herramientas disponibles ya que no existe la instrumentación adecuada para obtener datos confiables de la relación lluvia - escorrentía.

8.1 INFORMACIÓN DISPONIBLE

La información disponible para los análisis hidrológicos se describe a continuación:

8.1.1 Información Cartográfica

Con el fin de representar la conformación y caracterización de la superficie terrestre, se realizó la implementación de un modelo digital del terreno, el cual consiste en una representación de las alturas del suelo y que indican las zonas de drenaje en un área determinada. Para el estudio mostrado en el presente documento, particularmente en la cuenca de la quebrada La Picacha, se utilizó la cartografía disponible en la Geodatabase del Acuerdo 048 de 2014, Plan de Ordenamiento Territorial del municipio de Medellín – POT, con escala 1:2000 en suelo urbano y 1:5.000 en suelo rural, correspondiente a la cartografía SIGMA, lo cual permitió la

construcción de un modelo con resolución de 2 m por 2 m para cada pixel, tamaño adecuado para representar las variaciones en la vertiente de estudio.

8.1.2 Información Hidroclimática

La cuenca de la quebrada La Pichacha, objeto del análisis hidrológico, no disponen de ningún tipo de información o registros de caudales a través de su cauce principal o afluentes, por lo cual se implementó la información de precipitación disponible en la zona. Dado que las cuencas se encuentran dentro de la red de estaciones hidrometeorológicas operada por Empresas Públicas de Medellín E.S.P., se consultó la Revista Hidrometeorológica de dicha Entidad, 2005, generando polígonos de Thiessen con el fin de evaluar las estaciones que presentan influencia dentro del área de estudio. Revisada esta información, se pudo identificar que la cuenca se encuentra influenciada por las estaciones San Antonio de Prado (2701038) y San Cristóbal (2701046).

En esta cartilla se presentan los parámetros para la construcción de las curvas Intensidad – Duración – Frecuencia y dada la cercanía de estas, se puede representar adecuadamente la variabilidad espacial de la precipitación en la cuenca de análisis. Las características de las estaciones se presentan en la Tabla 32.

Tabla 32. Generalidades de la estación de precipitación utilizada.

Código	Tipo	Nombre	Entidad	Municipio	X	Y	Año Inicio	P media (mm/año)
2701038	PM	San Antonio de Prado	EPM	Medellín	824.660	1.1759.40	27/08/1949	2.045,2
2701046	PM	San Cristóbal	EPM	Medellín	827.560	1.186.550	22/08/1949	1.663,1

Las coordenadas de ubicación de las estaciones de precipitación, fueron tomadas de Revista Hidrometeorológica de dicha Entidad, 2005, y se encuentran en sistema Colombia Bogotá Zone. En la Figura 117, se presenta la ubicación de las estaciones pluviométricas de la zona, y la influencia de cada una de ellas en la cuenca de análisis, lo cual fue determinado mediante la aplicación de una evaluación de proximidad por polígonos de Thiessen.

8.1.3 Usos del Suelo y Coberturas Vegetales

Finalmente, el uso del suelo y su cobertura fue tomado del estudio: Coberturas Vegetales, Uso Actual del Suelo y Determinación de Conflictos de Usos del Suelo con Base En el POT de la Zona Rural del Municipio de Medellín, desarrollado por la Universidad Nacional de Colombia, Sede Medellín, en el año 2009. Esta información

fue complementada con las coberturas disponibles en el estudio Plan de Ordenamiento y Manejo de la Cuenca Aburrá – POMCA, adelantado en el año 2006, por la comisión conjunta (Área Metropolitana del Valle de Aburrá- AMVA, La Corporación Autónoma Regional del Centro de Antioquia – CORANTIOQUIA y La Corporación Autónoma Regional Rionegro – Nare, CORNARE), para la zona urbana y que presenta incidencia dentro de las cuencas de estudio.

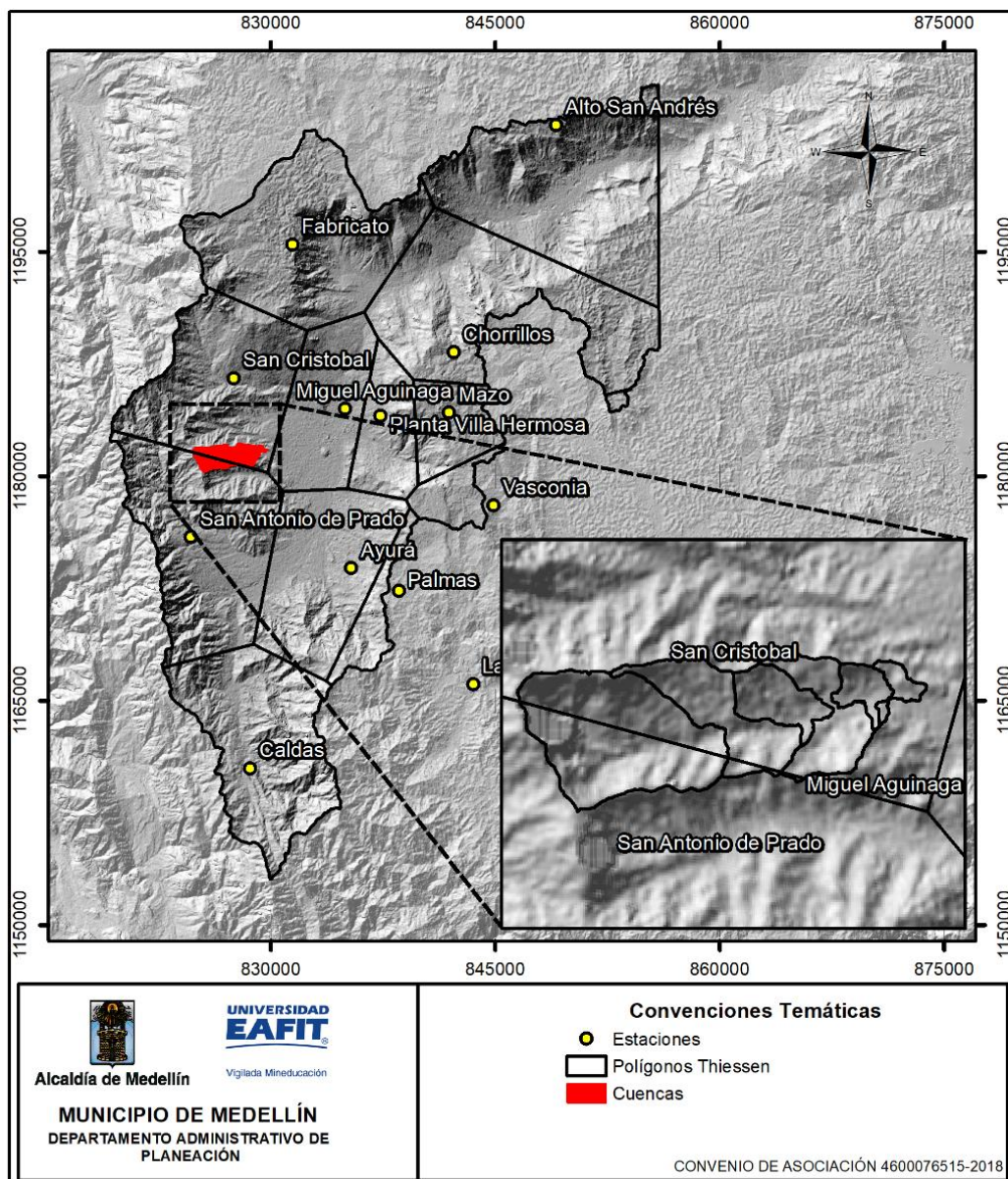


Figura 117. Estaciones pluviométricas en la zona de estudio.

8.2 PROCESAMIENTO DEL MODELO DEL TERRENO Y MORFOMETRÍA

Existen nuevas herramientas que han agilizado el procesamiento y obtención de datos a partir de mapas digitales del terreno. Es el caso de la obtención de cuencas hidrográficas de una corriente a partir de modelos digitales de elevación. El software que aquí se usó (HidroSIG 4.0 potenciado por MapWindows), fue desarrollado por un grupo interdisciplinario de los posgrados en Aprovechamiento de Recursos Hidráulicos y de Sistemas de la Universidad Nacional de Colombia sede Medellín. Un modelo digital de elevación (MDE) es una representación digital del terreno que permite su almacenamiento y procesamiento en sistemas de información geográfica. En particular, los modelos digitales de elevación que HidroSIG 4.0 maneja tienen la estructura que se conoce como ráster. Una descripción detallada de los procedimientos realizados, puede ser consultada en el Anexo 1 “Documento metodológico”.

Para el estudio mostrado en el presente documento, particularmente en la cuenca de la quebrada La Picacha, se utilizó la cartografía disponible en la Geodatabase del Acuerdo 048 de 2014, Plan de Ordenamiento Territorial del municipio de Medellín – POT, con escala 1:2000 en suelo urbano y 1:5000 en suelo rural, correspondiente a la cartografía SIGMA, lo cual permitió la construcción de un modelo con resolución de 2 m por 2 m para cada pixel, tamaño adecuado para representar las variaciones en la vertiente de estudio.

8.2.1 Trazado automático de cuencas a partir de modelos digitales de elevación (MDE)

Para que la metodología pueda usarse repetidas veces, sobre cuencas arbitrarias y con resultados reproducibles, se utiliza la estrategia de extracción automática de cuencas a partir de modelos digitales de terreno que se encuentra implementada en HidroSIG 4.0.

A partir del MDE y utilizando el software Tau DEM-Terrain Analysis Using Digital Elevation Models en la plataforma de MapWindow GIS 4.7 (<http://www.mapwindow.org/>) de libre distribución, se construyeron en formato raster los mapas de: pendientes máximas, direcciones de drenaje, áreas acumuladas y red de drenaje, los cuales son insumos necesarios para la estimación de caudales y el análisis morfométrico. En la Figura 118 se presenta el Modelo Digital del Terreno de la cuenca de la quebrada La Picacha a través de los diferentes puntos de control que han sido asumidos dentro del presente documento.

8.2.2 Parámetros morfométricos de las cuencas estudiadas

Con la información cartográfica se identificó y delimitó la cuenca de la quebrada La Picacha en cada uno de los puntos de control de interés, considerando que el tramo de estudio cuenta con una longitud aproximada de 3,5 km. La información se procesó y luego se estimaron los parámetros morfométricos necesarios para la evaluación hidrológica.

Para el análisis hidrológico de la quebrada La Pichacha, se tomaron seis (6) puntos de control, los cuales permiten analizar diferentes tramos de la corriente, ya que la zona de estudio cuenta con 3,5 km de longitud aproximadamente, recorrido en el cual se presenta un incremento de los caudales debido al aumento en el área de drenaje.

En la Tabla 33 y Tabla 34 se presentan los parámetros morfométricos para las cuencas estudiadas.

Tabla 33. Parámetros morfométricos de las cuencas de interés.

Parámetro	P01	P02	P03
Área de drenaje [km²]	2,96	4,21	4,85
Longitud Cauce principal [km]	3,57	4,76	5,40
Longitud río hasta la divisoria [km]	3,66	4,85	5,49
Pendiente cauce principal [%]	18,45	15,70	14,64
Pendiente cuenca [%]	61,83	57,82	55,76
Cota mayor cuenca [m]	2537,67	2539,21	2538,43
Cota menor cuenca [m]	1799,52	1712,12	1667,78
Cota mayor río [m]	2452,66	2452,66	2452,66
Cota menor río [m]	1799,52	1712,12	1667,78
Longitud al punto más alejado [km]	2,55	3,43	3,82
Coordenada Este [m]	827318,44	828212,75	828643,88
Coordenada Norte [m]	1181236,03	1181303,82	1181467,25

Tabla 34. Parámetros morfométricos de las cuencas de interés (continuación).

Parámetro	P04	P05	P06
Área de drenaje [km²]	5,83	6,14	6,33
Longitud Cauce principal [km]	5,89	6,35	6,74
Longitud río hasta la divisoria [km]	5,98	6,44	6,83
Pendiente cauce principal [%]	13,93	13,33	12,84
Pendiente cuenca [%]	53,78	53,15	52,82
Cota mayor cuenca [m]	2538,08	2539,07	2537,55

Parámetro	P04	P05	P06
Cota menor cuenca [m]	1637,62	1611,79	1592,64
Cota mayor río [m]	2452,66	2452,66	2452,66
Cota menor río [m]	1637,62	1611,79	1592,64
Longitud al punto más alejado [km]	4,21	4,56	4,90
Coordenada Este [m]	829020,01	829380,61	829705,41
Coordenada Norte [m]	1181581,49	1181714,56	1181630,39

8.3 CICLO DE LA PRECIPITACIÓN

La zona donde se encuentran las cuencas de análisis está influenciada por las estaciones San Antonio de Prado (2701038) y San Cristóbal (2701046), y que son operadas por Empresas Públicas de Medellín E.S.P. La caracterización hidroclimatológica se realizó a partir del registro medio mensual histórico y que se presenta en la Revista Hidrometeorológica de esta Entidad, 2005. En la Figura 119, se presenta el comportamiento de la precipitación media mensual de las estaciones de interés.

Según los registros de la estación, se presenta un comportamiento bimodal en la zona de interés, con dos periodos de lluvias para los meses de abril - mayo - junio y septiembre - octubre - noviembre, y los periodos de sequía en los meses de enero, febrero y julio, con una precipitación media multianual es de 2.045,2 mm/año, para la estación San Antonio de Prado y 1.663,1 mm/año, para la estación San Cristóbal.

8.4 PERFIL DEL CAUCE PRINCIPAL

Una vez se contó con el modelo digital de terreno – MDT y con el alineamiento de la red de drenaje principal de la quebrada La Picacha, se extrajo las cotas en cada uno de los puntos de la corriente, y así se reprodujo dicha información en el perfil del canal principal. En la Figura 120, se presenta el perfil del cauce principal para cada una de las quebradas de estudio. Según el perfil longitudinal del cauce principal de la quebrada La Picacha, se cuenta con una zona de alta montaña (tramo de producción) correspondiente al tramo entre su nacimiento y un recorrido de 2000 m aproximadamente, para luego reducir la pendiente y entrar en una zona de transporte, cuya pendiente es relativamente constante y donde se encuentran los diferentes puntos de control analizados en el estudio hidrológico.

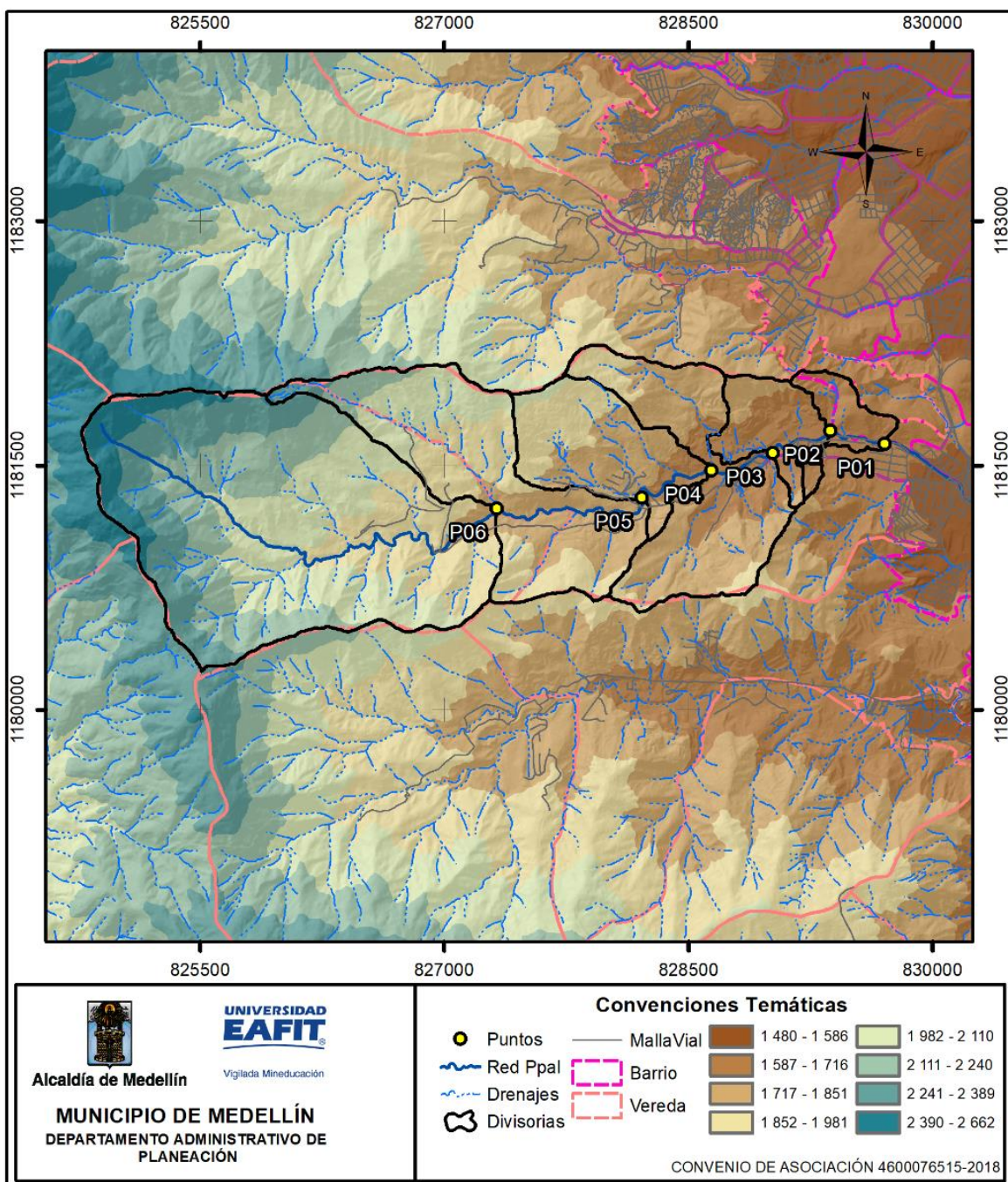


Figura 118. Modelo Digital del Terreno en las cuencas de interés.

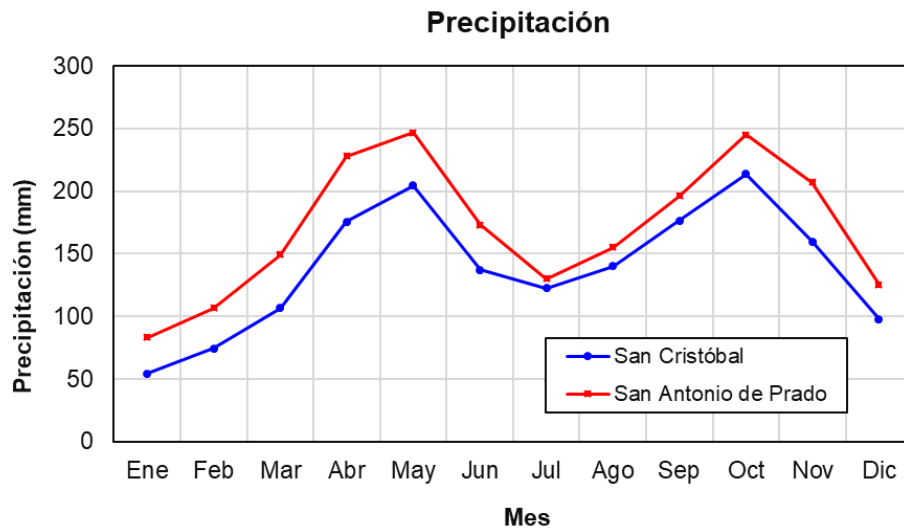


Figura 119. Variación mensual multianual de la precipitación de la estación de influencia.

El recorrido total de la quebrada es de 6,7 km hasta el punto P06, ubicado en la zona final del tramo de análisis, con una pendiente promedio en su cauce principal de 12,83%.

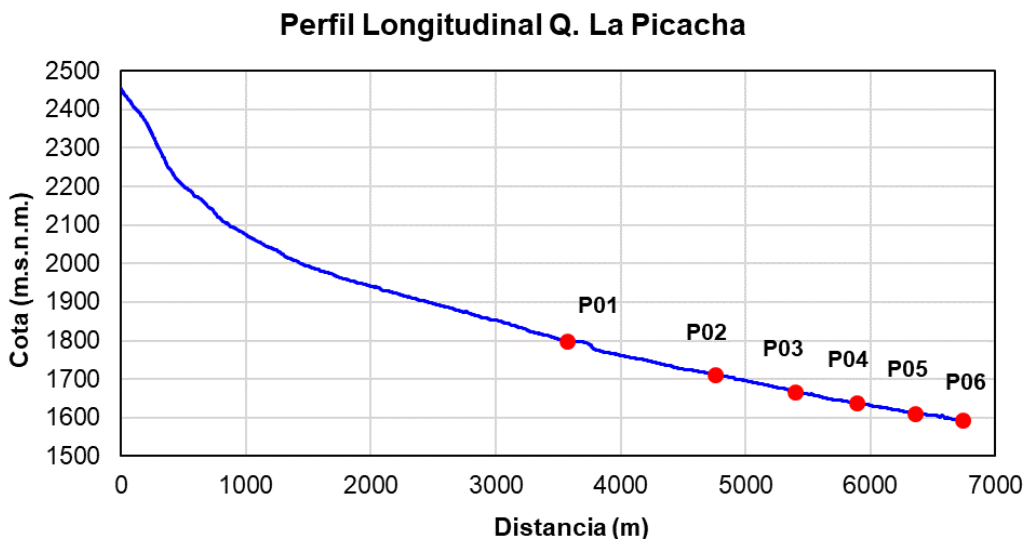


Figura 120. Perfil del cauce principal de la quebrada La Picacha a través de todos los puntos de control.

8.5 CÁLCULO DE CAUDALES MÁXIMOS

El estudio hidrológico comprende el cálculo de caudales máximos para períodos de retorno de 2,33, 5, 10, 25, 50 y 100 años en las cuencas de análisis. Debido a que la mayoría de las cuencas de nuestra región no dispone de información hidrológica que permita estimar caudales a partir de un análisis histórico (estadístico), se hace necesario utilizar modelos precipitación - escorrentía (hidrógrafas unitarias y método racional para el presente estudio).

Las metodologías a emplear serán del tipo de hidrógrafa sintética que calculan de manera indirecta los caudales pico para crecientes asociadas a diferentes períodos de retorno. Debido a que estos modelos lluvia – escorrentía utilizan parámetros tanto morfológicos como climáticos, por lo que resulta necesario determinar la lluvia de diseño con el cálculo apropiado de la duración de la lluvia, que se considera igual al tiempo de concentración de la cuenca (T_c). Este modelo asume que la función de transformación de precipitación en escorrentía al interior de la cuenca, es lineal del tipo convolutiva (Chow et al., 1994).

La hidrógrafa unitaria (ó hidrograma unitario) se define como la respuesta de la cuenca en forma de escorrentía directa, que resulta de una precipitación efectiva de profundidad unitaria, uniformemente distribuida sobre la cuenca y de duración específica igualmente unitaria.

El estudio hidrológico se llevó a cabo mediante la estimación de los parámetros morfométricos para así calcular las tormentas de diseño para la cuenca; a partir de esta información se hallaron las crecientes de diseño mediante los métodos de las hidrógrafas unitarias sintéticas de Clark, Soil Conservation Service y Snyder, así como la aplicación del método racional probabilístico. Una descripción detallada de los procedimientos realizados, puede ser consultada en el Anexo 1 “Documento metodológico”.

8.5.1 Tiempo de Concentración

Se define como el tiempo mínimo necesario para que todos los puntos de una cuenca estén aportando agua de escorrentía de forma simultánea al punto de salida o punto de cierre. Está determinado por el tiempo que tarda en llegar a la salida de la cuenca el agua que procede del punto hidrológicamente más alejado, y representa el momento a partir del cual el caudal de escorrentía es constante, al tiempo que máximo. En la literatura para el caso de cuencas no instrumentadas, se cuenta básicamente con dos métodos del tipo empírico para estimar el tiempo de

concentración, el primero trata de relacionar T_c con algunas de las características principales de la cuenca y su cauce principal. Existen múltiples expresiones para el cálculo del tiempo de concentración, entre otras las propuestas por: Temez, Kirpich, California Culverts Practice, Giandotti, S.C.S, y Ven Te Chow. Sus fundamentos teóricos pueden ser revisados en Campo y Múnera (1997) y Vélez y Botero (2010).

El segundo es el método de la velocidad, este considera que el flujo en la cuenca se desarrolla como una combinación de tres procesos: a) flujo laminar el cual ocurre a escala de ladera en longitudes del orden de los 100 m (aunque este valor depende estrictamente de la densidad de drenaje en la cuenca) y para alturas del agua del orden de milímetros, b) un flujo concentrado superficial, y c) el flujo presente propiamente en los canales de la red hídrica.

Debido a las diferentes formas en las que fueron concebidas estas expresiones, la variabilidad en los resultados de una a otra puede ser bastante alta por lo cual se hace necesario escoger el tiempo de concentración de forma apropiada descartando aquellos métodos que presenten resultados extremos. Teniendo en consideración los aspectos metodológicos que se encuentran en el Anexo 1 “Documento metodológico”, cabe resaltar que el tiempo de concentración de Clark presentado por Vélez y Botero, 2010, hace referencia a Clark, C. O., Storage and the Unit Hydrograph. Proc. Amer. Soc. Engs. Vol 69. P 1333 – 1360. 1945. Este procedimiento para determinar el tiempo de concentración de la cuenca difiere al presentado en la descripción de la metodología del hidrograma de Clark, ya que los mismos fueron formulados bajo parámetros de cuencas distintas. En la Tabla 35 y Tabla 36 se presentan los resultados dados para cada uno de los métodos utilizados.

Tabla 35. Tiempos de concentración para las cuencas estudiadas.

Método	P01		P02		P03	
	Horas	Minutos	Horas	Minutos	Horas	Minutos
Kirpich	0,34	20,30	0,45	26,96	0,51	30,52
Kirpich (1990)	0,22	12,94	0,27	16,49	0,31	18,40
Témez	0,36	21,57	0,45	27,10	0,50	30,00
Giandioti	0,60	35,77	0,70	42,11	0,75	45,10
Williams	0,87	52,23	1,13	67,71	1,27	76,15
Johnstone y Cross	1,34	80,14	1,61	96,35	1,74	104,40
California CulvertPractice	0,32	19,46	0,43	25,95	0,49	29,45
Clark	1,05	63,20	1,36	81,64	1,51	90,63
Passini	0,55	33,12	0,74	44,42	0,84	50,29
Pilgrim y McDermott	1,15	68,91	1,31	78,75	1,38	83,09

Método	P01		P02		P03	
	Horas	Minutos	Horas	Minutos	Horas	Minutos
SCS - Ranser	0,22	13,27	0,29	17,50	0,33	19,75
Valencia y Zuluaga	0,96	57,43	1,09	65,63	1,15	69,27
Ventura - Heras	0,61	36,39	0,85	50,99	0,98	58,66
Ventura - Heron	0,45	27,06	0,58	34,61	0,64	38,55
Bransby - Williams	1,09	65,55	1,45	87,14	1,65	98,86
Promedio	0,67	40,49	0,85	50,89	0,94	56,21
Desviación Estándar	0,37	22,25	0,45	26,79	0,49	29,17

Tabla 36. Tiempos de concentración para las cuencas estudiadas (Continuación).

Método	P04		P05		P06	
	Horas	Minutos	Horas	Minutos	Horas	Minutos
Kirpich	0,55	33,27	0,60	35,87	0,63	38,07
Kirpich (1990)	0,33	19,93	0,35	21,21	0,37	22,22
Témez	0,54	32,24	0,57	34,20	0,60	35,78
Giandioti	0,81	48,42	0,83	50,10	0,86	51,45
Williams	1,37	82,02	1,47	88,15	1,55	93,20
Johnstone y Cross	1,84	110,38	1,93	115,95	2,01	120,46
California CulvertPractice	0,54	32,14	0,58	34,69	0,61	36,84
Clark	1,71	102,55	1,79	107,18	1,84	110,40
Passini	0,94	56,43	1,00	60,19	1,05	63,21
Pilgrim y McDermott	1,48	89,09	1,51	90,89	1,53	91,96
SCS - Ranser	0,36	21,48	0,39	23,15	0,41	24,52
Valencia y Zuluaga	1,23	73,98	1,26	75,65	1,28	76,84
Ventura - Heras	1,13	67,60	1,21	72,48	1,27	76,47
Ventura - Heron	0,69	41,53	0,74	44,33	0,78	46,64
Bransby - Williams	1,78	106,94	1,93	115,78	2,05	123,30
Promedio	1,02	61,20	1,08	64,65	1,12	67,42
Desviación Estándar	0,53	31,57	0,55	33,15	0,57	34,44

En la Figura 121, se presenta la distribución grafica de los resultados dados para cada uno de los métodos usados y la quebrada La Picacha para cada sitio de control asumido en el estudio, información que es utilizada para los análisis iniciales del tiempo de concentración de la cuenca.

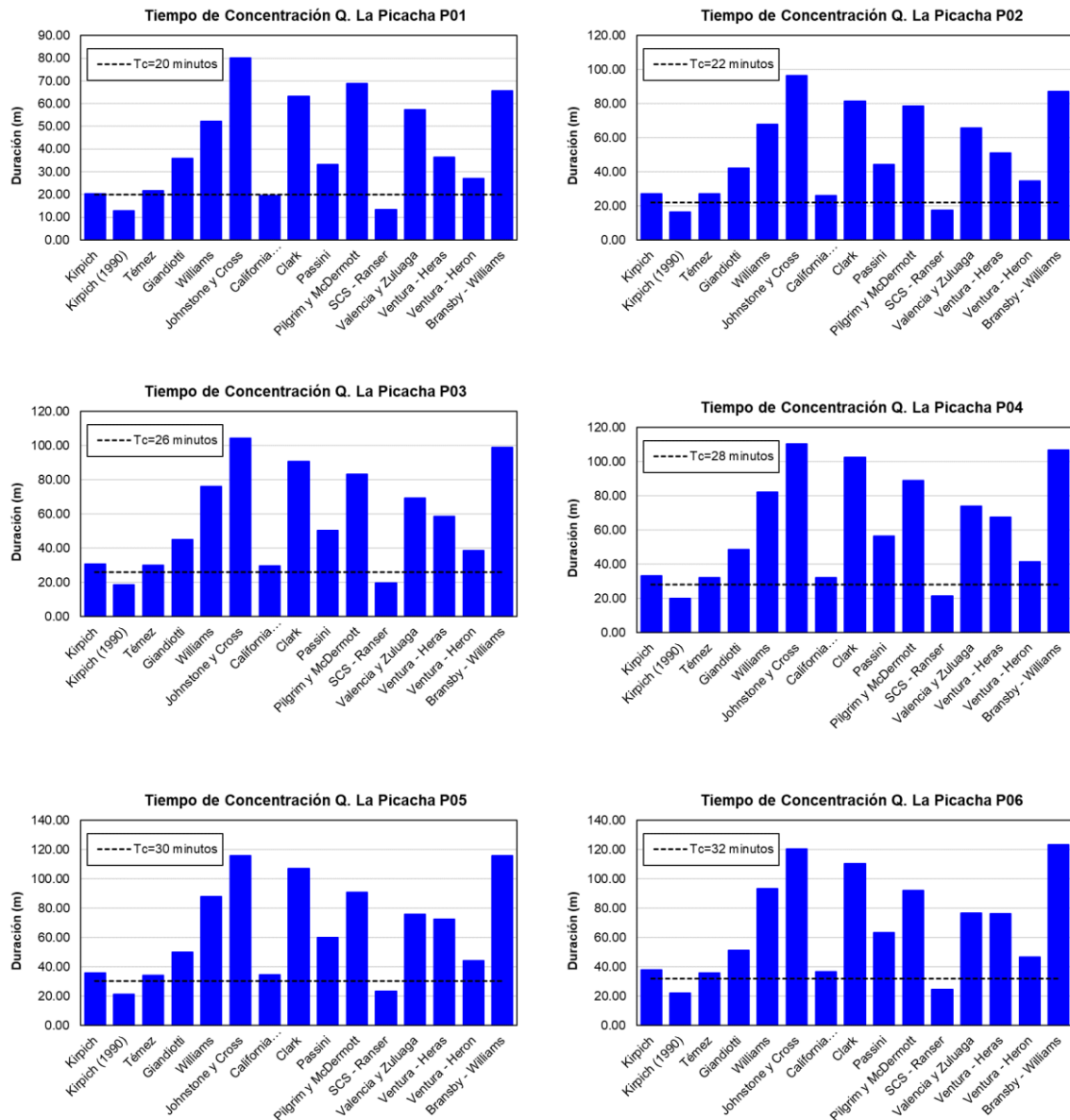


Figura 121. Variación de Tiempos de Concentración en diferentes Cuenca.

Según los resultados obtenidos, se descartaron aquellos valores que se encontraron muy por encima del promedio de la muestra entre los que se encuentra los métodos de Giandioti, Williams, Johnstone y Cross, Clark, Passini, Pilgrim y McDermott, Valencia y Zuluaga, Ventura – Heras, Ventura - Heron y Bransby – Williams. Solo para la cuenca P01, se incluyó dentro del análisis, al método de

Ventura – Heron, ya que dicho resultado, se encontró dentro de un rango aceptable para realizar el análisis respectivo.

Con base en los demás resultados se determinó nuevamente el promedio, como tiempo de concentración o duración de la lluvia de diseño definitiva. En la Tabla 37, se muestran los tiempos de concentración escogidos para cada una de las cuencas de análisis.

Tabla 37. Tiempos de concentración asumidos en cada cuenca.

Parámetro	P01	P02	P03	P04	P05	P06
TC (min)	20	22	26	28	30	32
TC (horas)	0,33	0,37	0,43	0,47	0,5	0,53
Desviación Estándar (min)	5,35	5,33	6,01	6,52	7,04	7,5
Distancia (m)	3614,50	4803,22	5444,66	5934,56	6399,83	6781,88
Tiempo (s)	1200,00	1320,00	1560,00	1680,00	1800,00	1920,00
Velocidad (m/s)	3,01	3,64	3,49	3,53	3,56	3,53

De acuerdo con la información mostrada en la Tabla 37, se presentan tiempos de concentración que varían entre 20 minutos para la cuenca P01 (sitio de control aguas arriba), y 32 minutos en el sitio de control P06, para la zona final de análisis.

Si se determina nuevamente la desviación estándar con los resultados escogidos para el promedio final donde se estima un valor que oscila entre 5,35 min y 7,5 min, muy inferior a los valores estimados inicialmente que se encuentran entre 22,25 min y 34,44 min, reduciendo la incertidumbre en el cálculo de la variable. Un análisis complementario se realiza al determinar la velocidad del tránsito de escorrentía por la cuenca, teniendo como base la duración correspondiente al tiempo de concentración y la distancia de recorrido del agua desde la zona alta de la cuenca, hasta el sitio de control. Los resultados muestran valores de velocidad que oscilan entre 3,0 m/s y 3,5 m/s, los cuales son acordes con las características geomorfológicas, climatológicas y topográficas de la cuenca.

8.5.2 Intensidad de la Lluvia de Diseño

Para determinar la intensidad de lluvia asociada a diferentes períodos de retorno, se utilizan las curvas IDF (Intensidad-Duración-Frecuencia), que relacionan la duración de la lluvia con la intensidad de ésta para diferentes períodos de retorno. Para el caso de la cuenca de la quebrada La Picacha a través de los diferentes puntos de control, se implementó la información de las estaciones San Antonio de Prado (2701038) y San Cristóbal (2701046). Para ello se usan los parámetros

estimados y dados en La Revista Hidrometeorológica de Empresas Públicas de Medellín, 2005, los cuales se presentan en la Tabla 38.

Tabla 38. Parámetros para la ecuación IDF de las estaciones utilizadas.

TR	San Antonio de Prado			San Cristóbal		
	c	h	m	c	h	m
2.33	6885	29	-1,1363	2593,6	25	-0,9583
5	2978,7	14	-0,9537	1307,8	10	-0,7975
10	2614,1	10	-0,9068	1180	6	-0,752
25	2445,7	7	-0,8683	1249	4	-0,734
50	2549,9	6	-0,8591	1308,1	3	-0,7237
100	2585,6	5	-0,8458	1326,9	2	-0,7085

La intensidad se calcula mediante la siguiente expresión:

$$I = C * (D + H)^m$$

Donde, I: Intensidad en (mm/h), D: La Duración de la Lluvia (min), C, h, m, son parámetros de la curva IDF para cada estación pluviométrica.

En la Figura 122 y Figura 123, se muestra las curvas IDF para las estaciones San Antonio de Prado (2701038) y San Cristóbal (2701046), respectivamente.

Teniendo en cuenta la influencia de las estaciones San Antonio de Prado (2701038) y San Cristóbal (2701046) sobre cada una de las cuencas analizadas (P01 a P06), se determinó el porcentaje de incidencia de cada una de ellas en las vertientes de interés, información que se muestra en la Tabla 39 y Tabla 40.

Tabla 39. Influencia de las estaciones en las cuencas de interés.

Estación	Código	P01		P02		P03	
		A (km²)	%	A (km²)	%	A (km²)	%
San Antonio de Prado	2701038	1,67	56,27	1,75	41,52	1,75	36,05
San Cristóbal	2701046	1,30	43,73	2,46	58,48	3,10	63,95

Tabla 40. Influencia de las estaciones en las cuencas de interés (Continuación).

Estación	Código	P04		P05		P06	
		A (km²)	%	A (km²)	%	A (km²)	%
San Antonio de Prado	2701038	1,76	30,16	1,76	28,61	1,76	27,75
San Cristóbal	2701046	4,07	69,84	4,38	71,39	4,58	72,25

En este sentido se considera que los modelos lluvia-escorrentía utilizan parámetros tanto morfológicos como climáticos, por lo que resulta necesario determinar la lluvia de diseño con el cálculo apropiado de la duración de la lluvia, que en general, se toma igual al tiempo de concentración de la cuenca.

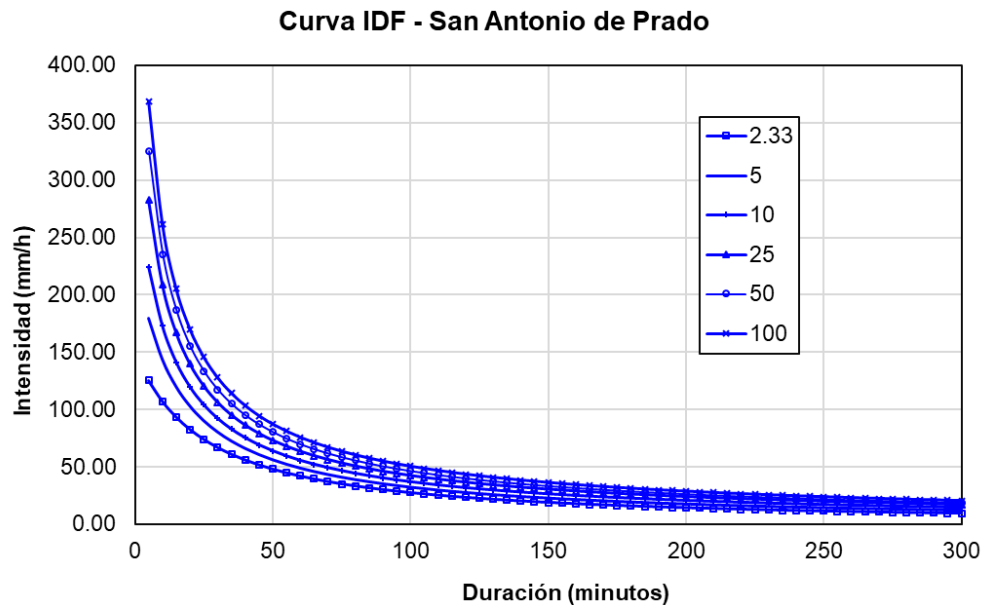


Figura 122. Curva IDF estación San Antonio de Prado (2701038).

En la Tabla 41 y Tabla 42, se presenta las intensidades (mm/h) correspondientes a cada periodo de retorno y la precipitación total de la lluvia, teniendo en cuenta que el tiempo de concentración asumido para cada cuenca de la quebrada La Picacha, con valores de 20, 22, 26, 28, 30 y 32 min en los sitios P01, P02, P03, P04, P05 y P06, respectivamente, estimada como el promedio ponderado entre la intensidad estimada para las estaciones San Antonio de Prado (2701038) y San Cristóbal (2701046), según su porcentaje de influencia.

Tabla 41. Intensidad de diseño y precipitación total de la lluvia para las cuencas de análisis.

TR	P01		P02		P03	
	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)
2,3	76,06	25,35	70,69	25,92	64,45	27,93
5	96,00	32,00	88,77	32,55	79,84	34,60
10	111,85	37,28	103,17	37,83	92,26	39,98
25	131,67	43,89	121,39	44,51	108,14	46,86

50	146,48	48,83	134,93	49,48	119,95	51,98
100	160,54	53,51	147,75	54,17	131,11	56,81

Curva IDF - San Cristóbal

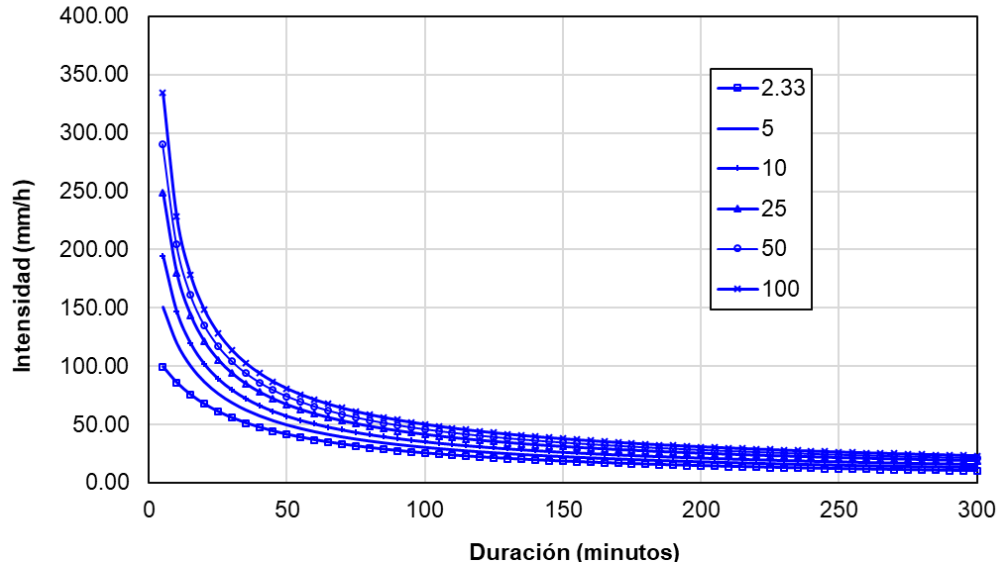


Figura 123. Curva IDF estación San Cristóbal (2701046).

Tabla 42. Intensidad de diseño y precipitación total de la lluvia para las cuencas de análisis (Continuación).

TR	P04		P05		P06	
	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)
2,3	61,33	28,62	58,94	29,47	56,80	30,29
5	75,64	35,30	72,34	36,17	69,41	37,02
10	87,24	40,71	83,28	41,64	79,77	42,54
25	102,19	47,69	97,43	48,71	93,22	49,72
50	113,29	52,87	107,93	53,97	103,20	55,04
100	123,77	57,76	117,87	58,93	112,66	60,08

8.5.3 Método de las Hidrógrafas Unitarias

El modelo de hidrógrafa unitaria asume que la función de transformación de precipitación en escorrentía al interior de la cuenca, es lineal del tipo convolutiva (Chow et al., 1994). La hidrógrafa unitaria (ó hidrograma unitario) se define como la respuesta de la cuenca en forma de escorrentía directa, que resulta de una precipitación efectiva de profundidad unitaria, uniformemente distribuida sobre la cuenca y de duración específica igualmente unitaria.

En este estudio se determinaron los caudales máximos utilizando tres diferentes hidrógrafas unitarias sintéticas las cuales son: hidrógrafa unitaria de Snyder, Clark y la del SCS. La filosofía para la construcción de cada una de estas hidrógrafas, así como los parámetros necesarios, y en general la metodología de aplicación del método de las hidrógrafas unitarias puede ser consultado en Chow et al. (1994). Hay dos grandes parámetros involucrados en esta metodología; ellos son el histograma de precipitación efectiva y la distribución de la lluvia en el tiempo.

- **Precipitación efectiva**

La precipitación efectiva es la parte de la precipitación total que contribuye a la escorrentía directa. Para simular las pérdidas de la precipitación, esto es, la cantidad de agua que se pierde por intercepción en la vegetación, almacenamiento en depósitos del suelo y por infiltración, se usa el método del número de curva del SCS (Soil Conservation Service), cuyos detalles de la metodología pueden ser consultados en Chow et al., (1994).

$$P_e = \frac{(P_{acum} - Ia)^2}{P_{acm} - Ia + S} \quad S = \left(\frac{1.000}{CN} - 10 \right) * 25,4 \quad Ia = 0,2 * S$$

Donde P_e es la Precipitación efectiva, I_a : las abstracciones iniciales, CN el denominado Número de curva, y S la capacidad de almacenamiento.

- **Número de Curva**

El intervalo del número de curva es desde 0 a 100 y es función de la textura, la cobertura, tipo de tratamiento superficial que éste presente, de su condición hidrológica y los antecedentes de humedad del suelo que pueda relacionarse con la precipitación en los 5 días anteriores. Entre menor sea el número de curva, más bajo es el potencial de escorrentía.

Para ello, el uso del suelo y su cobertura fue tomado del estudio: Coberturas Vegetales, Uso Actual del Suelo y Determinación de Conflictos de Usos del Suelo con Base En el POT de la Zona Rural del Municipio de Medellín, desarrollado por la Universidad Nacional de Colombia, Sede Medellín, en el año 2009. Esta información fue complementada con las coberturas disponibles en el estudio Plan de Ordenamiento y Manejo de la Cuenca Aburrá – POMCA, adelantado en el año 2006, por la comisión conjunta (Área Metropolitana del Valle de Aburrá- AMVA, La

Corporación Autónoma Regional del Centro de Antioquia – CORANTIOQUIA y La Corporación Autónoma Regional Rionegro – Nare, CORNARE), para la zona urbana y que presenta incidencia dentro de las cuencas de estudio.

La humedad antecedente del suelo está definida en tres grupos:

AMC-I: Para suelos secos.

AMC-II: Para suelo intermedios.

AMC-III: Para suelos húmedos.

Inicialmente se pensó en utilizar los números de curva (CN por su sigla en inglés) propuestos por la SCS para suelos tipo II, es decir para condiciones antecedentes de humedad intermedia. Sin embargo, se decidió utilizar en su lugar el número de curva para suelos tipo III (condiciones antecedentes de humedad alta) con el objetivo de ser un poco más conservadores al momento de definir los caudales de diseño. La transformación de una humedad antecedente AMC II a AMCIII se realiza mediante la siguiente expresión:

$$CN(III) = \frac{23 * CN(II)}{10 + 0,13 * (CNII)}$$

Además del número de curva, también se requiere ubicar la zona dentro de un grupo hidrológico del suelo, el cual está definido como el potencial de infiltración después de una lluvia prolongada. Los números de curva han sido tabulados por el Soil Conservation Service (SCS) con base en el tipo y uso del suelo. Se definen cuatro grupos de suelos:

Grupo de Suelo A: Alta infiltración (baja escorrentía). Suelos derivados de rocas metamórficas cubiertos con vegetación (bosque o rastrojo alto) con grado de meteorización 30/50 según Brand (1988) y con discontinuidades en la matriz de suelo producto del proceso de descomposición de la roca. Las estructuras heredadas funcionan como canales de flujo principales. La pendiente en este grupo de suelo debe ser inferior a un 7%. También se incluyen los suelos que presentan un efecto geológico marcado por diaclasas y bandeamientos, y cuyo buzamiento se da en ángulos mayores a 60°.

Grupo de Suelo B: Infiltración moderada (escorrentía moderada). Suelos derivados de rocas metamórficas, ígneas o sedimentarias poco denudados con grado de meteorización 0/30 según Brand (1988) y con discontinuidades

difícilmente cartografiables en campo. Las estructuras heredadas ya no son tan importantes en la permeabilidad del conjunto, por lo cual la permeabilidad primaria es la que controla el flujo de agua en el suelo. La pendiente en este grupo de suelo debe ser inferior a un 10%.

Grupo de Suelo C: Infiltración baja (escorrentía de moderada a alta). Suelos residuales derivados de cualquier tipo de roca, y cuyo grado de meteorización se clasifique como residuales maduros (SR, Brand – 1988), en los cuales las propiedades y minerales del material parental no son fácilmente identificables. Esta formación tiene como característica principal que está cubierta por pastos manejados y sus pendientes varían entre un 5 y 15%.

Grupo de Suelo D: Muy poca infiltración (alta escorrentía). Suelos derivados de rocas metamórficas, ígneas y sedimentarias, cuyo grado de meteorización varía entre 0/90 y en donde la pendiente media excede 15%. El tipo de vegetación en este grupo no es de mayor importancia ya que el fuerte gradiente topográfico impide la recarga de los acuíferos en la zona, generando por el contrario un flujo hipodérmico hasta aflorar nuevamente en superficie y hacer parte del agua que se aporta al canal principal de la cuenca. En este grupo se encuentran las áreas urbanizadas con poca vegetación (10%).

En la Tabla 43, se presentan los diferentes tipos de coberturas vegetales con sus respectivos CN, discretizados por la clasificación hidrológica de cada tipo de suelo.

Tabla 43. Número de Curva para los diferentes tipos de cobertura.

Descripción uso del suelo		Grupo suelo hidrológico			
		A	B	C	D
Residencial					
Tamaño medio del lote	% promedio Impermeabilidad				
1/8 de acre o menos	65	77	85	90	92
1/4 de acre	38	61	75	83	87
1/3 de acre	30	57	72	81	86
1/2 de acre	25	54	70	80	85
1 acre	20	51	68	79	84
Parqueadero pavimentado, tejados, vías de acceso, etc		98	98	98	98
Calles y avenidas					
Pavimentos con cuneta y alcantarillado pluvial		98	98	98	98
Grava		76	85	89	91

Descripción uso del suelo	Grupo suelo hidrológico			
	A	B	C	D
Tierra	72	82	87	89
Áreas comerciales (85% impermeabilidad)	89	92	94	95
Distritos industriales (72% impermeabilidad)	81	88	91	93
Áreas libres, zonas verdes, parques, campos de golf				
Condiciones buenas: Zona verde en 75% o más de área	39	61	74	80
Condiciones aceptables: Zona verde de 50% a 75% del área	49	69	79	84
Baldío	77	86	91	94

El mapa de coberturas vegetales se muestra en la Figura 124. A partir de esta información, se definió el número de curva adecuado para cada una de las coberturas de las cuencas. En la Tabla 44 y

Tabla 45, se presentan los porcentajes del área total de las cuencas con relación a cada cobertura.

Tabla 44. Usos del suelo en la cuenca de análisis.

Cobertura	CN	P01		P02		P03	
		Área	%	Área	%	Área	%
		(km ²)		(km ²)		(km ²)	
Bosque Natural	60	0,001	0,049	0,001	0,034	0,001	0,030
Bosque Plantado	62	0,472	15,896	0,472	11,204	0,472	9,728
Pasto Limpio	68	0,000	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000
Construcciones	95	0,042	1,425	0,109	2,580	0,131	2,705
Cultivos	75	0,080	2,692	0,146	3,462	0,149	3,072
Pasto Manejado	68	0,350	11,798	0,350	8,308	0,350	7,213
Pasto Natural	67	0,868	29,234	1,391	33,003	1,603	33,018
Rastrojo Alto	66	0,777	26,188	1,157	27,442	1,383	28,497
Rastrojo Bajo	66	0,347	11,699	0,523	12,415	0,657	13,537
Suelo Desnudo	78	0,030	1,018	0,065	1,551	0,107	2,200

Se determinaron los porcentajes de influencia de cada una de las coberturas disponibles sobre las vertientes de estudio, para luego determinar el número de curva mediante el cálculo del promedio ponderado.

Para el análisis realizado, se utilizarán los números de curva en una condición AMCIII, correspondiente a un escenario más crítico en cuanto a la respuesta

hidrológica de las cuencas, ya que considera mayor impermeabilización de las vertientes de interés.

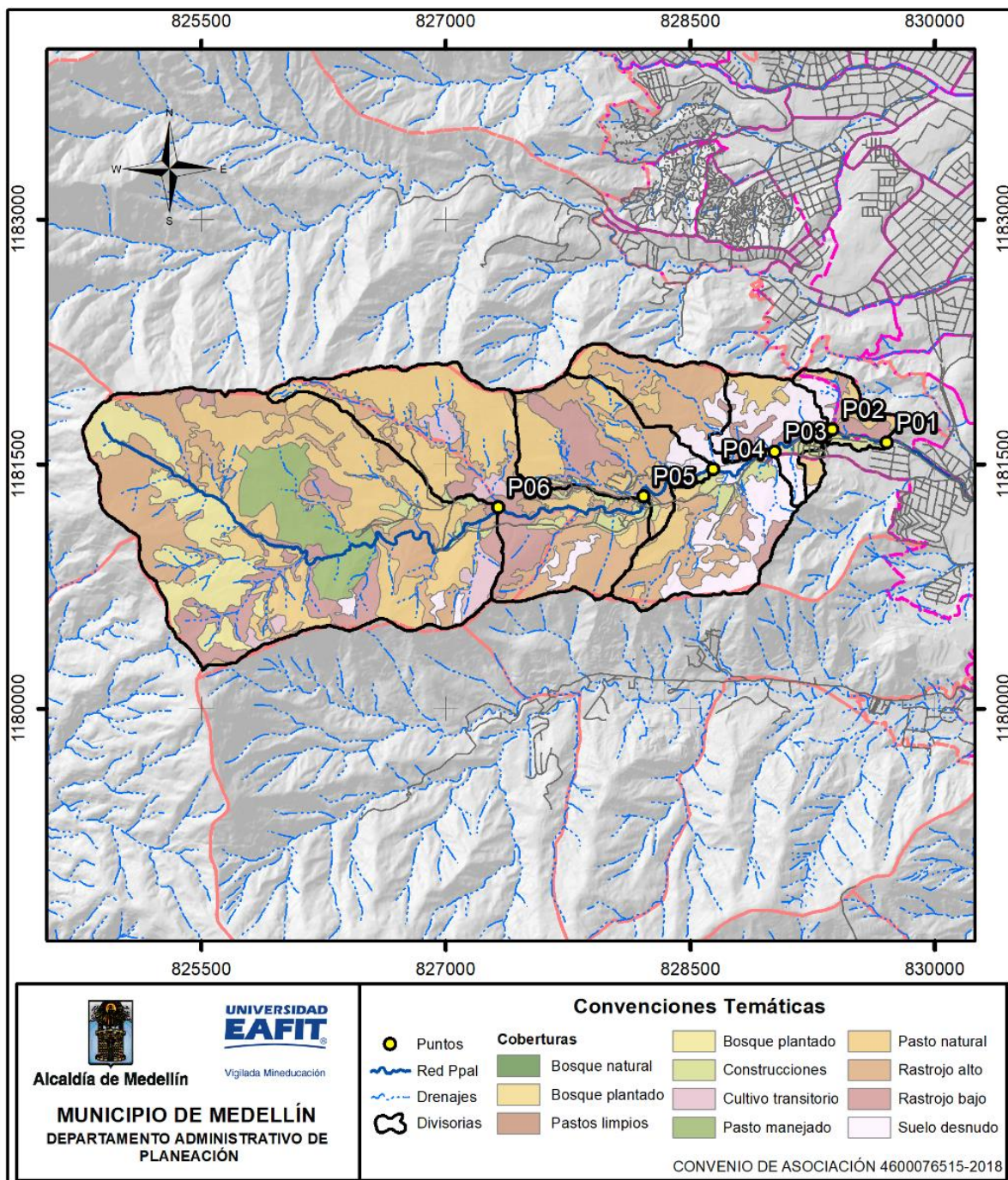


Figura 124. Coberturas vegetales en las cuencas de las corrientes de estudio.

Tabla 45. Usos del suelo en la cuenca de análisis (Continuación).

Cobertura	CN	P04		P05		P06	
		Área	%	Área	%	Área	%
		(km ²)		(km ²)		(km ²)	
Bosque Natural	60	0,001	0,025	0,001	0,024	0,001	0,023
Bosque Plantado	62	0,472	8,100	0,472	7,684	0,472	7,451
Pasto Limpio	68	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Construcciones	95	0,193	3,310	0,216	3,521	0,245	3,867
Cultivos	75	0,149	2,558	0,149	2,426	0,149	2,353
Pasto Manejado	68	0,350	6,006	0,350	5,698	0,350	5,525
Pasto Natural	67	1,741	29,862	1,797	29,240	1,870	29,511
Rastrojo Alto	66	1,813	31,096	1,814	29,511	1,814	28,616
Rastrojo Bajo	66	0,707	12,124	0,775	12,612	0,825	13,013
Suelo Desnudo	78	0,403	6,919	0,571	9,284	0,611	9,641

En la Tabla 46, se presentan los números de curva para las condiciones AMC II y AMC III en cada una de las cuencas analizadas.

Tabla 46. Números de Curva estimados para cada una de las cuencas.

Cuenca	CN_II	CN_III
P01	66,67	82,14
P02	67,29	82,55
P03	67,41	82,63
P04	68,11	83,09
P05	68,45	83,31
P06	68,60	83,40

- **Modelo HEC – HMS**

El HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System) es un programa de simulación hidrológica tipo evento, lineal y semidistribuido, desarrollado para estimar las hidrógrafas de salida en una cuenca o varias subcuencas (caudales máximos y tiempos al pico) a partir de condiciones extremas de lluvias, aplicando para ello algunos de los métodos de cálculo de hietogramas de diseño, pérdidas por infiltración, flujo base y conversión en escorrentía directa.

El programa se deriva directamente del HEC-1, y conserva en esencia la misma filosofía de introducción de datos y secuencia de cálculos. El HMS, incluye la mayor

parte de las rutinas de HEC-1 (algunas parecen haber sido obviadas) e incorpora como elementos adicionales:

Un método de transformación lineal de la escurrentía (basado en una modificación del hidrograma unitario de Clark) que puede utilizarse en una representación de la cuenca a través de celdas, con datos distribuidos de precipitación obtenidos por ejemplo de registros de radar.

Una opción de pérdida distribuida de humedad en suelos que aplica el mismo principio de las celdas y puede utilizarse en simulaciones sobre períodos largos (de días o meses) y

Una opción de optimización, un poco más versátil que la del HEC-1.

- *Funcionamiento*

El programa incluye una interfaz gráfica para el usuario (GUI) que le permite introducir la información necesaria para una simulación, manejar los componentes de análisis hidrológico a través de módulos integrados, y obtener respuestas gráficas o tabuladas de fácil comprensión e impresión. Para definir la estructura de las cuencas, el programa considera los siguientes elementos: Subcuencas (subbasins), Tramos de tránsito (routing reach), Uniones (junctions), Embalses (reservoirs), Fuentes (Sources), Sumideros (sinks), Derivaciones (diversions).

Con estos siete componentes, se puede elaborar una cuenca tan compleja como requiera el problema que está tratando y como permita la información de campo disponible. Si se cuenta con información digital de campo, el HMS incluye la opción de trabajar la cuenca con subdivisiones en grillas o celdas, cada una de las cuales almacena información pertinente respecto a la precipitación, área, pendientes y condición de humedad del suelo. Los elementos anteriores se disponen en forma de redes dendríticas con un orden o secuencia lógica para realizar los cálculos desde las subcuencas que conforman las cabeceras aguas arriba hasta el punto de salida de todo el caudal aguas abajo. El programa trabaja con tres módulos básicos que definen en su conjunto el proyecto de simulación de la cuenca:

Módulo de precipitación: permite seleccionar uno de seis patrones de precipitación (tipos de hietogramas) del evento de tormenta que más se ajuste a las posibles condiciones de la cuenca, incluyendo la introducción manual de los datos de la lluvia de diseño.

Módulo de la cuenca: permite la representación del sistema físico con los elementos antes citados, y la inclusión de las características morfométricas y de condición del suelo para cada uno de ellos. Así, cada componente incluye la información necesaria para construir la hidrógrafa total de salida.

Módulo de control: incluye las fechas de inicio y culminación de los datos de lluvia y caudal para la simulación (u optimización) y los intervalos de tiempo para realizar los cálculos.

El programa será utilizado para la conversión de la precipitación en escorrentía directa, teniendo como insumo las características morfométricas de la cuenca a estudiar, las condiciones de pérdidas hidrológicas y la precipitación total calculada. Para el caso en estudio, se realizará el cálculo para las hidrógrafas unitarias sintéticas de SCS, Snyder y Clark, teniendo como base la conversión de la precipitación total a precipitación neta a partir del número de curva.

- ***Distribución temporal de la lluvia***

Para la distribución temporal de la lluvia se utilizó el diagrama elaborado por Huff (1967) que se presenta en la Figura 125, para lluvia con una probabilidad de excedencia del 50%. En los modelos lluvia-escorrentía, para determinar la tormenta de diseño, es necesario hallar la distribución de la lluvia en el tiempo. Para este propósito existen diferentes metodologías (Diagrama de Huff, Histograma triangular, Bloque alterno). Como ya se mencionó para este estudio, los valores de distribución de la lluvia en el tiempo fueron tomados del Diagrama de Huff (ver Figura 125) para el primer cuartil (más severos) con una probabilidad de ocurrencia del 50% (Chow, et al., 1994), tal como se presenta en la Tabla 47.

Tabla 47. Distribución en porcentaje de la lluvia con relación a la duración de la tormenta (%).

T acm	P acm	T acm	P acm	T acm	P acm
0	0	40	80	80	94
10	16	50	85	90	98
20	52	60	87	100	100
30	69	70	91	-	-

Teniendo en cuenta que la transformación de lluvia en escorrentía se realizará utilizando el software HEC – HMS, y que el programa tiene intervalos de lluvia preestablecidos, se optó por discriminar la tormenta de diseño cada 2 min. Se

estimó la distribución temporal de la lluvia para las cuencas de la quebrada La Picacha en sus puntos P01, P02, P03, P04, P05 y P06, partiendo de la duración total de la lluvia, subdivididos cada 10%, 9,09%, 7,69%, 7,14%, 6,67% y 6,25%, respetivamente.

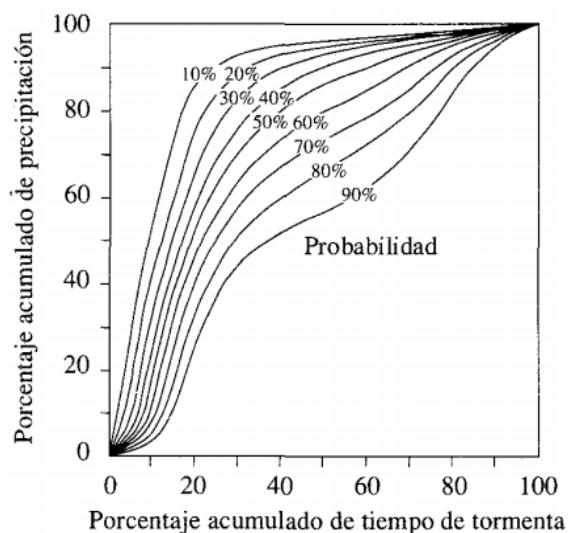


Figura 125. Diagrama distribución temporal de la lluvia, según Huff – 1967, Chow et al, 1994.

En la Tabla 48 y Tabla 49, se presenta el porcentaje de la lluvia total para cada intervalo de tiempo, y para las cuencas de la quebrada La Picacha, objeto de estudio.

Tabla 48. Distribución de la lluvia en el tiempo según el método asumido.

P01			P02			P03		
T (min)	%T	%P	T (min)	%T	%P	T (min)	%T	%P
2	10,00	16,00	2	9,09	14,55	2	7,69	12,31
4	20,00	52,00	4	18,18	45,45	4	15,38	35,38
6	30,00	69,00	6	27,27	64,36	6	23,08	57,23
8	40,00	80,00	8	36,36	76,00	8	30,77	69,85
10	50,00	85,00	10	45,45	82,73	10	38,46	78,31
12	60,00	87,00	12	54,55	85,91	12	46,15	83,08
14	70,00	91,00	14	63,64	88,45	14	53,85	85,77
16	80,00	94,00	16	72,73	91,82	16	61,54	87,62
18	90,00	98,00	18	81,82	94,73	18	69,23	90,69
20	100,00	100,00	20	90,91	98,18	20	76,92	93,08
-	-	-	22	100,00	100,00	22	84,62	95,85

P01			P02			P03		
T (min)	%T	%P	T (min)	%T	%P	T (min)	%T	%P
-	-	-	-	-	-	24	92,31	98,46
-	-	-	-	-	-	26	100,00	100,00

Tabla 49. Distribución de la lluvia en el tiempo según el método asumido (Continuación).

P04			P05			P06		
T (min)	%T	%P	T (min)	%T	%P	T (min)	%T	%P
2	7,14	11,43	2	6,67	10,67	2	6,25	10,00
4	14,29	31,43	4	13,33	28,00	4	12,50	25,00
6	21,43	54,43	6	20,00	52,00	6	18,75	49,88
8	28,57	66,57	8	26,67	63,33	8	25,00	60,50
10	35,71	75,29	10	33,33	72,67	10	31,25	70,38
12	42,86	81,43	12	40,00	80,00	12	37,50	77,25
14	50,00	85,00	14	46,67	83,33	14	43,75	81,88
16	57,14	86,43	16	53,33	85,67	16	50,00	85,00
18	64,29	88,71	18	60,00	87,00	18	56,25	86,25
20	71,43	91,43	20	66,67	89,67	20	62,50	88,00
22	78,57	93,57	22	73,33	92,00	22	68,75	90,50
24	85,71	96,29	24	80,00	94,00	24	75,00	92,50
26	92,86	98,57	26	86,67	96,67	26	81,25	94,50
28	100,00	100,00	28	93,33	98,67	28	87,50	97,00
-	-	-	30	100,00	100,00	30	93,75	98,75
-	-	-	-	-	-	32	100,00	100,00

- **Hietograma e Hidrógrafa de Crecientes**

Una vez tenida la información requerida por el modelo hidrológico utilizado, se puede determinar los hietogramas efectivos para las cuencas de interés, y que corresponde a la precipitación que realmente puede convertirse en escorrentía directa (ver Figura 126 a Figura 131). Dentro de estas figuras, se puede apreciar la precipitación efectiva y las pérdidas hidrológicas para cada intervalo de tiempo asumido en la modelación hidrológica, donde la suma entre ambas variables representa la precipitación total disponible.

El tramo de análisis de la quebrada La Picacha, inicia a la altura de la calle 30 con carrera 110, cerca al tanque operado por Empresas Públicas de Medellín, y finaliza a la altura de la calle 31 B con carrera 100 A, recorriendo una longitud aproximada de 3,5 km.

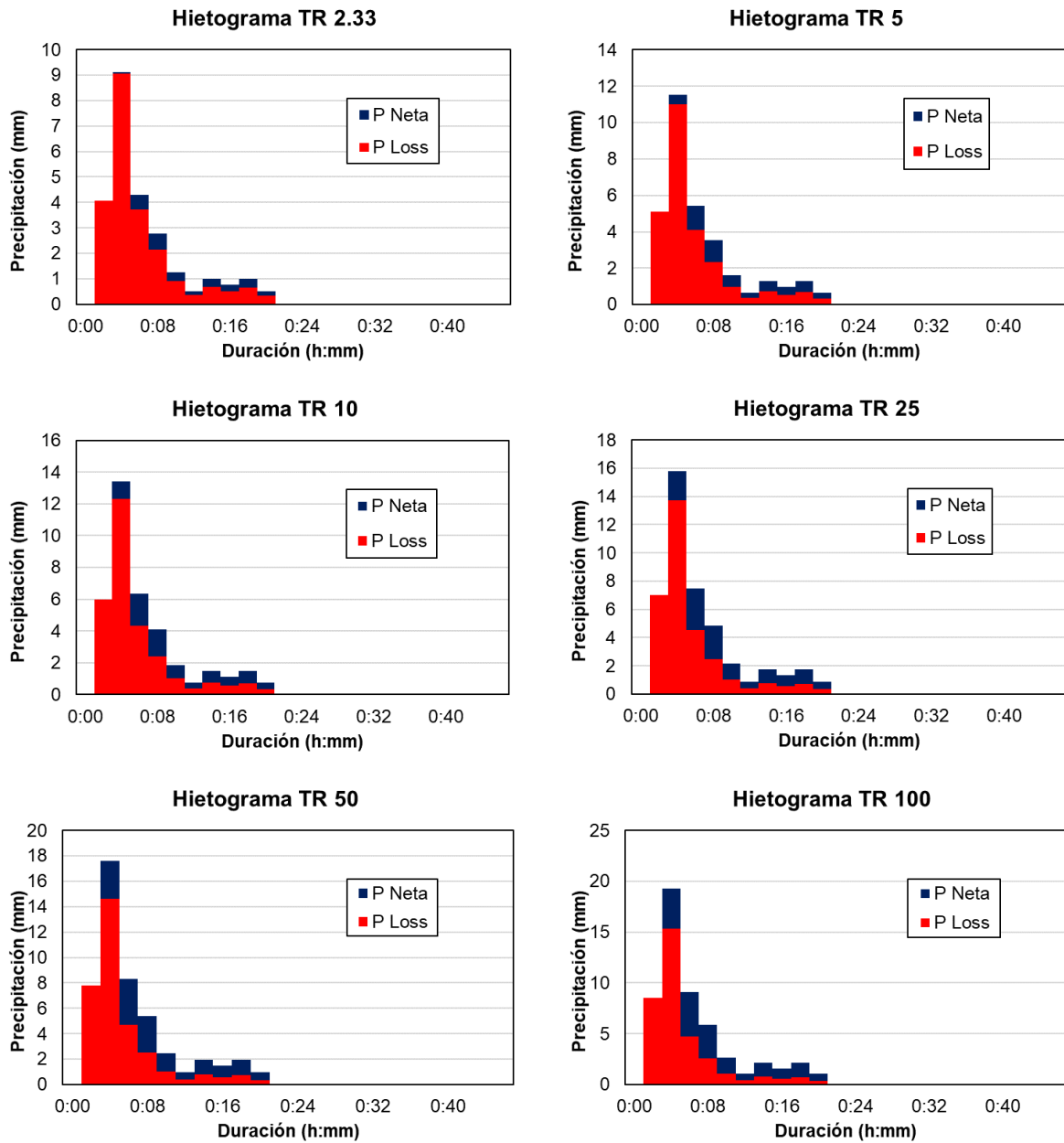


Figura 126. Hietogramas de precipitación efectiva, quebrada La Picacha P01.

Considerando la longitud de estudio, se realiza la evaluación hidrológica de la quebrada La Picacha a partir de seis (6) puntos de control, iniciando en el sitio P01, ubicado aguas abajo del tanque operado por Empresas Públicas de Medellín E.S.P. y finalizando en el sitio P06, cercano a la carrera 101, colindante a la terminal de

buses de la empresa COONATRA, iniciando la zona rural dentro de la vereda San Pablo.

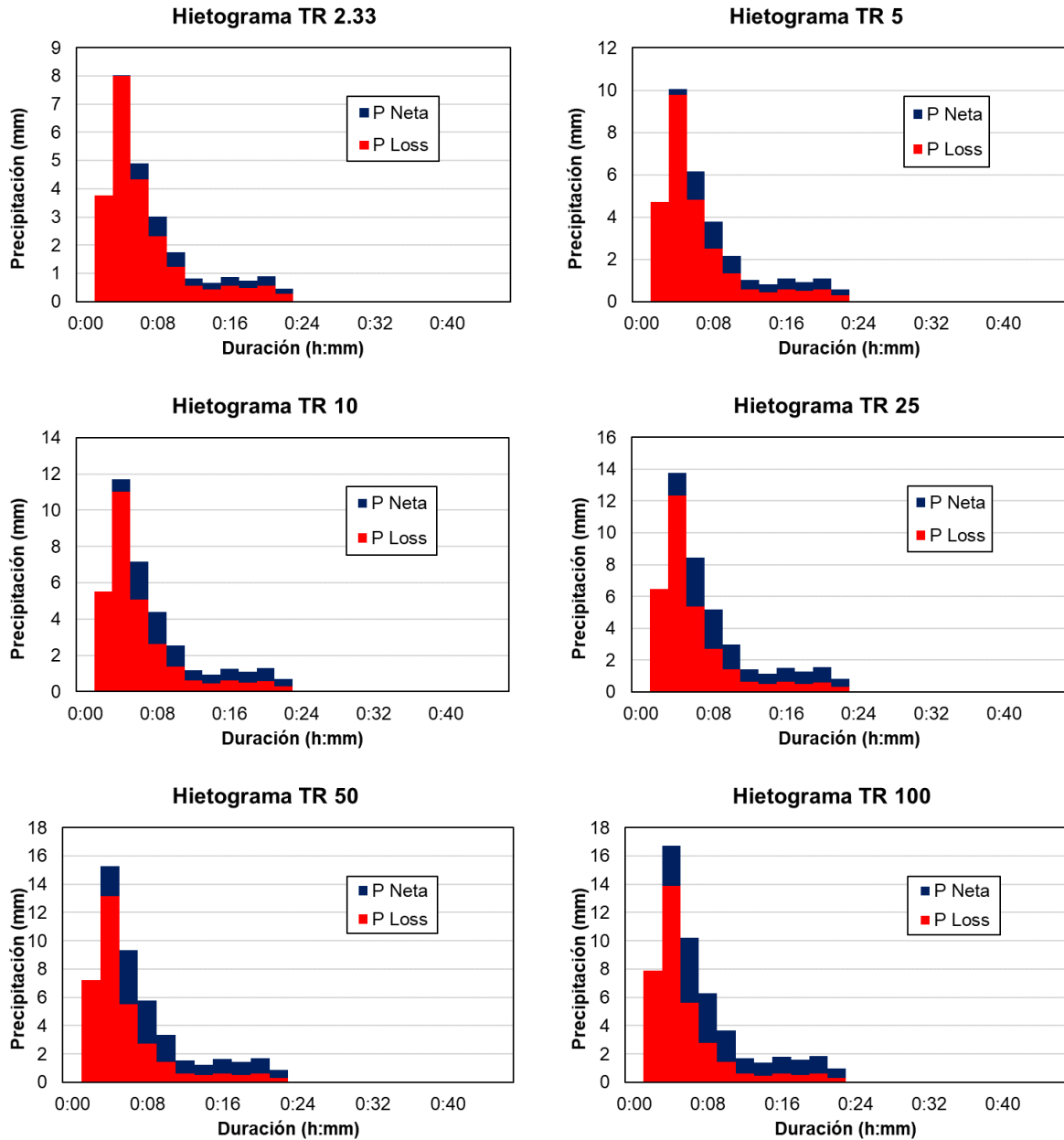


Figura 127. Hietogramas de precipitación efectiva, quebrada La Picacha P02.

A medida que aumenta el área de drenaje de la cuenca en los diferentes puntos de control, se presenta el incremento en el área de drenaje, longitud de cauce, entre

otros parámetros que representan el aumento en la duración de la lluvia de diseño, parámetros requeridos dentro del análisis hidrológico.

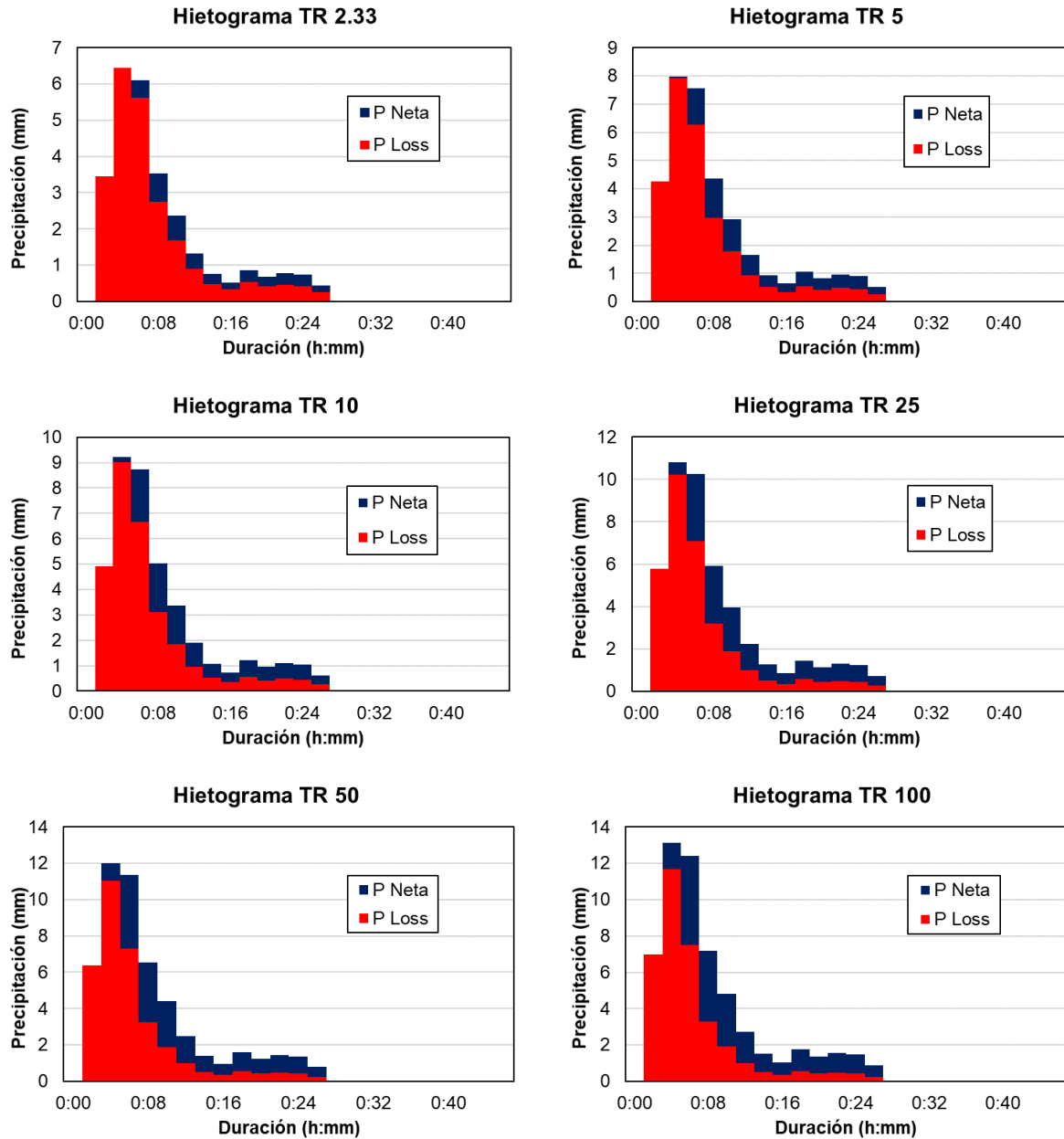


Figura 128. Hietogramas de precipitación efectiva, quebrada La Picacha P03.

Los tiempos de concentración asumidos en cada uno de los puntos de control fueron de 20, 22, 26, 28, 30 y 32 minutos, valores que representan adecuadamente el

tránsito hidrológico desde la zona alta de la cuenca hasta los diferentes sitios de interés.

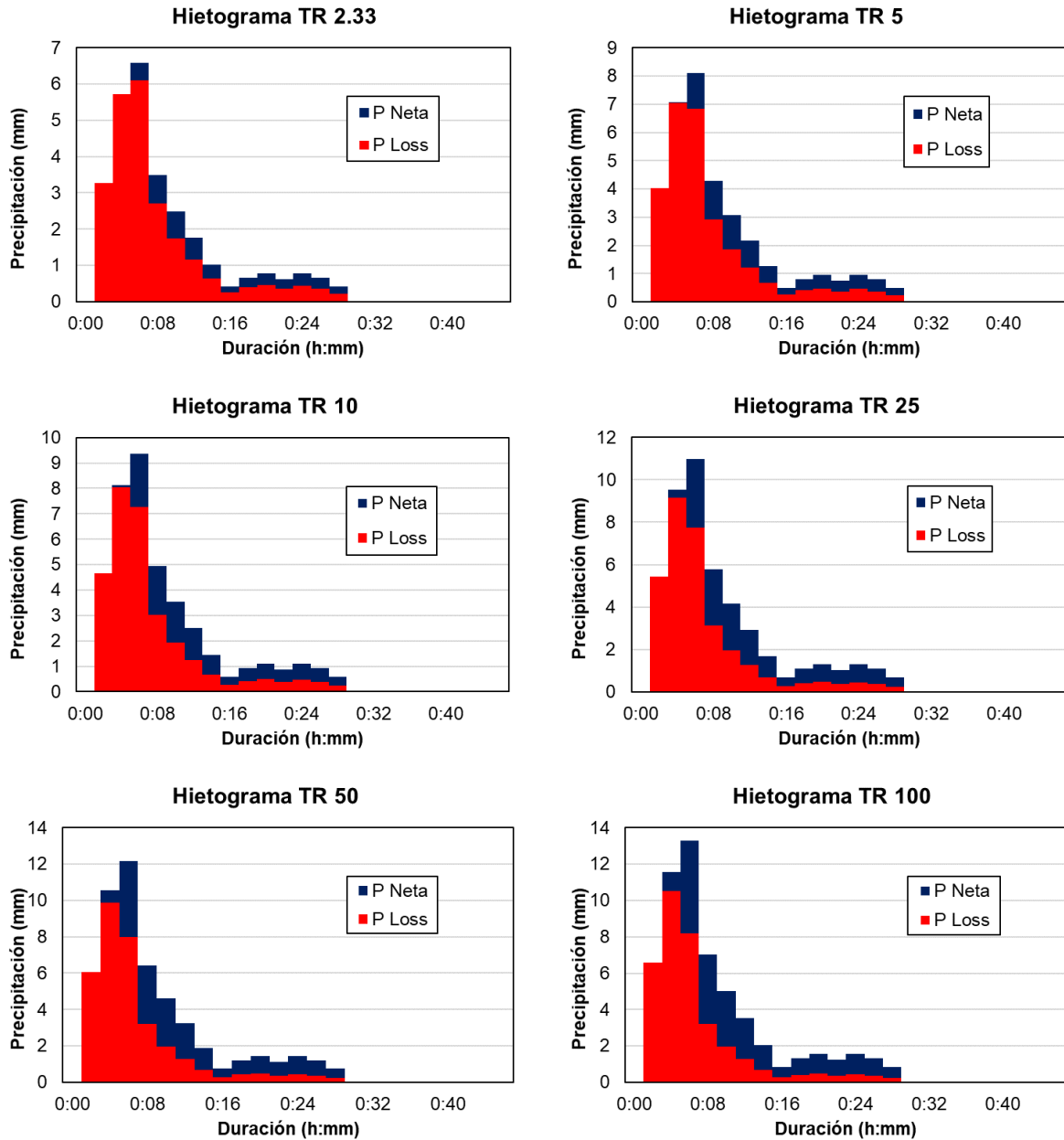


Figura 129. Hietogramas de precipitación efectiva, quebrada La Picacha P04.

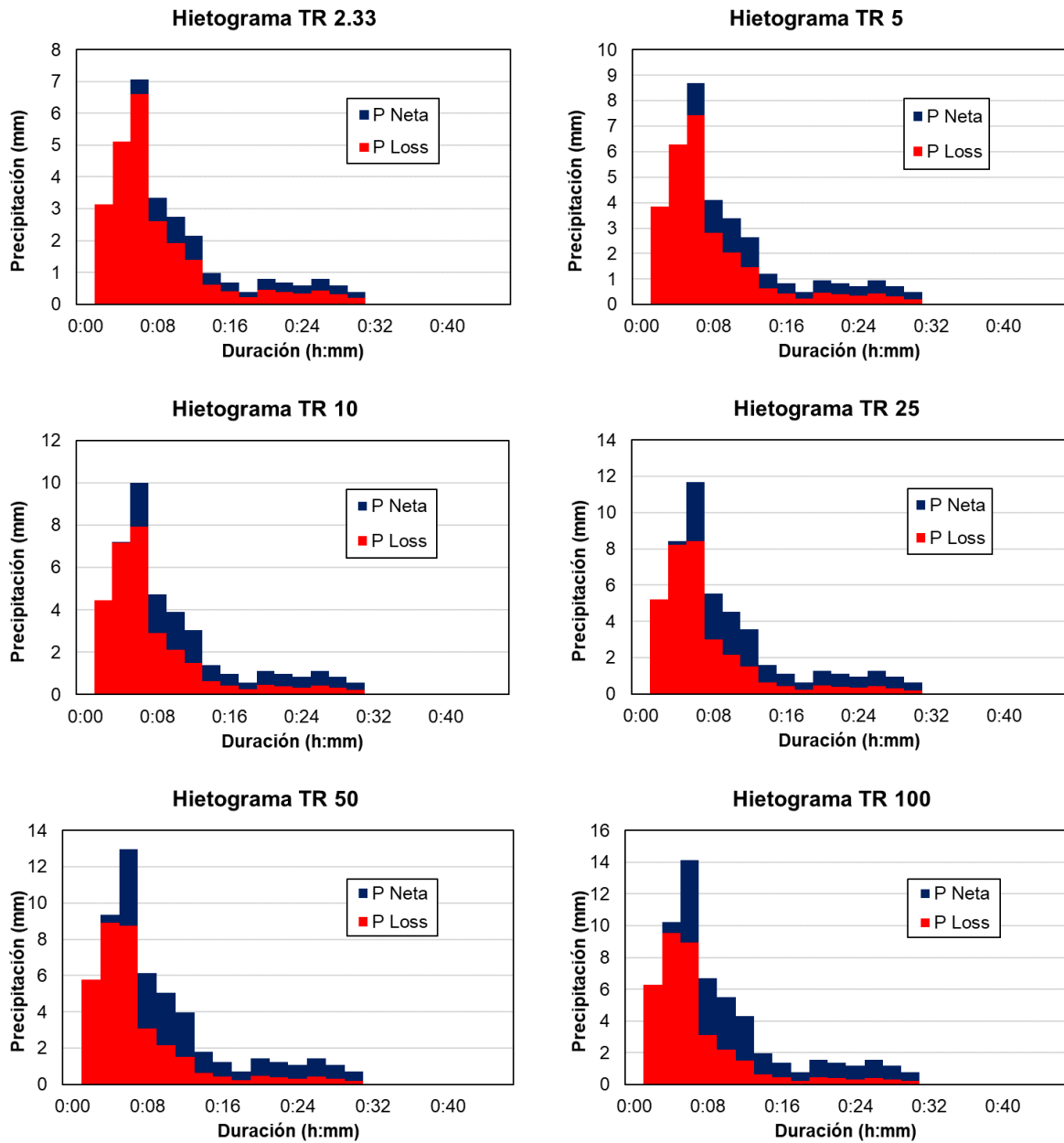


Figura 130. Hietogramas de precipitación efectiva, quebrada La Picacha P05.

La precipitación neta, corresponde a la precipitación total disponible estimada a partir de la intensidad de lluvia dentro de las estaciones de interés, a la cual se le extrae la lámina de agua que es capturada por la superficie de la vertiente como pérdidas hidrológicas. Esto permite estimar la cantidad de precipitación que puede

convertirse en escorrentía directa y finalmente representar el volumen pico para un punto determinado.

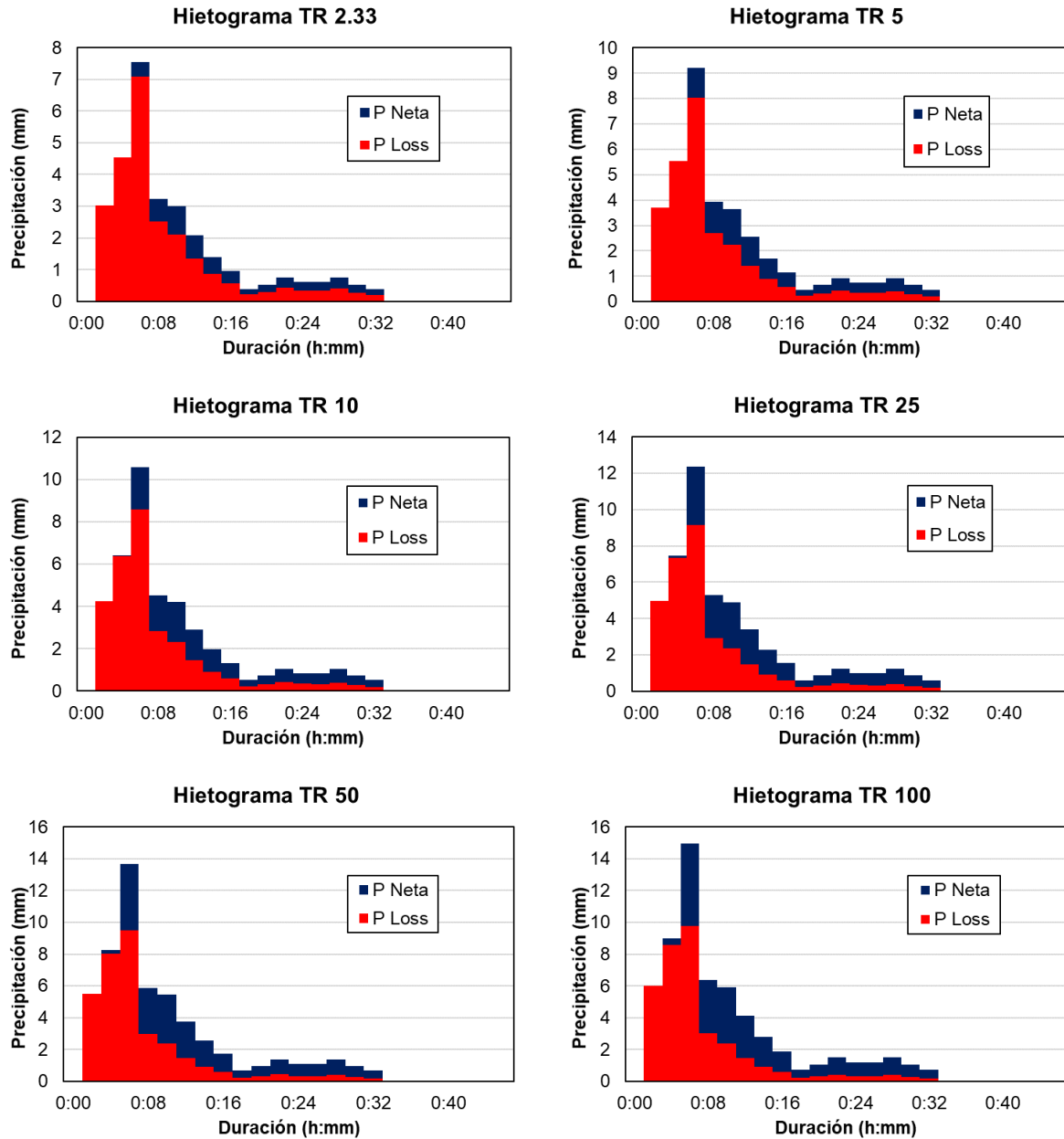


Figura 131. Hietogramas de precipitación efectiva, quebrada La Picacha P06.

En la Figura 132 a Figura 137, se presentan los hidrogramas de crecientes para los métodos de Snyder, SCS y Clark, que fueron implementados en la estimación de

los caudales máximos en la quebrada La Picacha, a través de los diferentes puntos de control asumidos para dicho análisis.

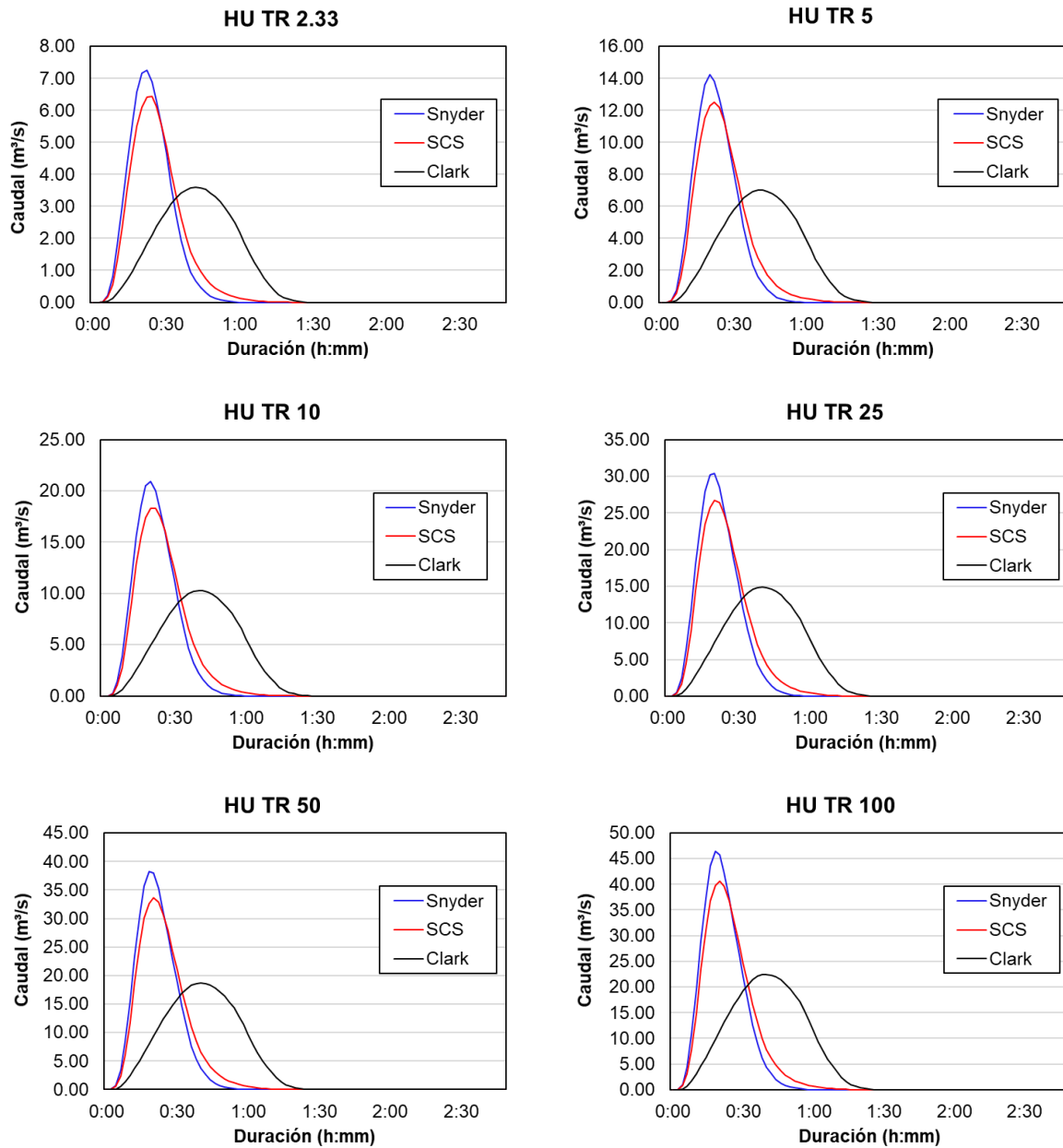


Figura 132. Hidrogramas de crecientes, quebrada La Picacha P01.

Para el caso específico del método de Clark, se determinaron los parámetros de TC y R, requeridos en la modelación hidrológica del método y que fueron descritos en

el Anexo 1: “Documento Metodológico” relacionado con el método de Clark, así como dentro del aparte donde se definen los procedimientos para estimar el tiempo de concentración.

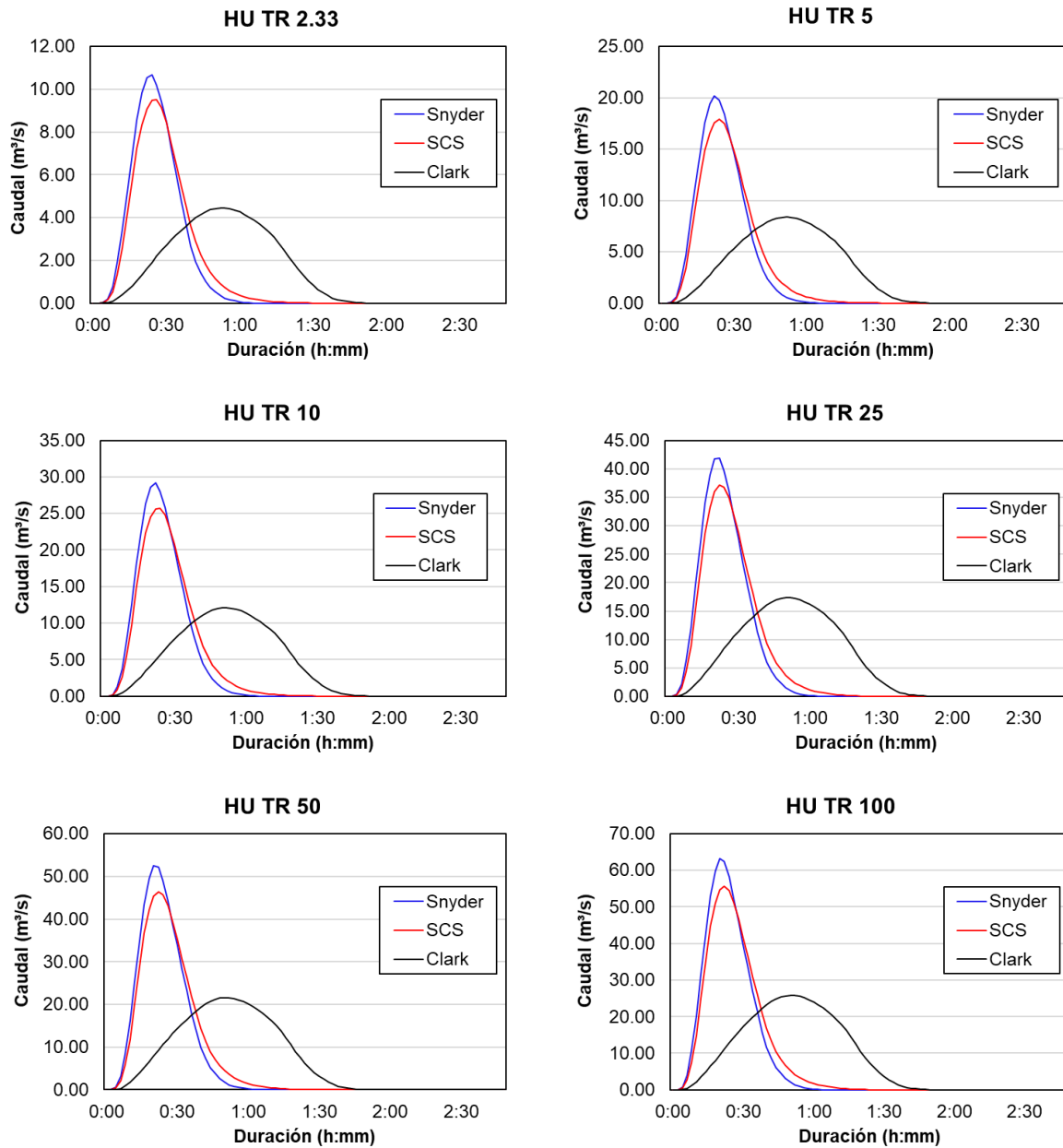


Figura 133. Hidrogramas de crecientes, quebrada La Picacha P02.

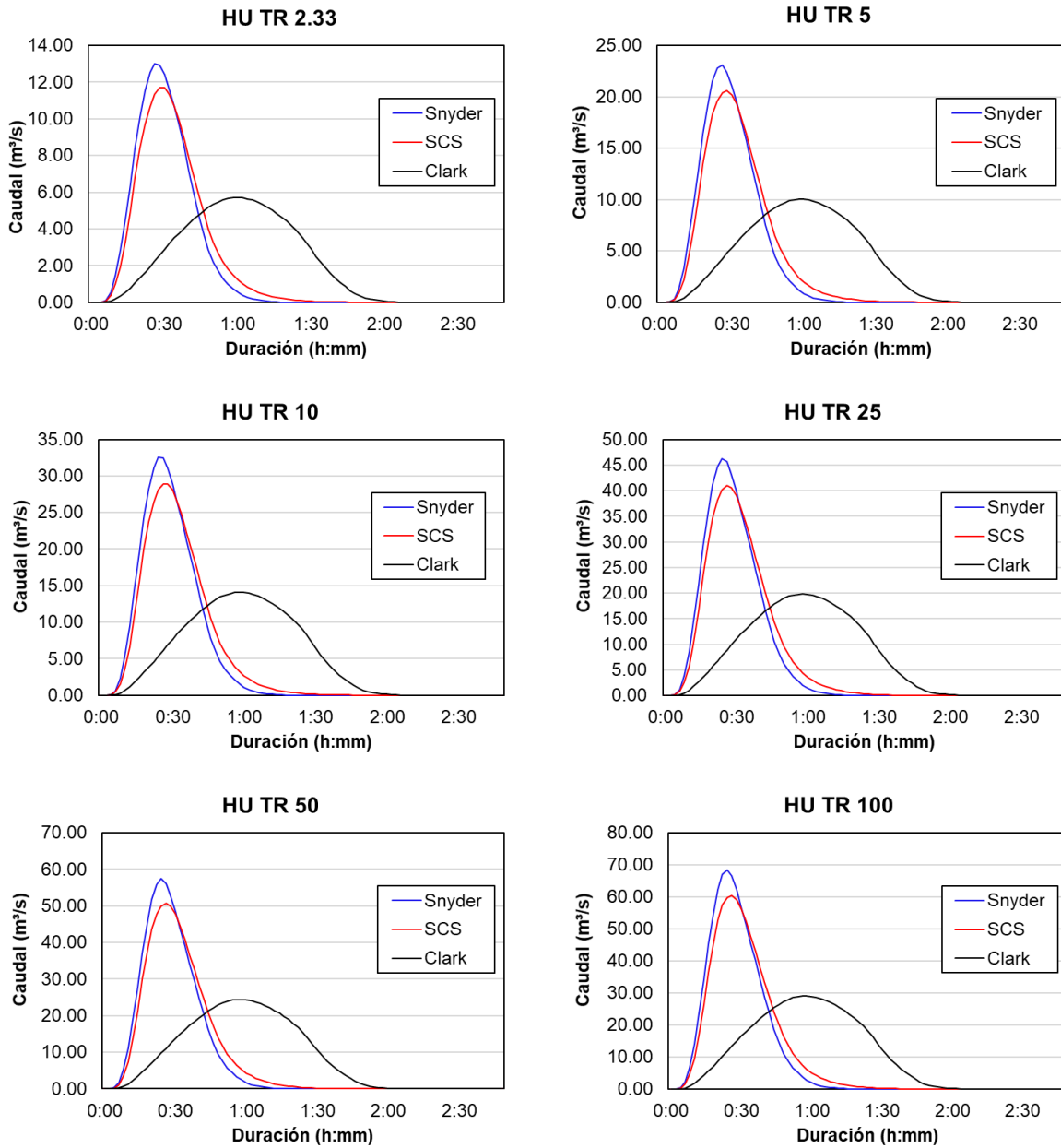


Figura 134. Hidrogramas de crecientes, quebrada La Picacha P03.

En general, se presenta un mayor caudal para la quebrada La Picacha en los diferentes sitios de análisis, dados por el método de Snyder y un caudal más bajo por el método de Clark.

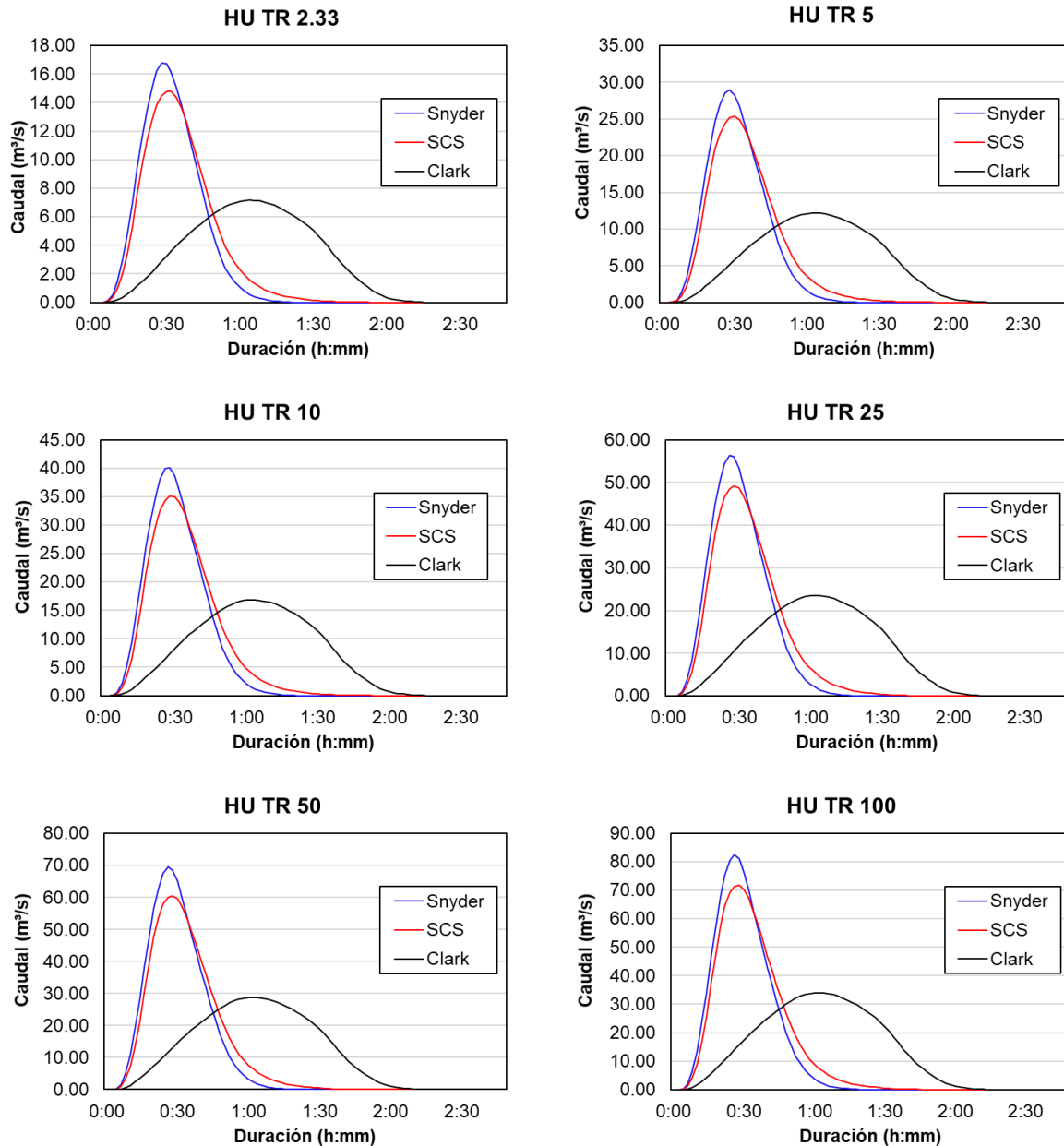


Figura 135. Hidrogramas de crecientes, quebrada La Picacha P04.

La explicación para que el caudal estimado por el método de Clark, presente una diferencia tan marcada con los demás métodos, es que dicho método, utiliza un tiempo de concentración determinado por la expresión definida para dicho procedimiento, valor que se encuentra muy por encima del tiempo de concentración

promedio de la cuenca, y, por lo tanto, representa una mayor retención de la precipitación en el área, mostrando así un menor caudal pico.

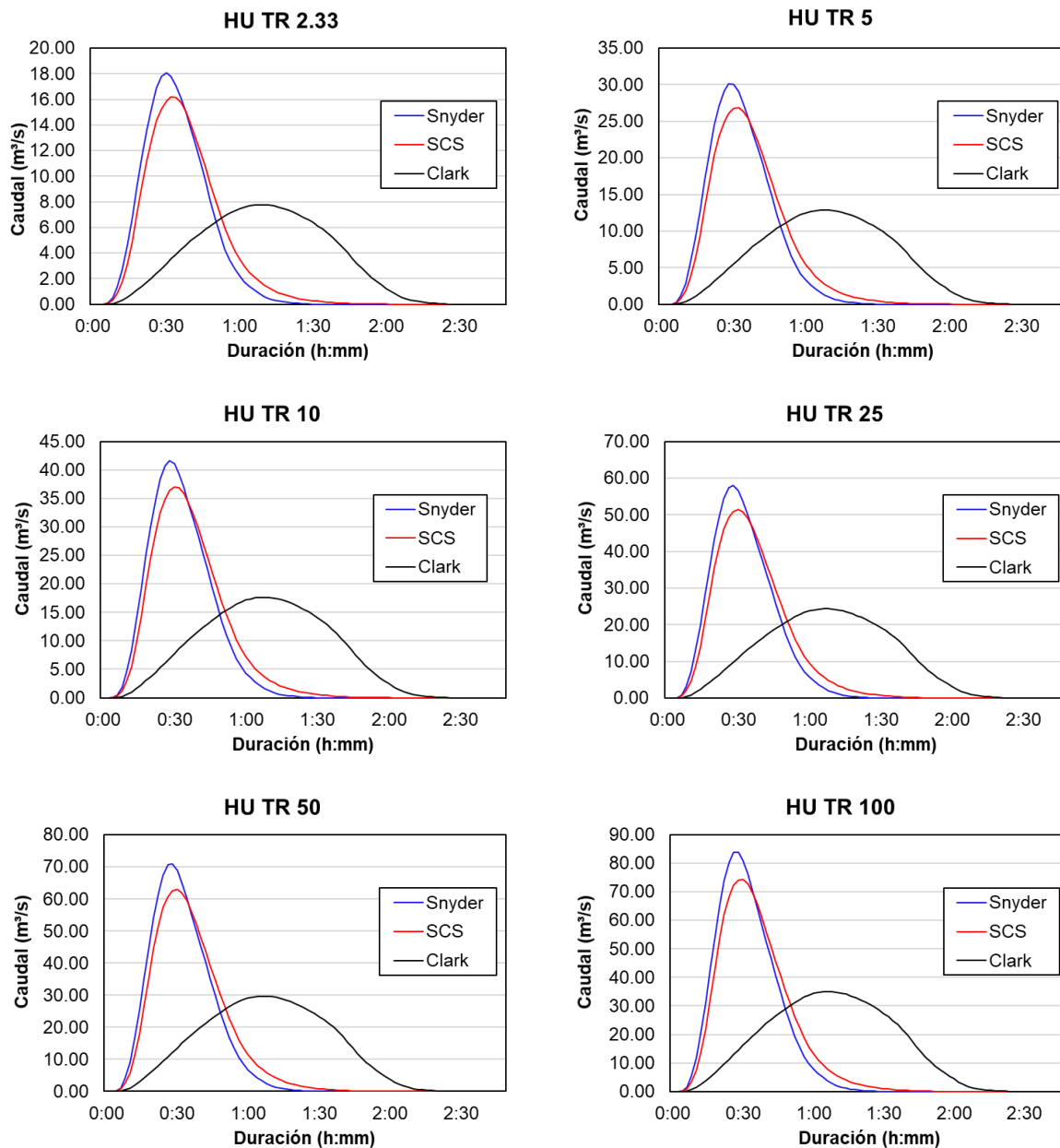


Figura 136. Hidrogramas de crecientes, quebrada La Picacha P05.

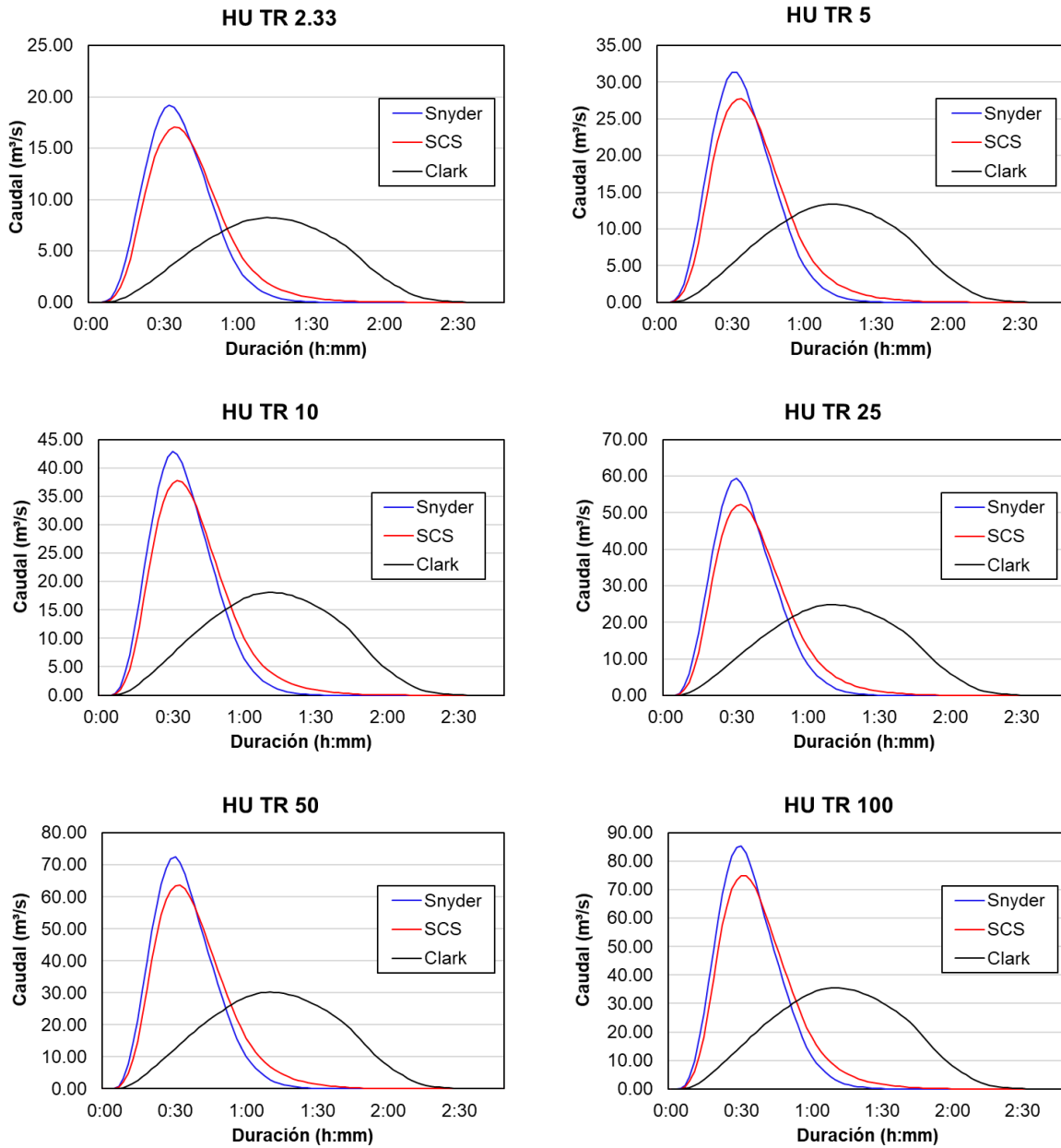


Figura 137. Hidrogramas de crecientes, quebrada La Picacha P06.

8.5.4 Método Racional Probabilístico

Con este método puede hallarse el caudal con la siguiente expresión:

$$Q = \frac{C * I * A}{3,6}$$

Donde C: Coeficiente de escorrentía, I: Intensidad de la lluvia (mm/h) y A: Área de la cuenca (km²). 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:

$$Es = \text{Escorrentía} \quad y \quad P = \text{precipitación}$$

La escorrentía superficial (Es) que genera cualquier evento de precipitación (P) se puede cuantificar mediante el método del número de curva. Admitiendo la relación habitual $I_a = 0,2 \times S$ (Infiltración inicial), se tiene que:

$$Es = \frac{(P - I_a)^2}{P + 4 * I_a} \rightarrow C = \frac{Es}{P} = \frac{(P - I_a)^2}{P^2 + 4 * P * I_a}$$

Otra forma de estimar el coeficiente de escorrentía, es el procedimiento tabular planteado por Ven Te Chow (1994), el cual consiste en asignar un valor de coeficiente de escorrentía a una cobertura vegetal específica y para un periodo de retorno dado. En la Tabla 50, se presentan los valores para los coeficientes de escorrentía, según Chow, 1994.

Tabla 50. Coeficientes de escorrentía según Chow, 1994.

Tipo de Superficie	Periodo de Retorno					
	2	5	10	25	50	100
Zonas Urbanas						
Asfalto	0,73	0,77	0,81	0,86	0,90	0,95
Cemento, Tejados	0,75	0,80	0,83	0,88	0,92	0,97
Zonas Verdes						
Condición Pobre (Cobertura inferior al 50%)						
Pendiente Baja (0-2%)	0,32	0,34	0,37	0,40	0,44	0,47
Pendiente Media (2-7%)	0,37	0,40	0,43	0,46	0,49	0,53
Pendiente Alta (>7%)	0,40	0,43	0,45	0,49	0,52	0,55
Condición Media (Cobertura entre 50 y 75%)						
Pendiente Baja (0-2%)	0,25	0,28	0,30	0,34	0,37	0,41
Pendiente Media (2-7%)	0,33	0,36	0,38	0,42	0,45	0,49

Tipo de Superficie	Periodo de Retorno					
	2	5	10	25	50	100
Pendiente Alta (>7%)	0,37	0,40	0,42	0,46	0,49	0,53
Condición Alta (Cobertura superior al 75%)						
Pendiente Baja (0-2%)	0,21	0,23	0,25	0,29	0,32	0,36
Pendiente Media (2-7%)	0,29	0,32	0,35	0,39	0,42	0,46
Pendiente Alta (>7%)	0,34	0,37	0,40	0,44	0,47	0,51
Zonas Rurales						
Campos de Cultivos						
Pendiente Baja (0-2%)	0,31	0,34	0,36	0,40	0,43	0,47
Pendiente Media (2-7%)	0,35	0,38	0,41	0,44	0,48	0,51
Pendiente Alta (>7%)	0,39	0,42	0,44	0,48	0,51	0,54
Pastizales, Prados						
Pendiente Baja (0-2%)	0,25	0,28	0,30	0,34	0,37	0,41
Pendiente Media (2-7%)	0,33	0,36	0,38	0,42	0,45	0,49
Pendiente Alta (>7%)	0,37	0,40	0,42	0,46	0,49	0,53
Bosques, Montes Arbolados						
Pendiente Baja (0-2%)	0,22	0,25	0,28	0,31	0,35	0,39
Pendiente Media (2-7%)	0,31	0,34	0,36	0,40	0,43	0,47
Pendiente Alta (>7%)	0,35	0,39	0,41	0,45	0,48	0,52

Partiendo de las coberturas vegetales disponibles en las cuencas, se realizó el cálculo ponderado del coeficiente de escorrentía en la cuenca de la quebrada La Picacha para cada uno de los sitios de control. En la Tabla 51, se presentan los coeficientes de escorrentía escogidos para cada una de las coberturas vegetales, usos del suelo y pendientes disponibles en la cuenca de estudio, que luego y a través del porcentaje disponible de cada cobertura para la cuenca, se determinó el coeficiente promedio para esta.

Tabla 51. Coberturas y Coeficiente de Escorrentía (Ven Te Chow, 1994) en la zona de estudio.

Cobertura	2,33	5	10	25	50	100
Bosque Natural	0,35	0,39	0,41	0,45	0,48	0,52
Bosque Plantado	0,35	0,39	0,41	0,45	0,48	0,52
Pasto Limpio	0,37	0,4	0,42	0,46	0,49	0,53
Construcciones	0,75	0,8	0,83	0,88	0,92	0,97
Cultivos	0,39	0,42	0,44	0,48	0,51	0,54
Pasto Manejado	0,37	0,4	0,42	0,46	0,49	0,53
Pasto Natural	0,37	0,4	0,42	0,46	0,49	0,53

Cobertura	2,33	5	10	25	50	100
Rastrojo Alto	0,33	0,36	0,38	0,42	0,45	0,49
Rastrojo Bajo	0,33	0,36	0,38	0,42	0,45	0,49
Suelo Desnudo	0,40	0,43	0,45	0,49	0,52	0,55

Los porcentajes de influencia de cada una de las coberturas sobre las cuencas de estudio fueron mostrados en la Tabla 43. El procedimiento para determinar el coeficiente de escorrentía que presenta Chow (1994) fue desarrollado con los estándares de la ciudad de Austin Texas. La experiencia en algunos estudios en Antioquia indica que el coeficiente calculado de esta manera sobrestima las crecientes. Una forma de ajustar los coeficientes tomados de Ven Te Chow, a unas condiciones regionales en Antioquia consiste en dividir cada valor en cada periodo de retorno por el coeficiente tomado para el periodo de retorno de 100 años, y este resultado multiplicarlo por el coeficiente del periodo de retorno de 2,33 años.

Tabla 52. Corrección de Coeficiente de Escorrentía – Ven Te Chow, 1994.

TR	P01		P02		P03	
	Tabla	Correc.	Tabla	Correc.	Tabla	Correc.
2.33	0,36	0,25	0,36	0,25	0,36	0,25
5	0,39	0,27	0,39	0,27	0,39	0,27
10	0,41	0,28	0,41	0,29	0,41	0,29
25	0,45	0,31	0,45	0,31	0,45	0,31
50	0,48	0,33	0,49	0,34	0,49	0,34
100	0,52	0,36	0,52	0,36	0,52	0,36

Tabla 53. Corrección de Coeficiente de Escorrentía – Ven Te Chow, 1994 (Continuación).

TR	P04		P05		P06	
	Tabla	Correc.	Tabla	Correc.	Tabla	Correc.
2.33	0,37	0,25	0,37	0,26	0,37	0,26
5	0,40	0,28	0,40	0,28	0,40	0,28
10	0,42	0,29	0,42	0,29	0,42	0,29
25	0,46	0,32	0,46	0,32	0,46	0,32
50	0,49	0,34	0,49	0,34	0,49	0,34
100	0,53	0,37	0,53	0,37	0,53	0,37

Finalmente, se hace un análisis comparativo entre los valores estimados para el coeficiente de escorrentía calculado a partir del número de curva y la precipitación de la cuenca, y el valor determinado según el procedimiento tabular propuesto por Chow, 1994, valores que se muestran en la Tabla 54 y Tabla 55.

Tabla 54. Comparación coeficiente de escorrentía por diferentes procedimientos.

TR	P01		P02		P03	
	F (CN)	Chow	F (CN)	Chow	F (CN)	Chow
2.33	0,12	0,25	0,13	0,25	0,15	0,25
5	0,18	0,27	0,19	0,27	0,21	0,27
10	0,23	0,28	0,24	0,29	0,26	0,29
25	0,28	0,31	0,29	0,31	0,31	0,31
50	0,31	0,33	0,33	0,34	0,35	0,34
100	0,35	0,36	0,36	0,36	0,38	0,36

Tabla 55. Comparación coeficiente de escorrentía por diferentes procedimientos
(Continuación).

TR	P04		P05		P06	
	F (CN)	Chow	F (CN)	Chow	F (CN)	Chow
2.33	0,17	0,25	0,18	0,26	0,19	0,26
5	0,23	0,28	0,24	0,28	0,25	0,28
10	0,28	0,29	0,29	0,29	0,30	0,29
25	0,33	0,32	0,34	0,32	0,35	0,32
50	0,36	0,34	0,38	0,34	0,38	0,34
100	0,39	0,37	0,40	0,37	0,41	0,37

Según los resultados obtenidos en el cálculo del coeficiente de escorrentía por los diferentes métodos aplicados, se puede establecer que para las cuencas P01 a P02, se presenta un valor mayor dado por el método tabular de Chow, 1994, y para el periodo de retorno de 100 años. Sin embargo y para el mismo caudal, a partir de la cuenca P03 hasta P04, se presenta un mayor caudal dado por el método en función del número de curva. Con el fin de asumir un solo procedimiento y garantizar consistencia entre los coeficientes de escorrentía y las cuencas de interés, se utilizarán los valores dados por el método en función del número de curva, ya que presenta para la mayor cantidad de vertientes, los máximos valores para el periodo de retorno de 100 años.

8.6 RESULTADOS

En el capítulo 8.5.3, se presentó cada uno de los hidrogramas de crecientes para las cuencas de estudio y para los diferentes periodos de retorno. En la Tabla 56 a Tabla 58, se presenta el resumen de los caudales estimados, se muestran estos valores de forma gráfica para la quebrada La Picacha, objeto de estudio.

Tabla 56. Caudales máximos estimados por diferentes métodos (m^3/s).

TR	P01				P02			
	Snyder	SCS	Clark	Racional	Snyder	SCS	Clark	Racional
2,33	7,26	6,44	3,60	7,28	10,66	9,52	4,45	10,68
5	14,22	12,53	7,01	14,24	20,19	17,90	8,38	20,11
10	20,92	18,30	10,29	20,88	29,16	25,70	12,06	28,99
25	30,35	26,70	14,92	30,27	41,94	37,12	17,33	41,61
50	38,28	33,61	18,68	37,92	52,51	46,41	21,59	51,81
100	46,43	40,58	22,48	45,61	63,17	55,64	25,81	61,99

Tabla 57. Caudales máximos estimados por diferentes métodos (m^3/s) – Continuación.

TR	P03				P04			
	Snyder	SCS	Clark	Racional	Snyder	SCS	Clark	Racional
2,33	13,03	11,69	5,71	13,10	16,80	14,81	7,15	16,56
5	23,10	20,61	10,02	23,01	28,96	25,35	12,19	28,18
10	32,52	28,91	14,07	32,28	40,11	35,08	16,83	38,98
25	46,31	40,98	19,80	45,44	56,41	49,25	23,48	54,33
50	57,41	50,70	24,41	56,01	69,54	60,54	28,79	66,57
100	68,41	60,32	28,96	66,50	82,49	71,68	34,02	78,68

Tabla 58. Caudales máximos estimados por diferentes métodos (m^3/s) – Continuación.

TR	P05				P06			
	Snyder	SCS	Clark	Racional	Snyder	SCS	Clark	Racional
2,33	18,07	16,19	7,77	18,09	19,22	17,06	8,23	18,99
5	30,13	26,90	12,87	29,98	31,31	27,75	13,36	30,83
10	41,67	36,97	17,62	41,01	42,83	37,76	18,07	41,81
25	58,02	51,40	24,35	56,66	59,34	52,18	24,84	57,39
50	71,05	62,90	29,73	69,10	72,43	63,62	30,22	69,75
100	83,88	74,24	35,02	81,39	85,29	74,86	35,49	81,95

Se puede observar que para la quebrada La Picacha, se tiene un caudal máximo alcanzado por el método de Snyder y un caudal más bajo dado por el método de Clark, situación que se aprecia para cada uno de los seis (6) puntos de control utilizados para el análisis hidrológico.

Según estos resultados, se tienen valores dentro del mismo orden de magnitud para los métodos de Snyder, SCS y Racional, ya que, para el método de Clark, los resultados subestiman considerablemente la variable. Por tal razón, se opta por

estimar el caudal de diseño como el promedio entre los métodos de Snyder, SCS y Racional.

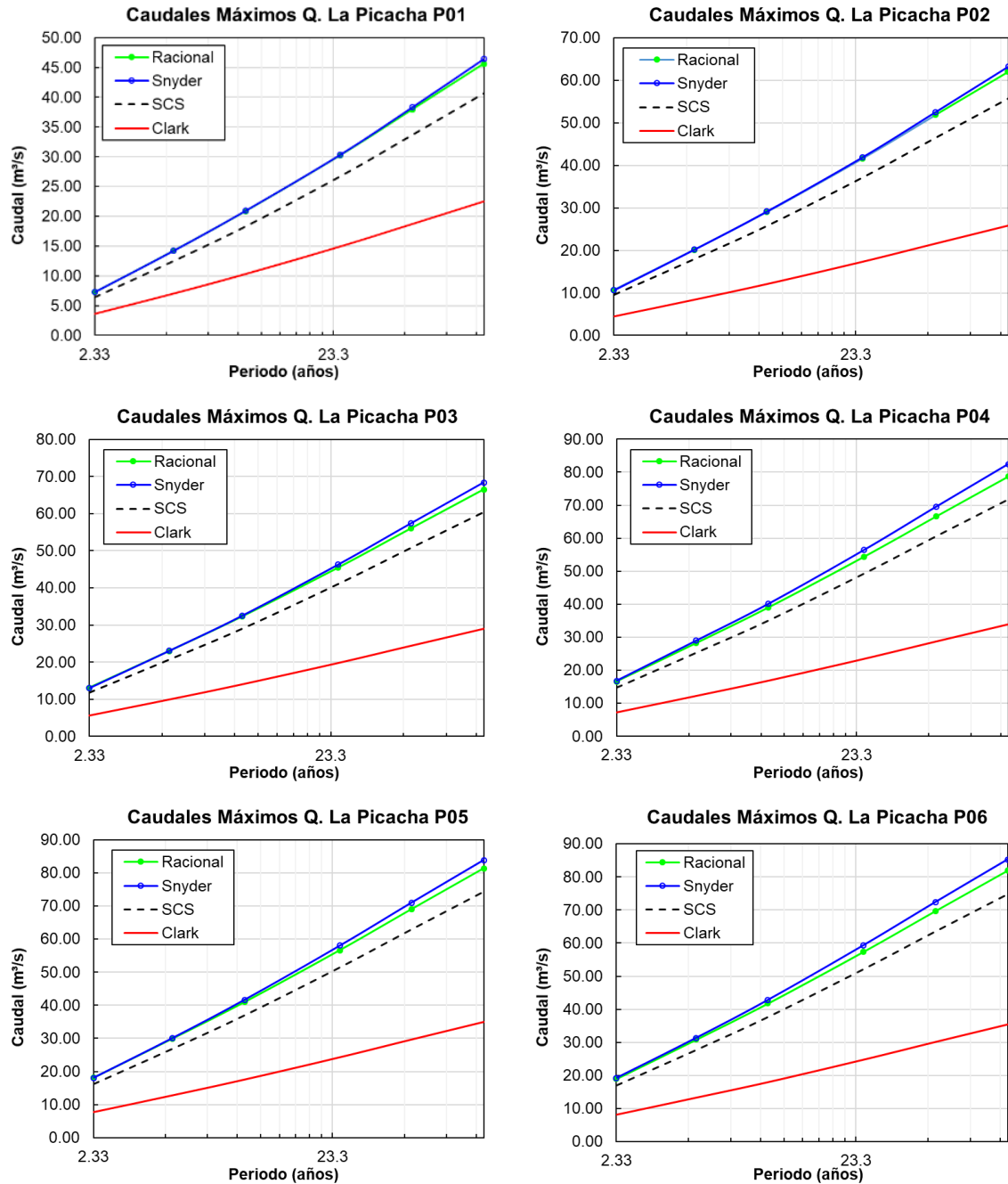


Figura 138. Caudales máximos diferentes métodos, quebrada La Picacha.

Los caudales de diseño asumidos son presentados en la siguiente tabla, para cada periodo de retorno y cuenca analizada. En capítulos posteriores, se realizará la validación de los caudales máximos determinados, teniendo como base la modelación hidráulica, especialmente evaluando el nivel alcanzado por las crecientes extraordinarias sobre el terreno natural y las obras existentes.

Tabla 59. Caudales (m^3/s) corrientes de estudio, quebrada La Picacha.

TR	Cuenca					
	P01	P02	P03	P04	P05	P06
2,33	6,99	10,29	12,60	16,06	17,45	18,42
5	13,67	19,40	22,24	27,50	29,00	29,96
10	20,03	27,95	31,24	38,06	39,88	40,80
25	29,11	40,22	44,25	53,33	55,36	56,30
50	36,60	50,24	54,71	65,55	67,68	68,60
100	44,21	60,27	65,08	77,62	79,83	80,70
A (km^2)	2,96	4,21	4,85	5,83	6,14	6,33

Dentro de los Anexos 6.1 y 6.2, se presentan los archivos digitales del modelo HEC HMS construido para las cuencas de la quebrada La Picacha en sus diferentes puntos de control, y los resultados tabulares para la construcción de las hidrógrafas unitarias sintéticas.

8.7 COMPARACIÓN RESULTADOS – ESTUDIOS PREVIOS

Como análisis complementario, se evaluarán los resultados obtenidos dentro del presente estudio, con caudales máximos estimados en estudios previos. Para ello, se retoman los resultados dados dentro del documento: ELABORACIÓN DE ESTUDIOS Y DISEÑOS DE LA SOLUCIÓN HIDRÁULICA, ESTRUCTURAL Y GEOTÉCNICA EN LA QUEBRADA LA PICACHA DE LA CIUDAD DE MEDELLÍN, CONTRATO No. 4600056418 de 2014, desarrollado por la empresa CONSORCIO GMS 3122, en el año 2015.

Dentro del mencionado estudio, se realizó el análisis hidrológico de la quebrada La Picacha desde la zona del Tanque operado por Empresas Públicas de Medellín E.S.P., en la calle 30 con Carrera 110, hasta la desembocadura sobre la margen izquierda del río Medellín. Dentro de los análisis realizados en el estudio previo (GMS, 2015), se elaboró una ecuación de regresión que permite determinar los caudales máximos de la quebrada La Picacha en función del área de drenaje,

formulación elaborada a partir del cálculo hidrológico realizado en 18 puntos de control. Las expresiones elaboradas en dicho documento se muestran en la Tabla 60.

Tabla 60. Ecuación de Regresión de Caudales Máximos (GMS, 2015).

Periodo de Retorno Tr (Años)	Ecuación Potencial	Coefficiente de determinación (Adimensional)
2.33	$Q_{\text{máx}} = 0,3588 \cdot A^{2,1123}$	0,9873
5	$Q_{\text{máx}} = 1,7914 \cdot A^{1,5341}$	0,9976
10	$Q_{\text{máx}} = 3,5949 \cdot A^{1,3235}$	0,9988
25	$Q_{\text{máx}} = 6,647 \cdot A^{1,1592}$	0,9992
50	$Q_{\text{máx}} = 9,3888 \cdot A^{1,075}$	0,9992
100	$Q_{\text{máx}} = 12,368 \cdot A^{1,012}$	0,9993

Se realizó la aplicación de la ecuación definida para el caudal con periodo de retorno de 100 años, con el fin de verificar los caudales estimados en este documento para las diferentes áreas de drenaje, información mostrada en la Tabla 61.

Tabla 61. Cálculo de caudales (m^3/s) TR100 para diferentes puntos, según ecuación GMS, 2015.

Cuenca	A (km^2)	Q 100, GMS 2015	Q 100 (EAFIT, 2018)
P01	2.96	37.15	44.21
P02	4.21	52.99	60.27
P03	4.85	61.14	65.08
P04	5.82	73.60	77.62
P05	6.14	77.64	79.83
P06	6.33	80.10	80.70

Como puede observarse, los caudales estimados en este documento, se encuentran levemente por encima de los valores estimados a partir de la ecuación de regresión formulada por GMS, 2015, que para el caso del punto P06, se determina un caudal para el periodo de retorno de 100 años por la ecuación de regresión de 80,10 m^3/s y el valor estimado en este documento de 80,70 m^3/s . Por lo tanto, se concluye que el estudio hidrológico desarrollado en este documento, representa adecuadamente las características topográficas y climatológicas de la quebrada La Picacha.

8.8 DESCRIPCIÓN DE CAMPO

Dentro del análisis del paso de crecientes a través del cauce de la quebrada La Picacha, se realizó un recorrido a través de toda la longitud de estudio, iniciando en Planta de Tratamiento de Aguas de EPM, hasta la zona donde se ubica la terminal de buses de la empresa COONATRA, cerca de la carrera 89. Inicialmente se observó la obra de cruce ejecutada por parte del municipio de Medellín en la zona de acceso a la Planta de Empresas Públicas de Medellín E.S.P., correspondiente a un box culvert en conjunto con un canal escalonado en la zona de encole y una placa con muros laterales para la zona de descole (Figura 139).



Figura 139. Obra de cruce quebrada La Picacha, acceso a Planta EPM.

Previo a dicha obra, se contaba con una estructura de cruce conformada por tres tuberías, las cuales eran obstruidas por el arrastre de material al momento de fuertes crecientes, causando el desbordamiento del agua y el paso del flujo a través de las vías aledañas a la corriente. Una vez se ejecutó dicha obra, se cuenta con capacidad hidráulica para el cruce de acceso a la Planta de EPM, así como para un puente ubicado metros aguas abajo, el cual permite la comunicación vial hacia el sector de aguas frías. Para esta zona, se observa un material aluvial de arrastre conformado por guijarros y cantos rodados que alcanzan tamaño hasta 0,50 m, dispuesto en zonas con gravas y arenas como material fino para la corriente de interés (ver Figura 140 a Figura 141).



(a)



(b)

Figura 140. Puente de cruce, hacia sector Aguas Frías y tramo aguas abajo.



(a)



(b)

Figura 141. Material aluvial transportado en la quebrada, tramo superior.

Aguas abajo del puente vehicular que se dirige hacia el sector de Aguas Frías, y sobre la margen derecha, se presentan varias viviendas asentadas sobre la orilla del canal, que, para algunas viviendas, el paramento se ubica sobre el borde del canal principal. Esto genera que, al momento de fuertes crecientes o avenidas torrenciales, el paso del agua se encuentre en contacto con las mencionadas viviendas.

La zona donde se ubican viviendas colindantes a la quebrada para este tramo, cuenta con una longitud aproximada de 170 m en el sentido de la corriente (Figura

142).



(a)



(b)

Figura 142. Viviendas colindantes a quebrada, margen derecha.

El recorrido continuó aguas abajo a la altura de la calle 29 C con carrera 110, donde se ubica un puente vehicular en buenas condiciones, y que, según la información dada por la comunidad residente de la zona, si bien se han presentado crecientes que han alcanzado profundidades cercanas a la cara inferior de la obra, no se ha generado el desbordamiento del agua.

Sin embargo, aguas arriba y aguas abajo del mencionado puente, se presentan viviendas que son afectadas por el paso de las crecientes en la quebrada La Picacha, teniendo en cuenta que las mismas se encuentran colindantes al cauce principal (distancias hasta de 2,0 m), y en dicha zona, la sección del canal cuenta con orillas de baja altura, especialmente sobre la margen izquierda para la zona aguas arriba del puente.

Es por ello, que dichas viviendas pueden ser afectadas por el paso de las máximas crecientes en la corriente, así como por avenidas torrenciales que pueden presentar una mayor carga de sólidos cuyo esfuerzo tractivo es superior y por lo tanto, una mayor fuerza de arrastre sobre dichas viviendas (Figura 143 y Figura 144).

Para esta zona, se cuenta con un tramo de aproximadamente 470 m en los cuales se ubican viviendas sobre las orillas de la quebrada La Picacha, justo colindantes a la banca principal del canal, y donde se pueden generar procesos erosivos debido a la morfodinámica propia de la corriente. Al final de este tramo, justo a la altura de

la calle 30 A (con carrera 110), se presenta un proceso erosivo sobre la margen izquierda de la quebrada, lugar donde se presenta la descarga de un afluente.



(a)



(b)

Figura 143. Tramo aguas arriba de puente calle 29 C con carrera 110.



(a)



(b)

Figura 144. Vista aguas abajo del puente calle 29 C con carrera 110.

Según lo observado en campo, se puede observar un proceso erosivo desde la zona alta del escarpe, con aproximadamente 15,0 m de altura, que dada la inclinación de la ladera, se presenta la descarga del afluente a través de una zona con piedras tipo Rip Rap. El proceso cuenta en la actualidad con crecimiento de vegetación, por lo que se infiere que el mismo se encuentra en aparente estabilidad, sin nuevos desgarrs o desprendimientos de suelo (Figura 145).



Figura 145. Proceso erosivo margen izquierda, aparente inactividad.

Aguas abajo del proceso erosivo mencionado, aproximadamente a 20 m, se ubica un paso peatonal metálico que, según la información dada por los residentes de la zona, cuenta con capacidad para el paso de las crecientes en la corriente de estudio (ver Figura 146).

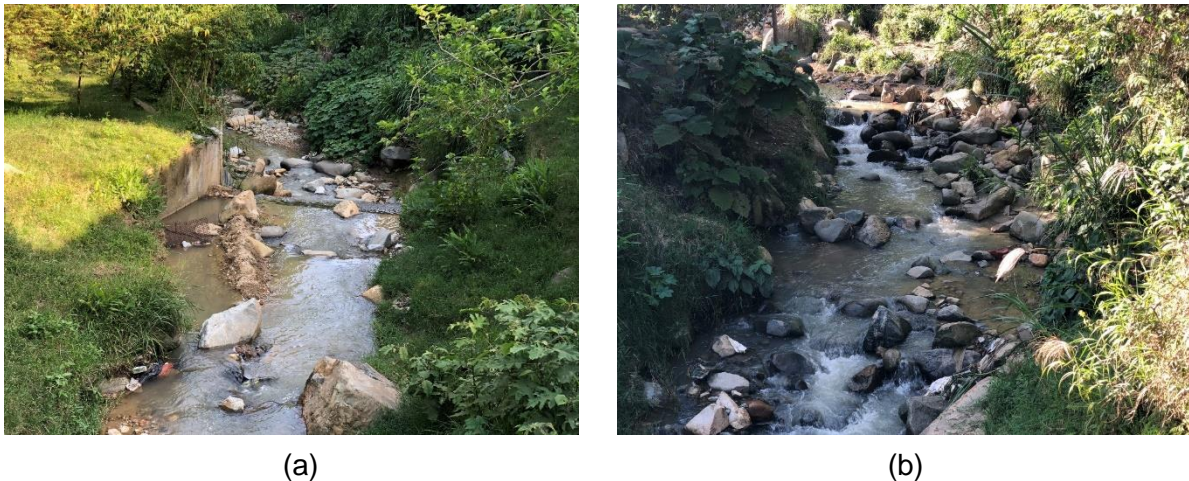


Figura 146. Obra de toma de agua y vista aguas arriba de paso peatonal.

Justo aguas abajo de este puente, se ubica una estructura de captación, conformada por una presa escalonada de aproximadamente 1,50 m de altura. A partir de esta obra, se presentan una serie de mangueras que toma el flujo de la corriente sin conocerse el destino final.

Se continuó el recorrido por esta zona, en el sentido de la corriente (aguas abajo), donde se aprecia un fuerte descenso en el fondo del canal, debido a la fuerte pendiente del lecho, lo cual ha conllevado a la formación de un proceso de incisión, el cual representa la profundización del lecho de forma generalizada para este tramo. Esta condición, es evidente en el desgarre de un talud sobre la margen izquierda del canal, proceso que causó la pérdida parcial de un andén peatonal, y que fue causado por la remoción del suelo desde la base del talud, proceso asociado a la incisión del canal (Figura 147).



Figura 147. Proceso de incisión y proceso erosivo en orilla izquierda.

Una evidencia del proceso de incisión que se presenta en el tramo, se presenta con la descarga de un afluente sobre la margen izquierda, el cual cuenta con un sitio de confluencia ubicado aproximadamente 8,0 m por encima del nivel del fondo de la quebrada La Picacha, por lo cual se genera un proceso erosivo en la entrega, tipo cárcava (Figura 148 y Figura 149).

Es de mencionar que la vivienda ubicada en la zona colindante a la confluencia entre ambas corrientes, presenta varias grietas que infieren un deficiente estado estructural. En este tramo, es necesario el retiro de un muro de contención sobre la margen derecha del canal, justo para la zona final del mismo, ya que dicha obra genera un direccionamiento del flujo hacia la orilla opuesta y puede causar la formación de procesos erosivos.

El recorrido continuó por el tramo colindante a una cancha de arenilla, lugar donde la quebrada La Picacha presenta una serie de procesos erosivos sobre ambas

márgenes y se cuenta con evidencias de depósitos torrenciales a través de la formación de terrazas sobre las orillas del canal principal.



(a)



(b)

Figura 148. Proceso erosivo, aguas abajo y descarga afluente.



(a)



(b)

Figura 149. Descarga afluente, en caída sobre quebrada principal.

En este sector, se ha presentado el desalojo de varias viviendas por parte de la oficina del Departamento Administrativo de Gestión del Riesgo y Desastres – DAGRD del municipio de Medellín (ver Figura 150).



(a)



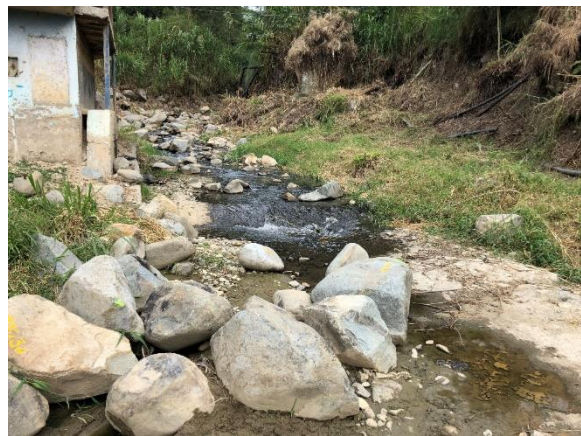
(b)

Figura 150. Condiciones del cauce en zona colindante con cancha deportiva.

Aproximadamente 260 m aguas abajo de dicho lugar, se presenta el acceso a las instalaciones de la ladrillera Las Margaritas, zona en la cual se presentó la obstrucción de unas obras de cruce conformadas por tuberías en concreto, mediante la acumulación de material aluvial de la quebrada. Por tal razón, el flujo de la corriente se presenta ingresa a través del material aluvial para luego descargar a través de la obra de paso. Sin embargo, al momento de fuertes crecientes, el flujo cruza sobre la vía a forma de batea, para luego continuar sobre su canal natural en la zona aguas abajo (Figura 151).



(a)



(b)

Figura 151. Obra de paso, zona de acceso ladrillera Las Margaritas.

Aguas abajo de esta zona, se presenta un tramo aproximadamente de 140 m en los cuales la sección principal del canal se encuentra contenida por varias viviendas, así como muros que conforman los andenes de dichas viviendas, incluyendo un puente peatonal que, según la información dada en la visita, presenta insuficiencia hidráulica para el paso de las crecientes en el corriente de estudio (Figura 152 y Figura 153). Esta zona ha sido afectada por el aumento de los niveles en la quebrada, situación que pone en riesgo la estabilidad de la infraestructura, así como de los residentes del lugar.



Figura 152. Paramentos viviendas colindantes y paso peatonal insuficiente.



Figura 153. Vista aguas abajo del tramo contenido por viviendas.

El recorrido, finalizó en la zona colindante al acceso de la ladrillera el Diamante. En este lugar, se cuenta con un muro de contención sobre la margen izquierda del canal que fue ejecutado por parte del municipio de Medellín, con una longitud aproximada de 150 m, esta obra corresponde a una pantalla apoyada en pilas. Sobre la margen derecha del tramo, se presenta una serie de viviendas que, según el reporte de la comunidad, han sido afectadas en varias ocasiones por niveles extraordinarios, los cuales superan algunos puntos de baja altura y permiten el desbordamiento del agua. Justo en la zona final del tramo, se presenta un paso vehicular hacia la ladrillera, obra que será analizada dentro de la modelación hidráulica (ver Figura 154 y Figura 155).



Figura 154. Muro de contención zona ladrillera El Diamante, y margen opuesta.



(a)



(b)

Figura 155. Zona de cruce, acceso a ladrillera El Diamante y muro margen izquierda.

En general, la quebrada La Picacha para todo el tramo de interés, presenta varias zonas de desbordamiento, las cuales se agravan por la presencia de viviendas en las orillas del canal principal, poniendo en riesgo la estabilidad de la infraestructura colindante. Dentro del presente documento, se evaluarán cada una de las condiciones evidenciadas en el recorrido de campo, así como la propuesta que permita manejar los diferentes procesos y minimizar el riesgo asociado a al comportamiento torrencial de la corriente.

9. ESTUDIO HIDRÁULICO

En este capítulo se presenta el análisis hidráulico de la quebrada La Picacha en una longitud de 3800 m, con el fin de elaborar la mancha de inundación para la creciente máxima o caudal de diseño, que para este análisis, se han acogido las recomendaciones dadas en el Acuerdo Metropolitano 009 de 2012 – Código de Laderas y el Plan de Ordenación y Manejo de la Cuenca del Río Aburrá, 2006, los cuales sugieren que para corrientes con características torrenciales, implementar como caudal de diseño para la elaboración de manchas de inundación, el caudal con periodo de retorno de 100 años mayorado en un 40%.

Este análisis permite determinar la amenaza por avenida torrencial asociada a la quebrada La Picacha en toda la longitud de análisis, información que es complementara con el respectivo análisis geomorfológico, el cual permite contar con la información de terrazas o depósitos aluviotorrenciales en el tramo de estudio.

Para realizar un adecuado análisis hidráulico, se tendrán en cuenta las diferentes condiciones evidenciadas en el recorrido de campo (capítulo 2), con el fin de que el modelo permita representar las condiciones reales de las crecientes de la quebrada La Picacha, y así, estimar con certeza el nivel de creciente del flujo para el caudal de diseño y para el tramo de interés en el presente documento. Estos análisis, permitirán contar con elementos en el planteamiento y propuestas de obras o diferentes alternativas de solución, las cuales se enfoquen en minimizar el riesgo asociado a dicho fenómeno. Este análisis será realizado mediante la implementación del software HEC RAS v 4.1, el cual será explicado más adelante, dentro del presente documento.

9.1 INFORMACIÓN DISPONIBLE

9.1.1 Topografía

Se contó con un levantamiento topográfico de márgenes y lecho de la quebrada La Picacha en el tramo de estudio, el cual se encuentra limitado al Este con la Calle 31 D y al Oeste, aguas arriba con la Planta de Tratamiento de Aguas de EPM, pasando por los sectores de Las Violetas, San Pablo, Aguas Frías y Guanteros, principalmente. En la Figura 156, se presenta el esquema del sitio de análisis con la ubicación de cada una de las secciones transversales.

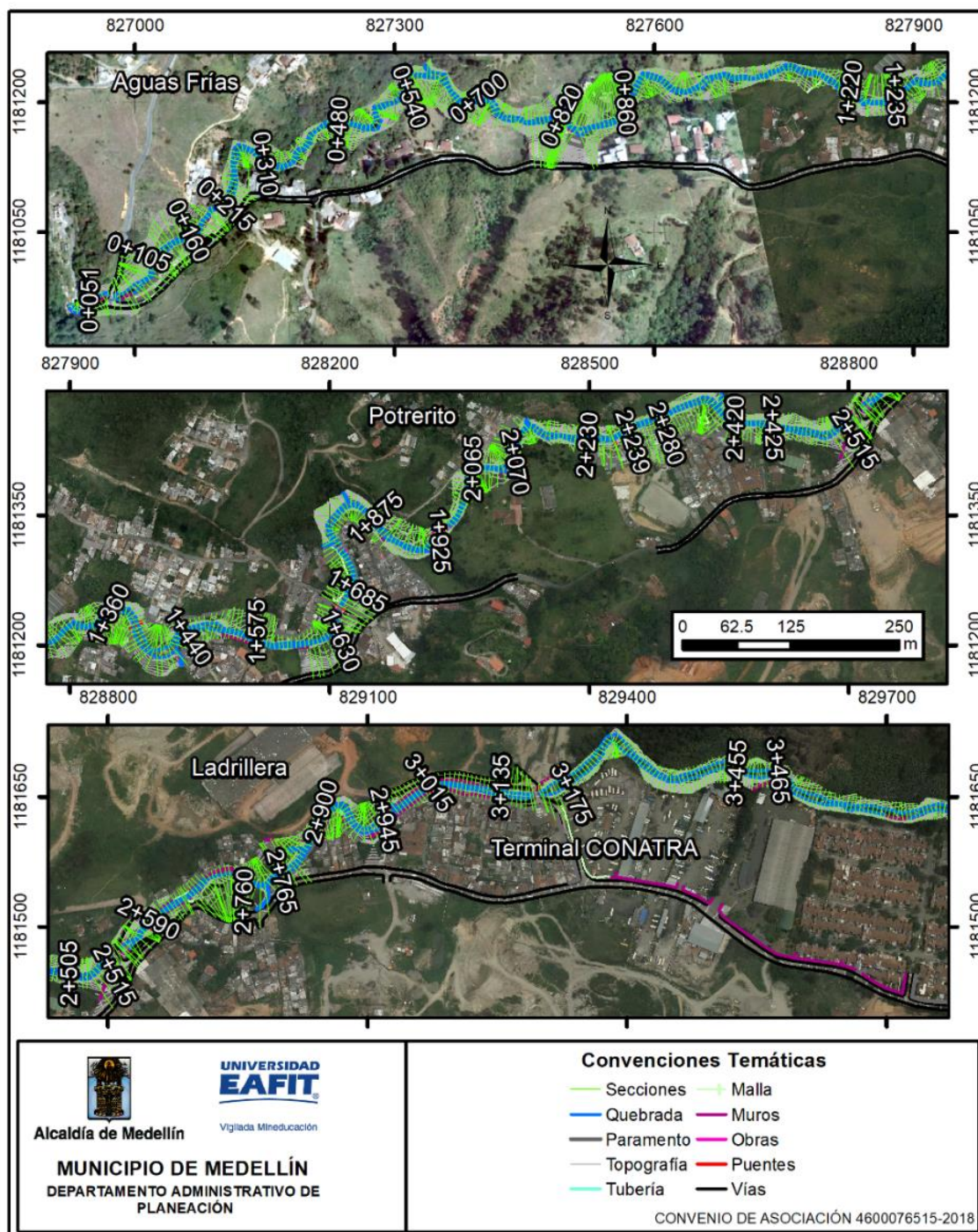


Figura 156. Esquema del tramo analizado y las secciones transversales usadas.

El levantamiento topográfico contó con información en una longitud de 3800 m que justo aguas abajo de la Planta de Tratamiento de Empresas Públicas de Medellín

E.S.P., y finaliza aproximadamente 300 m aguas abajo de la terminal de buses de la empresa COONATRA, cercano a la carrera 89. Las secciones transversales se elaboraron cada 5 m, con el fin de detallar adecuadamente los cambios en el fondo del canal.

Las secciones implementadas para la modelación hidráulica, difieren en numeración con las presentadas en el plano mostrado en la Figura 156, debido a las características para el ingreso de información para el modelo usado (HEC-RAS). La metodología de ingreso de secciones en el modelo hidráulico utilizado, se realiza de aguas arriba hacia aguas abajo como numeración decreciente, y la numeración indicada en la figura corresponde a las abscisas mostradas en el plano, sentido creciente. En la Tabla 62, se presenta la numeración para el plano y para el modelo hidráulico, para la quebrada La Picacha en el tramo objeto de estudio.

Tabla 62. Secciones usadas en la modelación hidráulica.

Abscisa	Modelo	Abscisa	Modelo	Abscisa	Modelo	Abscisa	Modelo
0+000	3790	0+965	2825	1+915	1875	2+840	950
0+005	3785	0+970	2820	1+920	1870	2+845	945
0+010	3780	0+975	2815	1+925	1865	2+850	940
0+015	3775	0+980	2810	1+930	1860	2+855	935
0+027	3763	0+985	2805	1+935	1855	2+860	930
0+030	3760	0+990	2800	1+940	1850	2+865	925
0+035	3755	0+995	2795	1+945	1845	2+870	920
0+040	3750	1+000	2790	1+950	1840	2+875	915
0+045	3745	1+005	2785	1+955	1835	2+880	910
0+051	3739	1+010	2780	1+960	1830	2+885	905
0+060	3730	1+015	2775	1+965	1825	2+890	900
0+065	3725	1+020	2770	1+970	1820	2+895	895
0+070	3720	1+025	2765	1+975	1815	2+900	890
0+075	3715	1+030	2760	1+980	1810	2+905	885
0+080	3710	1+035	2755	1+985	1805	2+910	880
0+085	3705	1+040	2750	1+990	1800	2+915	875
0+090	3700	1+045	2745	1+995	1795	2+920	870
0+095	3695	1+050	2740	2+000	1790	2+925	865
0+100	3690	1+055	2735	2+005	1785	2+930	860
0+105	3685	1+060	2730	2+010	1780	2+935	855
0+110	3680	1+065	2725	2+015	1775	2+940	850
0+115	3675	1+070	2720	2+020	1770	2+945	845
0+120	3670	1+075	2715	2+025	1765	2+950	840

Abscisa	Modelo	Abscisa	Modelo	Abscisa	Modelo	Abscisa	Modelo
0+125	3665	1+080	2710	2+030	1760	2+955	835
0+130	3660	1+085	2705	2+035	1755	2+960	830
0+135	3655	1+090	2700	2+040	1750	2+965	825
0+140	3650	1+095	2695	2+045	1745	2+970	820
0+145	3645	1+100	2690	2+050	1740	2+975	815
0+150	3640	1+105	2685	2+055	1735	2+980	810
0+155	3635	1+110	2680	2+060	1730	2+985	805
0+160	3630	1+115	2675	2+065	1725	2+990	800
0+165	3625	1+120	2670	2+070	1720	2+995	795
0+170	3620	1+125	2665	2+075	1715	3+000	790
0+175	3615	1+130	2660	2+080	1710	3+005	785
0+177	3613	1+135	2655	2+085	1705	3+010	780
0+181	3609	1+140	2650	2+090	1700	3+015	775
0+190	3600	1+145	2645	2+095	1695	3+020	770
0+195	3595	1+150	2640	2+100	1690	3+025	765
0+200	3590	1+155	2635	2+105	1685	3+030	760
0+205	3585	1+160	2630	2+110	1680	3+035	755
0+210	3580	1+165	2625	2+115	1675	3+040	750
0+215	3575	1+170	2620	2+120	1670	3+045	745
0+220	3570	1+175	2615	2+125	1665	3+050	740
0+225	3565	1+180	2610	2+130	1660	3+055	735
0+230	3560	1+185	2605	2+135	1655	3+060	730
0+235	3555	1+190	2600	2+140	1650	3+065	725
0+240	3550	1+195	2595	2+145	1645	3+070	720
0+245	3545	1+200	2590	2+150	1640	3+075	715
0+250	3540	1+205	2585	2+155	1635	3+080	710
0+255	3535	1+210	2580	2+160	1630	3+085	705
0+260	3530	1+215	2575	2+165	1625	3+090	700
0+265	3525	1+220	2570	2+170	1620	3+095	695
0+270	3520	1+225	2565	2+175	1615	3+100	690
0+275	3515	1+230	2560	2+180	1610	3+105	685
0+280	3510	1+235	2555	2+185	1605	3+110	680
0+285	3505	1+240	2550	2+190	1600	3+115	675
0+290	3500	1+245	2545	2+195	1595	3+120	670
0+295	3495	1+250	2540	2+200	1590	3+125	665
0+300	3490	1+255	2535	2+205	1585	3+130	660
0+305	3485	1+260	2530	2+210	1580	3+135	655
0+310	3480	1+265	2525	2+215	1575	3+140	650
0+315	3475	1+270	2520	2+220	1570	3+145	645
0+320	3470	1+275	2515	2+225	1565	3+150	640

Abscisa	Modelo	Abscisa	Modelo	Abscisa	Modelo	Abscisa	Modelo
0+325	3465	1+280	2510	2+230	1560	3+153	637
0+330	3460	1+285	2505	2+235	1555	3+162	628
0+335	3455	1+290	2500	2+238	1552	3+165	625
0+340	3450	1+295	2495	2+239	1551	3+170	620
0+345	3445	1+300	2490	2+245	1545	3+175	615
0+350	3440	1+305	2485	2+250	1540	3+180	610
0+355	3435	1+310	2480	2+255	1535	3+185	605
0+360	3430	1+315	2475	2+260	1530	3+190	600
0+365	3425	1+320	2470	2+265	1525	3+195	595
0+370	3420	1+325	2465	2+270	1520	3+200	590
0+375	3415	1+330	2460	2+275	1515	3+205	585
0+380	3410	1+335	2455	2+280	1510	3+210	580
0+385	3405	1+340	2450	2+285	1505	3+215	575
0+390	3400	1+345	2445	2+290	1500	3+220	570
0+395	3395	1+350	2440	2+295	1495	3+225	565
0+400	3390	1+355	2435	2+300	1490	3+230	560
0+405	3385	1+360	2430	2+305	1485	3+235	555
0+410	3380	1+365	2425	2+310	1480	3+240	550
0+415	3375	1+370	2420	2+315	1475	3+245	545
0+420	3370	1+375	2415	2+320	1470	3+250	540
0+425	3365	1+380	2410	2+325	1465	3+255	535
0+430	3360	1+385	2405	2+330	1460	3+260	530
0+435	3355	1+390	2400	2+335	1455	3+265	525
0+440	3350	1+395	2395	2+340	1450	3+270	520
0+445	3345	1+400	2390	2+345	1445	3+275	515
0+450	3340	1+405	2385	2+350	1440	3+280	510
0+455	3335	1+410	2380	2+355	1435	3+285	505
0+460	3330	1+415	2375	2+360	1430	3+290	500
0+465	3325	1+420	2370	2+365	1425	3+295	495
0+470	3320	1+425	2365	2+370	1420	3+300	490
0+475	3315	1+430	2360	2+375	1415	3+305	485
0+480	3310	1+435	2355	2+380	1410	3+310	480
0+485	3305	1+440	2350	2+385	1405	3+315	475
0+490	3300	1+445	2345	2+390	1400	3+320	470
0+495	3295	1+450	2340	2+395	1395	3+325	465
0+500	3290	1+455	2335	2+400	1390	3+330	460
0+505	3285	1+460	2330	2+405	1385	3+335	455
0+510	3280	1+465	2325	2+410	1380	3+340	450
0+515	3275	1+470	2320	2+415	1375	3+345	445
0+520	3270	1+475	2315	2+420	1370	3+350	440

Abscisa	Modelo	Abscisa	Modelo	Abscisa	Modelo	Abscisa	Modelo
0+525	3265	1+480	2310	2+425	1365	3+355	435
0+530	3260	1+485	2305	2+430	1360	3+360	430
0+535	3255	1+490	2300	2+435	1355	3+365	425
0+540	3250	1+495	2295	2+440	1350	3+370	420
0+545	3245	1+500	2290	2+445	1345	3+375	415
0+550	3240	1+505	2285	2+450	1340	3+380	410
0+555	3235	1+510	2280	2+455	1335	3+385	405
0+560	3230	1+515	2275	2+460	1330	3+390	400
0+565	3225	1+520	2270	2+465	1325	3+395	395
0+570	3220	1+525	2265	2+470	1320	3+400	390
0+575	3215	1+530	2260	2+475	1315	3+405	385
0+580	3210	1+535	2255	2+480	1310	3+410	380
0+585	3205	1+540	2250	2+485	1305	3+415	375
0+590	3200	1+545	2245	2+490	1300	3+420	370
0+595	3195	1+550	2240	2+495	1295	3+425	365
0+600	3190	1+555	2235	2+500	1290	3+430	360
0+605	3185	1+560	2230	2+505	1285	3+435	355
0+610	3180	1+565	2225	2+510	1280	3+440	350
0+615	3175	1+570	2220	2+515	1275	3+445	345
0+620	3170	1+575	2215	2+520	1270	3+450	340
0+625	3165	1+580	2210	2+525	1265	3+455	335
0+630	3160	1+585	2205	2+530	1260	3+460	330
0+635	3155	1+590	2200	2+535	1255	3+465	325
0+640	3150	1+595	2195	2+540	1250	3+470	320
0+645	3145	1+600	2190	2+545	1245	3+475	315
0+650	3140	1+605	2185	2+547	1243	3+480	310
0+655	3135	1+610	2180	2+550	1240	3+485	305
0+660	3130	1+615	2175	2+555	1235	3+490	300
0+665	3125	1+620	2170	2+561	1229	3+495	295
0+670	3120	1+625	2165	2+562	1228	3+500	290
0+675	3115	1+630	2160	2+565	1225	3+505	285
0+680	3110	1+635	2155	2+570	1220	3+510	280
0+685	3105	1+640	2150	2+575	1215	3+515	275
0+690	3100	1+645	2145	2+580	1210	3+520	270
0+695	3095	1+650	2140	2+585	1205	3+525	265
0+700	3090	1+655	2135	2+590	1200	3+530	260
0+705	3085	1+660	2130	2+595	1195	3+535	255
0+710	3080	1+665	2125	2+600	1190	3+540	250
0+715	3075	1+670	2120	2+605	1185	3+545	245
0+720	3070	1+671	2119	2+607	1183	3+550	240

Abscisa	Modelo	Abscisa	Modelo	Abscisa	Modelo	Abscisa	Modelo
0+725	3065	1+679	2111	2+610	1180	3+555	235
0+730	3060	1+685	2105	2+615	1175	3+560	230
0+735	3055	1+690	2100	2+620	1170	3+565	225
0+740	3050	1+695	2095	2+625	1165	3+570	220
0+745	3045	1+700	2090	2+630	1160	3+575	215
0+750	3040	1+705	2085	2+635	1155	3+580	210
0+755	3035	1+710	2080	2+640	1150	3+585	205
0+760	3030	1+715	2075	2+645	1145	3+590	200
0+765	3025	1+720	2070	2+650	1140	3+595	195
0+770	3020	1+725	2065	2+655	1135	3+600	190
0+777	3013	1+730	2060	2+657	1133	3+605	185
0+779	3011	1+735	2055	2+659	1131	3+610	180
0+785	3005	1+740	2050	2+665	1125	3+615	175
0+790	3000	1+745	2045	2+670	1120	3+620	170
0+795	2995	1+750	2040	2+675	1115	3+625	165
0+800	2990	1+755	2035	2+680	1110	3+630	160
0+805	2985	1+760	2030	2+685	1105	3+635	155
0+810	2980	1+765	2025	2+690	1100	3+640	150
0+815	2975	1+770	2020	2+695	1095	3+645	145
0+820	2970	1+775	2015	2+700	1090	3+650	140
0+825	2965	1+780	2010	2+705	1085	3+655	135
0+830	2960	1+785	2005	2+710	1080	3+660	130
0+835	2955	1+790	2000	2+715	1075	3+665	125
0+840	2950	1+795	1995	2+720	1070	3+670	120
0+845	2945	1+800	1990	2+725	1065	3+675	115
0+850	2940	1+805	1985	2+730	1060	3+680	110
0+855	2935	1+810	1980	2+735	1055	3+685	105
0+860	2930	1+815	1975	2+740	1050	3+690	100
0+865	2925	1+820	1970	2+745	1045	3+695	95
0+870	2920	1+825	1965	2+750	1040	3+700	90
0+875	2915	1+830	1960	2+755	1035	3+705	85
0+880	2910	1+835	1955	2+760	1030	3+710	80
0+885	2905	1+840	1950	2+765	1025	3+715	75
0+890	2900	1+845	1945	2+770	1020	3+720	70
0+895	2895	1+850	1940	2+775	1015	3+725	65
0+900	2890	1+854	1936	2+780	1010	3+730	60
0+905	2885	1+856	1934	2+785	1005	3+735	55
0+910	2880	1+860	1930	2+788	1002	3+740	50
0+915	2875	1+865	1925	2+791	999	3+745	45
0+920	2870	1+870	1920	2+795	995	3+750	40

Abscisa	Modelo	Abscisa	Modelo	Abscisa	Modelo	Abscisa	Modelo
0+925	2865	1+875	1915	2+800	990	3+755	35
0+930	2860	1+880	1910	2+805	985	3+760	30
0+935	2855	1+885	1905	2+810	980	3+765	25
0+940	2850	1+890	1900	2+815	975	3+770	20
0+945	2845	1+895	1895	2+820	970	3+775	15
0+950	2840	1+900	1890	2+825	965	3+780	10
0+955	2835	1+905	1885	2+830	960	3+785	5
0+960	2830	1+910	1880	2+835	955	-	-

Como verificación en el espaciamiento de las secciones transversales, se utiliza los conceptos dados por Samuels, 1989. En dicha referencia, se recomienda estimar el espaciamiento entre secciones transversales a partir de la siguiente ecuación:

$$D_x = 0.15 * \left(\frac{D}{S} \right)$$

Donde,

D_x , es el espaciamiento promedio entre secciones transversales.

D , es la profundidad media del flujo (profundidad de la banca, en m).

S , es la pendiente promedio del tramo de estudio en m/m.

En hecrasmodel.blogspot.com, se presentan algunos apuntes técnicos en cuanto a la aplicación de la ecuación propuesta por Samuels, 1989. En dicho aparte, se indica que es normalmente creíble que, para menor distancia entre secciones transversales, se presentan mejores resultados en la simulación hidráulica, sin embargo, distancias muy cortas entre secciones puede sobre estimar la pérdida de energía y conllevar a errores mayores, así como la inestabilidad numérica del modelo. Partiendo de estos análisis, en dicha referencia se plantea utilizar un coeficiente hasta de 0,70 para la ecuación de Samuels, 1989, reemplazando el valor original de 0,15.

Teniendo en cuenta la información antes referenciada, se determina una profundidad de banca llena aproximada a 1,50 m, que fue detectada en el recorrido de campo, y una pendiente promedio para el tramo de estudio de 0,07 m/m (7%)

por lo que se obtiene un valor de separación de 15,0 m, valor que es superior a la distancia asumida de 5,0 m. A partir de estos resultados, se considera que la separación entre secciones que se asume para el estudio es correcta.

9.1.2 Obras Hidráulicas Existentes

Adicional a la topografía de la quebrada La Picacha, se contó con las especificaciones geométricas de las diferentes obras de cruce, tales como puentes y box culvert, las cuales fueron ingresadas dentro del modelo hidráulico. En la Tabla 63, se presenta las características de las obras y la ubicación de cada una de ellas.

Tabla 63. Ubicaciones y cotas de obras hidráulicas existentes.

ID	Tipo Obra	Descripción	Sección	H	B	Cotas (m.s.n.m.)	
				(m)	(m)	Superior	Inferior
1	Box	Ingreso a Planta EPM	3770	3,00	5,00	1849,53	1849,17
2	Puente	Vehicular a Aguas Frías	3735	3,00	4,50	1848,45	1847,65
3	Puente	Paso Vehicular	3610	2,50	7,00	1837,25	1836,75
4	Puente	Paso Peatonal	3012	2,70	6,50	1782,58	1782,18
5	Puente	Paso Peatonal	2412	1,70	8,50	1737,30	1737,00
6	Puente	Calle 29 C x Carrera 110	2115	3,20	9,00	1719,40	1718,60
7	Puente	Paso Peatonal Metálico	1935	3,30	7,00	1707,92	1707,52
8	Puente	Paso Peatonal Colgante	1551.5	3,50	6,80	1677,55	1677,15
9	Puente	Paso Peatonal Madera	1184	4,50	6,70	1653,06	1652,66
10	Puente	Paso Peatonal Concreto	1132	3,20	6,00	1649,21	1648,81
11	Puente	Paso Peatonal Metálico	1000	4,50	6,54	1643,17	1642,87
12	Puente	Acceso a El Diamante	630	2,10	5,00	1621,45	1620,85

El ancho y alto indicados para cada una de las obras de cruce existente, fue tomado como la sección promedio para los cruces entre la zona de entrada y la zona de salida. Para las cotas, se tomaron como nivel inferior, la cota más baja en la salida para el techo del box culvert o losa para los puentes, y la cota superior, como la cota de rasante en dicho lugar. Esta información puede ser revisada en detalle dentro del levantamiento topográfico y el modelo hidráulico elaborado para la quebrada La Picacha.

9.1.3 Caudal de Diseño

También se contó con los caudales de diseño para la quebrada La Picacha, los cuales fueron estimados en el capítulo de Hidrología. En dicho aparte, se muestran los resultados obtenidos luego de implementar metodologías de hidrógrafas

unitarias sintéticas y el método racional, escogiendo como caudales de diseño los resultados obtenidos por el promedio entre Snyder, SCS y el método Racional. Los caudales fueron calculados para los periodos de retorno de 2.33, 5, 10, 25, 50 y 100 años, resultados que son presentados en la Tabla 64.

Tabla 64. Caudales usados en la modelación hidráulica en la corriente de estudio.

Punto	Sección	2.33	5	10	25	50	100	POMCA
P01	3790	6,99	13,67	20,03	29,11	36,60	44,21	61,89
P02	3180	10,29	19,40	27,95	40,22	50,24	60,27	84,37
P03	2020	12,60	22,24	31,24	44,25	54,71	65,08	91,11
P04	1410	16,06	27,50	38,06	53,33	65,55	77,62	108,66
P05	955	17,45	29,00	39,88	55,36	67,68	79,83	111,77
P06	495	18,42	29,96	40,80	56,30	68,60	80,70	112,98

En la Tabla 64, se referencia cada uno de los puntos utilizados para el análisis hidrológico y la ubicación de los mismos de acuerdo a las secciones transversales elaboradas para la geometría del modelo hidráulico. Se incluye como caudal de diseño, el caudal denominado POMCA y que consiste en la recomendación dada en el Acuerdo Metropolitano 009 de 2012 – Código de Ladera, en cuanto a la mayoración del caudal con periodo de retorno de 100 años en 40%, para considerar el posible transporte de sedimento cuando las corrientes cuentan con características torrenciales, recomendación que también es realizada por el Plan de Ordenación y Manejo de la Cuenca del río Aburrá – POMCA, 2006.

9.1.4 Material Aluvial – Quebrada La Picacha

Dentro del proceso de evaluación hidráulica, se hace necesario la caracterización del material de arrastre de la quebrada La Picacha. Se presenta la descripción para caracterizar estos materiales.

Se realizó el análisis del material del lecho con la finalidad de determinar los tamaños característicos que conforman el canal de la quebrada La Picacha en el tramo de interés. Las formas de recoger las muestras de sedimento difieren, en principio, según el modo de transporte (en el lecho y en suspensión), el cual está íntimamente ligado con el tamaño, peso y forma de los sedimentos.

Dado que el transporte de sedimento en la quebrada es de tipo grueso, para realizar el muestreo del material, se usó la metodología propuesta por Wolman (1954), como un procedimiento alterno “Conteo aleatorio de piedras” para obtener una distribución granulométrica del material del lecho en una corriente de gravas que, con algunas

variaciones, consiste en lo siguiente: seleccionado un tramo de aforo, se determina un área de ancho B a cada lado de la sección; en el área se distribuye una malla o retícula que contenga no menos de 70 interceptos (70 muestras).

En cada intercepto se mide el tamaño del grano por su cara más larga expuesta al flujo, cuando el grano es mayor que la arena gruesa, en caso contrario se toma una muestra de la arena representativa de todos los puntos o interceptos donde se presentó sedimento fino. Las medidas de los tamaños obtenidos se agrupan por rangos de valores, para luego construir la curva granulométrica. La muestra de arena se clasifica por tamizado y se agrega a la curva granulométrica del conteo de piedras.

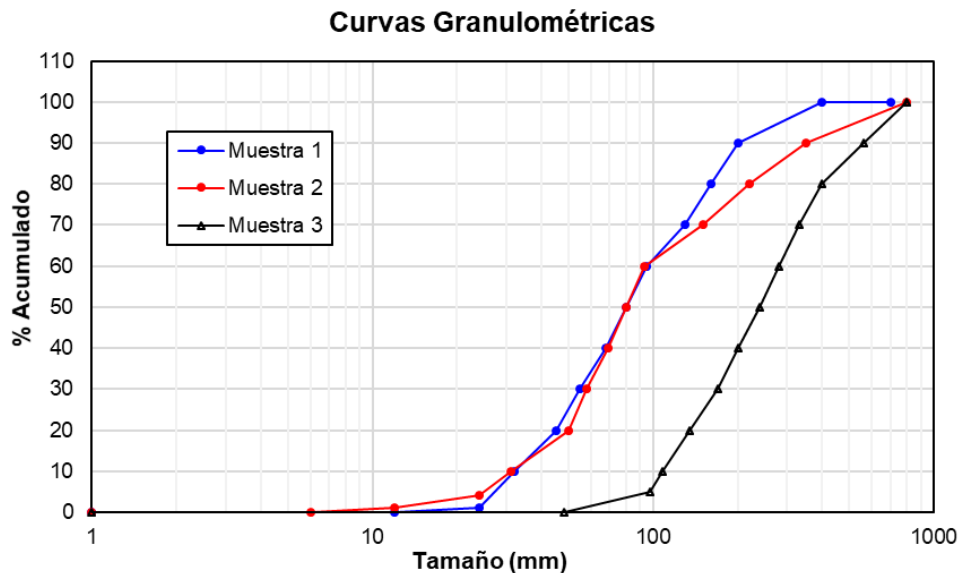


Figura 157. Curvas granulométricas para cada muestra tomada.

Teniendo en consideración que el tramo de estudio de la quebrada La Picacha es de 3800 m, donde se presentan diferentes cambios geomorfológicos en la corriente, así como en el tamaño del material de arrastre, se han tomado como referencia tres (3) sitios de interés para el muestreo de material según el método previamente descrito. Para la muestra 1, se realizó el muestreo alrededor de la sección de la abscisa 1+500, una segunda toma demuestra en la abscisa 2+650 y finalmente un tercer muestreo en la abscisa 2+950. En cada uno de los sitios analizados para la recopilación de las muestras del material de arrastre, se elaboró la curva

granulométrica a partir de la distribución de los tamaños, información que se muestra en la Figura 157.

A partir de la distribución granulométrica, se determinaron los diferentes diámetros característicos y que se presentan en la Tabla 65.

Tabla 65. Diámetros característicos en cada una de las muestras.

Diámetro	Muestra - Valor (mm)		
	1	2	3
D10	32,0	31,0	108,0
D16	39,8	42,4	124,2
D35	61,5	63,5	185,0
D50	80,0	80,0	240,0
D65	112,5	121,5	305,0
D84	176,0	272,0	464,0
D90	200,0	350,0	560,0

En capítulos posteriores, se implementarán los diferentes diámetros característicos con el fin de estimar el coeficiente de rugosidad de manning.

9.2 DIAGNÓSTICO - EVALUACIÓN CONDICIONES EXISTENTES

La modelación del tránsito hidráulico de caudales máximos de la quebrada La Picacha fue realizada utilizando el programa HEC-RAS versión 4.1 (U.S Army Corps of Engineers – Hydrologic Engineering Center, 2002 a), desarrollado por el U.S. Army Corps of Engineers – Hydrologic Engineering Center. Este análisis se adelantó en el tramo enmarcado al Este con la Calle 31 D y al Oeste, aguas arriba con la Planta de Tratamiento de Aguas de EPM, pasando por los sectores de Las Violetas, San Pablo, Aguas Frías y Guanteros, principalmente. El software requiere como datos de entrada el régimen de flujo, las condiciones de borde, y el valor de rugosidad de Manning n , solucionando la ecuación para flujo gradualmente variado en canales naturales y artificiales en régimen permanente. Las profundidades de flujo se calculan a partir del método estándar por pasos y como resultado del modelo se obtiene la superficie libre del agua asociada a una condición de caudal impuesta que puede variar a lo largo del cauce.

En primer lugar, se deberá realizar la calibración del modelo hidráulico, la cual consiste en ajustar los diferentes parámetros de entrada al modelo y así poder realizar la evaluación de las condiciones reales de la quebrada La Picacha en el tramo de interés, es decir, que la situación modelada mediante el uso del HEC-RAS,

represente las condiciones y evidencias del tránsito del flujo a través del canal de la corriente. Para ello se realiza la estimación del coeficiente de rugosidad de Manning y se evaluará el comportamiento de los caudales de diseño calculados en el estudio hidrológico y que los mismos representen el flujo de crecientes al interior del canal de la quebrada.

El estudio busca analizar el comportamiento de los caudales máximos de la quebrada La Picacha, generando la mancha de inundación para el escenario actual y evaluar la incidencia de la corriente en toda la zona de interés. Estos análisis, tienen como finalidad la estimación de la amenaza por avenida torrencial en 3800 m de quebrada iniciando en la zona de la Planta de Tratamiento de EPM y finalizando en una zona cercana a la terminal de buses de la empresa COONATRA, y así, determinar las zonas que se encuentran en riesgo por dicho fenómeno, teniendo como referencia, además, las características geomorfológicas de la corriente.

9.2.1 Descripción del Modelo Hidráulico

HEC-RAS (Hidrológica Engineering Center's River Analysis System), es un programa de dominio público, desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del cuerpo de ingenieros de la armada de los EE.UU. (US Army Corps of Engineers), y surge como evolución del conocido HEC-2, con varias mejoras respecto a éste, entre las que destaca la interfaz gráfica de usuario que facilita las labores de preproceso y postproceso, así como la posibilidad de intercambio de datos con los Sistemas de Información Geográfica.

El principal objetivo del programa HEC-RAS, es el de calcular la elevación de la superficie de la lámina de agua para un caudal y condiciones de flujo dadas, (flujo permanente o estacionario), aunque HEC-RAS también puede ser empleado para movimientos transitorios, (no permanentes) unidimensionales, y recientemente para el cálculo del transporte de sedimentos. El modelo HEC - RAS es capaz de simular condiciones hidráulicas para flujos gradualmente variados en régimen permanente y no permanente y en redes de drenajes naturales y artificiales, estima tasas de transporte de sedimentos para lecho móvil y permite realizar modelación de variables de calidad de agua.

El procedimiento básico computacional del software está basado en la solución numérica de la ecuación de energía unidimensional, las pérdidas de energía son evaluadas a partir de ecuaciones de coeficientes de rugosidad del lecho (número de Manning) y a partir de coeficientes de contracción y expansión del flujo

(coeficientes que se multiplican al cambio en la cabeza de velocidad). La ecuación de momentum es empleada en situaciones donde el perfil de la lámina de agua está relacionado a un flujo rápidamente variable. Esas situaciones incluyen: régimen de flujo mixto (resaltos hidráulicos), flujo a través de puentes y comportamiento hidráulico del flujo en confluencias.

El módulo de transporte de sedimentos del HEC - RAS, realiza simulaciones de este transporte en lecho móvil, siendo capaz de reproducir procesos morfodinámicos como erosión del lecho y depositación de material en el mismo. El transporte de sedimentos potencial es estimado por tamaño del sedimento, permitiendo establecer procesos de gradación del material del lecho (sorting) y de acorazamiento (armoring).

El modelo es capaz de simular procesos de transporte en redes de canales, en canales con procesos de dragado, entre otros, utilizando para ello distintas ecuaciones para el cálculo del transporte de sedimentos. Una descripción detallada de los procedimientos realizados, puede ser consultada en el Anexo 1 “Documento metodológico”.

9.2.2 Modelamiento de Avenidas Torrenciales

El fenómeno de erosión en masa incluye el desprendimiento, transporte y depositación de grandes masas de suelo, por acción del agua. Las masas en movimiento se comportan como un fluido, pero su comportamiento es diferente al de los flujos de sedimentos, especialmente debido a la alta concentración de sólidos. A estos movimientos se les denomina genéricamente como flujos o avalanchas (Suárez, 2001).

- **Los Flujos**

En un flujo existen movimientos relativos de las partículas o bloques pequeños dentro de una masa que se mueve o desliza sobre una superficie de falla. Los flujos pueden ser lentos o rápidos, así como secos o húmedos y los puede haber de roca, de residuos o de suelo o tierra (Suárez, 2001).

Los flujos muy lentos o extremadamente lentos pueden asimilarse en ocasiones a los fenómenos de reptación y la diferencia consiste en que en los flujos existe una superficie fácilmente identificable de separación entre el material que se mueve y el subyacente, mientras en la reptación la velocidad del movimiento disminuye al

profundizarse el perfil, sin que exista una superficie definida de rotura (Suárez, 2001).

La ocurrencia de flujos está generalmente, relacionada con la saturación de los materiales subsuperficiales. Algunos suelos absorben agua muy fácilmente y la saturación conduce a la formación de un flujo. Algunos flujos pueden resultar de la alteración de suelos muy sensitivos, tales como sedimentos no consolidados (Suárez, 2001).

- ***Las Avalanchas***

Las avalanchas de tierra son flujos de materiales de suelo o residuos de roca generalmente entremezclados con agua, extremadamente rápidos, en los cuales la dinámica del movimiento controla su comportamiento. Aunque generalmente, las avalanchas corresponden a flujos saturados, la saturación no es pre-requisito para su ocurrencia y en ocasiones se presentan avalanchas de materiales secos (Suárez, 2001).

En las avalanchas la falla es progresiva y muy rápida y el flujo desciende formando una especie de “ríos de roca y suelo”. Estos flujos comúnmente se relacionan con lluvias ocasionales de índices pluviométricos excepcionales muy altos, deshielo de nevados o movimientos sísmicos en zonas de alta montaña, y la ausencia de vegetación, aunque es un factor influyente, no es un pre-requisito para que ocurran (Suárez, 2001).

Las avalanchas son generadas a partir de un gran aporte de materiales de uno o varios deslizamientos o flujos combinados, que involucran masas considerables de suelo o roca, generalmente con un volumen importante de agua de saturación, los cuales forman una masa de comportamiento hidráulico complejo y que pueden lograr velocidades muy altas con un gran poder destructivo y que corresponden generalmente, a fenómenos que afectan áreas relativamente grandes dentro de una cuenca de drenaje. Las avalanchas pueden alcanzar velocidades de más de 20 metros por segundo (70 Km/hora) en algunos casos (Suárez, 2001).

- ***Características Generales de Avenidas Torrenciales***

En el caso de avalanchas de materiales saturados cuando las concentraciones de sedimentos exceden un cierto valor crítico, o la disponibilidad de agua disminuye la concentración, las propiedades del flujo cambian en forma significativa no solamente en cuanto a las características del flujo sino también en la forma como

los sedimentos son transportados. Un flujo de detritos puede convertirse en flujo hiperconcentrado al disminuir la concentración de partículas sólidas o el flujo hiperconcentrado puede convertirse en flujo de detritos al aumentar la concentración (Suárez, 2001).

Se pueden diferenciar tres etapas en un proceso de avalancha (Suárez, 2001):

Formación de la avalancha

Al ocurrir un evento anómalo como Lluvias extraordinarias, sismos fuertes o deshielos rápidos se pueden generar procesos de deslizamiento o erosión, los cuales producen una concentración de sedimentos o partículas sobre las laderas o cauces.

Las masas que se sueltan pueden estar saturadas o puede haber aporte adicional de agua de acuerdo a las características del proceso activador. La concentración de sedimentos sueltos sobre una pendiente fuerte propicia su movimiento.

Transporte

En la etapa de avalancha propiamente dicha, la velocidad y el caudal aumentan bruscamente como en una especie de onda. En este proceso pueden incorporarse al flujo nuevos sedimentos por Corrosión y arrastre o por aportes de deslizamientos, corrientes de agua u otras avalanchas. En esta etapa el flujo puede comportarse como flujo de lodos, hiperconcentrado o de detritos, de acuerdo a la composición, concentración y velocidad. Después de esta primera avalancha pueden venir otras ondas de menor o mayor amplitud.

Deposición

Al disminuir la pendiente o aumentar el ancho del canal ocurre una disminución de la velocidad o frenado de la avalancha. La energía cinética disminuye y se produce sedimentación de las partículas.

9.2.3 Coeficiente de Rugosidad

A partir del reconocimiento de varios factores primordiales que afectan el coeficiente de rugosidad, Chow (Chow et. al, 1994) desarrolló un procedimiento para estimar el valor de n . Mediante este procedimiento, el valor de n puede calcularse por la expresión de Cowan (mencionado en Chow et. al, 1994):

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) * m$$

donde n_0 es un valor básico de n para un canal recto, uniforme y liso en los materiales naturales involucrados, n_1 es un valor que debe agregarse al n_0 para corregir el efecto de las rugosidades superficiales, n_2 es un valor para considerar las variaciones en forma y tamaño de la sección transversal del canal, n_3 es un valor para considerar las obstrucciones, n_4 es un valor para considerar la vegetación y las condiciones de flujo, y m es un factor de corrección de los efectos por meandros en el canal. Una descripción detallada de los procedimientos realizados, puede ser consultada en el Anexo 1 “Documento metodológico”.

El parámetro del coeficiente de rugosidad de Manning, corresponde a un valor dentro de la ecuación que representa el comportamiento hidráulico de una masa de agua a través de un canal natural o artificial, y donde la superficie de dicho canal genera una resistencia al tránsito del flujo. Algunos autores (Jarrett, 1984) han indicado que el coeficiente de Manning puede variar de acuerdo al volumen de agua que transita por la superficie del canal, por lo que, para un mismo tramo de río, el coeficiente de Manning puede variar entre los caudales máximos y caudales medios (o mínimos).

Esta explicación se debe a que para caudales menores (medios y mínimos), las geoformas tales como dunas, risos, saltos y pozos, así como la misma vegetación, pueden generar una alta resistencia al flujo ya que el mismo no cuenta con profundidades importantes ni velocidad de desplazamiento representativa y por ello, la rugosidad relativa del fondo del canal representa valores mayores en el coeficiente de Manning. Para el caso de una creciente, donde la profundidad del flujo es mayor al igual que la velocidad, la rugosidad relativa se disminuye reduciendo así el valor del coeficiente de rugosidad de Manning. Estos aspectos pueden ser consultados en Jarrett, 1984, o en hecmodel.blogspot.com. Dentro del presente capítulo se determinará el coeficiente de rugosidad de Manning para la evaluación hidráulica de las crecientes, información que será validada en la calibración del modelo hidráulico HEC – RAS.

El valor de n_0 corresponde a las características del material de arrastre, el cual es conformado por arenas y gravas, con algunas bolas de roca de menor tamaño. Inicialmente, se realizó el cálculo del coeficiente de rugosidad en función del diámetro característico del material de arrastre, tal como se presentó en el capítulo 9.1.4. Los resultados son presentados en la Tabla 66, y para una descripción de los métodos utilizados, se puede revisar Posada, 1994.

Tabla 66. Coeficiente de Rugosidad según diferentes Métodos (Posada, 1994).

Método	n Manning		
	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3
Mayer - Peter y Muller	0,029	0,032	0,034
Raudkivi	0,028	0,028	0,033
Stricker	0,031	0,031	0,037
Yen	0,029	0,032	0,035
Chow	0,029	0,029	0,034
Simons y Senturk	0,026	0,026	0,031
Henderson	0,022	0,022	0,027
Garde y Raju	0,031	0,031	0,037
Bray	0,033	0,033	0,039
Máximo	0,033	0,033	0,039

De acuerdo al escenario de modelación hidráulica que se realiza, y que el mismo busca evaluar el tránsito hidráulico de avenidas de carácter torrencial, se asume como coeficiente de rugosidad al interior del canal, el máximo valor estimado por las diferentes metodologías, con valores de 0,033 para la muestra 1 y 2, y 0,039 para la muestra 3.

De acuerdo a las diferentes características de los tramos de interés, se escogieron los valores para los parámetros que conforman el método propuesto por Cowan, mencionado en Chow, 1994. El resumen de los parámetros y el cálculo del coeficiente de rugosidad, se muestra en la Tabla 67. Dentro de esta información, también se identifica la zona o tramo en los cuales serán implementados los diferentes valores del coeficiente de rugosidad de manning.

Tabla 67. Coeficiente de rugosidad de manning en cada tramo de interés (Cowan).

Parámetro	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3
n0	0,033	0,033	0,039
n1	0,01	0,01	0,005
n2	0,005	0,005	0,005
n3	0,02	0,02	0,02
n4	0,05	0,05	0,025
m	1,00	1,00	1,00
n	0,118	0,118	0,094
Abscisa Inicia	0+000	2+195	2+791
Abscisa Finaliza	2+190	2+788	3+785

- **Coeficiente de rugosidad n para avalanchas**

El factor más importante a determinar en el modelamiento de avalanchas de flujo Newtoniano, es el número de rugosidad n de Manning, el cual representa la fricción entre el canal y el flujo (Suárez, 2001).

Para la modelación se debe obtener una rugosidad n teniendo en cuenta no solamente la rugosidad del canal, sino también las características del flujo. La rugosidad para avalanchas es generalmente más alta que para flujos de agua. Por ejemplo, Du y otros (1980) indican que las avalanchas de tierra de glaciales tienen una rugosidad superior a 0.45.

Otra característica es que el coeficiente de fricción n de Manning es proporcional al espesor del flujo. Para una provincia de China se utiliza el siguiente criterio:

$$n = 0.035 \cdot h^{0.34}$$

Este criterio se explica en la siguiente forma: A mayor espesor es mayor la cantidad de partículas sólidas y en consecuencia es mayor la disipación de energía potencial debida al movimiento de la carga transportada, y se debe aumentar el valor de la rugosidad de Manning para tener en cuenta esta disipación de energía (Suárez, 2001).

En la Tabla 68, se presentan algunas rugosidades utilizadas para el modelamiento hidráulico de avenidas torrenciales, según Suárez, 2001, las cuales se encuentran en función de la pendiente del canal, la profundidad del agua y el tamaño del material promedio de arrastre.

Tabla 68. Rugosidades para modelamiento de avenidas torrenciales (Xu y Feng, 1979, mencionado en Suárez, 2001).

Tipo de flujo	Características del cauce	Pendiente	Valores de n (Manning) para diferentes profundidades			
			0.5 m	1.0 m	2.0 m	4.0 m
Flujos no viscosos predominan los materiales de partículas gruesas	Canal angosto y empinado con gradas y contracciones. El material del lecho son piedras de 0.5 a 2.0 mt.	0,15 0,22	0,200	0,250	0,330	0,500
	Canal con muchas curvas y gradas. El material del lecho son piedras de 0.3 a 0.5 mts.	0,08 0,15	0,100	0,125	0,167	0,250

Tipo de flujo	Características del cauce	Pendiente	Valores de n (Manning) para diferentes profundidades			
			0.5 m	1.0 m	2.0 m	4.0 m
	Canal ancho y recto. El material del lecho es piedra de hasta 0.3 m., arena y grava.	0,02 0,08	0,056	0,071	0,100	0,125
Flujos viscosos predominan los materiales de partículas finas (limos y arcillas)	Canal angosto empinado y meándrico. El material del lecho son piedras grandes, arena y grava, formando bloqueos y gradas.	0,12 0,16	0,056	0,067	0,083	0,100
	Canal comparativamente recto. El material del lecho son piedras, arena y grava.	0,08 0,12	0,036	0,042	0,050	0,060
	Canal ancho y recto. El material del lecho son piedras de menos de 0.3 metros, arena y grava.	0,04 0,08	0,029	0,036	0,042	0,050

Teniendo en cuenta la información mostrada en la Tabla 68, se puede observar que el valor del coeficiente de rugosidad de manning para el análisis de avenidas torrenciales, puede encontrarse por encima de los valores estimados en función del tamaño del material de arrastre, y las condiciones típicas del cauce, tal como lo recomienda Cowan, mencionado por Chow, 1994.

Dentro del presente documento, se busca evaluar el comportamiento hidráulico de la quebrada La Picacha ante un evento torrencial, donde se presentará un flujo conformado por la respuesta hidrológica de la cuenca para una tormenta de diseño, en conjunto con el arrastre de material sólido, lo que puede generar el aumento sustancial del coeficiente de rugosidad de manning, tal y como lo explica Suárez, 2001. Por tal razón, se ha decidido implementar las recomendaciones definidas en la Tabla 68, teniendo en cuenta que el flujo predominante es de tipo no viscoso con arrastre de materiales gruesos, y la pendiente del canal de la quebrada de estudio se encuentra dentro del rango de 0,08 a 0,15 m/m, y dadas las condiciones evidenciadas en campo donde las crecientes máximas pueden alcanzar profundidades entre 2,0 m y 4,0 m, por lo que se ha definido como coeficientes de rugosidad de manning para los tramos 1, 2 y 3 los valores de 0,21, 0,19 y 0,17.

Para las márgenes, las cuales son cubiertas por vegetación tipo pastos y rastrojos, se ha asumido un valor de 0,10 en promedio y para las zonas con presencia de concreto y paramentos de viviendas, con un valor de 0,022.

9.2.4 Condiciones de Frontera

Por otra parte, y como requisito para implementar la modelación hidráulica, se introducen las condiciones de frontera en el software HEC - RAS (puede ser la curva de calibración de una sección transversal, la pendiente normal del perfil de flujo o los niveles impuestos aguas abajo de las secciones en estudio por un control de flujo).

En condiciones de flujo sub crítico sólo es necesario la condición de frontera en el tramo final del río, por el contrario, si se realiza la simulación para flujo supercrítico la condición de frontera debe definirse en el tramo inicial de la corriente. Finalmente, cuando se considera que el flujo es mixto, ambas condiciones de frontera (aguas arriba y abajo) deben ser definidas. Una descripción detallada de los procedimientos realizados, puede ser consultada en el Anexo 1 “Documento metodológico”.

Para el caso en particular de la quebrada La Picacha en la zona colindante en el tramo de estudio (enmarcado al Este con la Calle 31 D y al Oeste, aguas arriba con la Planta de Tratamiento de Aguas de EPM, pasando por los sectores de Las Violetas, San Pablo, Aguas Frías y Guanteros, principalmente), el flujo transita a través de un canal predominantemente recto y de alta pendiente en el fondo del lecho, representando así un comportamiento súper crítico (altas velocidades). Para este análisis, se escogió como condición de borde la profundidad normal del flujo correspondiente a la pendiente de la línea de energía, la cual se consideró equivalente a la pendiente del fondo del canal. Para esta corriente, se tiene una pendiente del fondo del canal en el tramo de modelación aguas arriba de 0,0969 m/m equivalente a 9,69%.

Se conservan los coeficientes de contracción y expansión de 0,1 y 0,3 que se encuentran por defecto dentro del modelo HEC-RAS (U.S Army Corps of Engineers – Hydrologic Engineering Center, 2002 a), toda vez que no se presentan variaciones entre secciones transversales que puedan ocasionar un incremento considerable en las pérdidas de energía. Estos valores se pueden modificar de acuerdo a las condiciones particulares de análisis, lo cuales corresponden como se muestra en la Tabla 69.

Tabla 69. Coeficientes de contracción y expansión.

Tipo de Cambio	Contracción	Expansión
Sin pérdidas por transición	0	0
Transiciones graduales	0,1	0,3

Tipo de Cambio	Contracción	Expansión
Secciones típicas de puentes	0,3	0,5
Transiciones Abruptas	0,6	0,8

En resumen, los parámetros de entrada al modelo hidráulico HEC-RAS para las condiciones existentes son los siguientes:

- Coeficiente de rugosidad n de manning de 0,21, 0,19 y 0,17 en el canal natural y para los tramos de análisis 1, 2 y 3 de acuerdo a los cambios geomorfológicos de la quebrada en toda la zona de análisis, y 0,10 en las márgenes como valor promedio, valores asumidos según las recomendaciones dadas por Suárez, 2001 para el modelamiento de avenidas torrenciales. Para las zonas con presencia de concreto, se utilizó un valor de 0,022.
- Simulación hidráulica bajo el tipo de flujo súper crítico, con condiciones de borde tipo profundidad normal, igual a la pendiente del fondo del canal en el tramo aguas arriba, con valor de 0,0969 m/m.
- Caudales de simulación para los periodos de retorno de 2.33, 5, 10, 25, 50 y 100 años, indicados en la Tabla 64, incluyendo además el caudal para el periodo de retorno de 100 años mayorado en 40%, según las recomendaciones del Acuerdo 009 de 2012 – Código de Laderas, y el POMCA, 2006, con el fin de contemplar el arrastre de sedimentos dentro de corrientes con características torrenciales. Los caudales fueron determinados en seis (6) sitios de control con el fin de permitir el incremento de los mismos a lo largo de todo el tramo de estudio.
- Coeficientes de contracción y expansión de 0,1 y 0,3.

9.2.5 Calibración del Modelo Hidráulico

Finalmente, es importante al momento de realizar una modelación hidráulica de un río en particular, calibrar el modelo implementado y así evaluar la capacidad del software para representar las condiciones reales de la corriente analizada. Bajo las condiciones de caudal de diseño, rugosidad del canal y condiciones de entrada al modelo hidráulico, se verificó las alturas alcanzadas de la lámina de agua y así evaluar el concepto de banca llena (Posada, 1994).

Posada, 1994, indica que el caudal que representa la banca llena, es decir, aquel que ocupa el canal principal de la corriente corresponde a un caudal con periodo de retorno que oscila entre 1,5 años y 2,33 años, por lo cual se evaluó la altura de la lámina de agua alcanzada para el caudal con periodo de retorno de 2.33 años a través del canal de la corriente y que fue presentado en el Capítulo 0. Para este análisis, se evaluaron secciones transversales que cuentan con una geometría de canal principal bien definida y que permitieran analizar adecuadamente el concepto de la banca llena a lo largo de la fuente de estudio. En la Figura 158, se presenta la lámina de agua para los caudales con periodo de retorno de 2.33 años en la quebrada La Picacha.

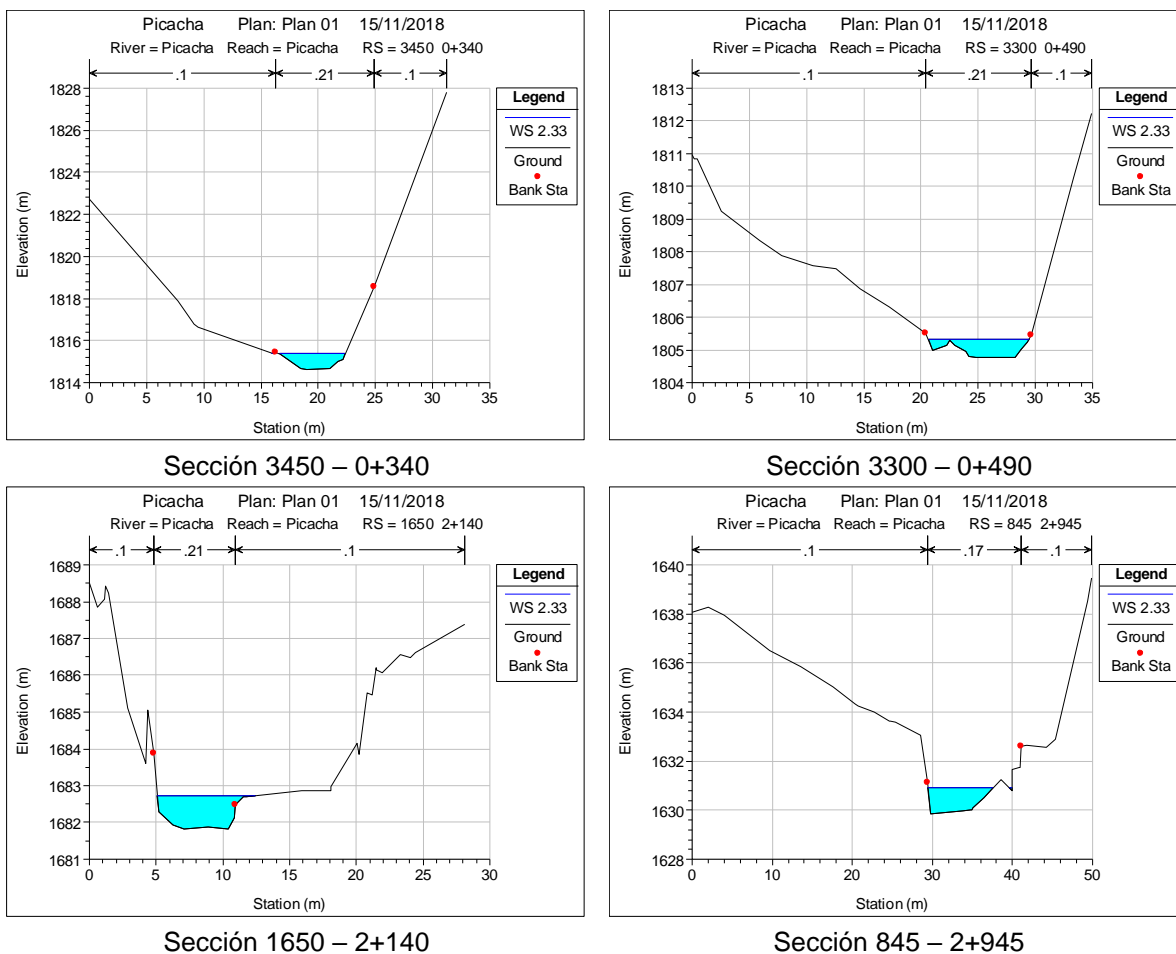


Figura 158. TR233 años para quebrada La Picacha.

Una vez obtenidos los primeros resultados del modelo hidráulico, se considera que los niveles alcanzados por la lámina de agua para el sitio de interés son coherentes

con las características geomorfológicas de los cauces y márgenes de la corriente, situación que fue validada a partir de los niveles de banca llena (Posada, 1994). Esta situación, además permite validar los caudales estimados en el Capítulo 0, los cuales representan adecuadamente los niveles de creciente en las corrientes.

Dentro del análisis de la amenaza por avenida torrencial, se presentará una comparación entre la mancha obtenida a partir del máximo caudal analizado para la quebrada La Picacha (caudal con periodo de retorno de 100 años mayorado en 40% - POMCA) y la delimitación de las terrazas a partir de la geomorfología, condición que permite validar los niveles obtenidos por el modelo hidráulico como otro mecanismo de calibración y validación.

9.2.6 Resultados

Luego de tener los datos e información relacionada para la simulación hidráulica en el HEC-RAS (rugosidad, caudal de diseño, condiciones de frontera y geometría), se analizó el comportamiento hidráulico de la quebrada La Picacha, y así determinar los principales cambios entre las variables hidráulicas para los periodos de retorno de 2.33, 5, 10, 25, 50 y 100 años, incluyendo el caudal POMCA correspondiente al caudal con periodo de retorno de 100 años mayorado en un 40%. Los resultados presentados en este documento corresponden a los valores para los caudales con periodos de retorno de 2.33 y 100 años, y el caudal POMCA, los resultados completos se muestran en los Anexos relacionados con el componente Hidráulico.

De acuerdo a los resultados obtenidos para el escenario actual de la quebrada La Picacha, se obtienen valores de velocidad máxima de 5,08 m/s, 8,15 m/s y 8,71 m/s, con valores promedios de 2,55 m/s, 3,81 m/s y 4,03 m/s, para los caudales con periodos de retorno de 2.33, 100 años y este último mayorado en 40%. Es importante tener en cuenta que la velocidad del flujo se presenta de forma variable a través de todo el tramo de estudio, debido a los diferentes cambios en la pendiente y condiciones geomorfológicas, generando así variaciones en el gradiente del fondo del canal. En cuanto a la profundidad del agua, se presentan valores máximos de 1,92 m, 3,86 m y 4,55 m, con valores promedios de 0,96 m, 2,26 m y 2,69 m para los caudales previamente mencionados.

De acuerdo a los niveles máximos alcanzados por el caudal POMCA, y a la ubicación de viviendas sobre las orillas de la quebrada, se puede establecer varias zonas que pueden ser afectadas por el paso de las máximas crecientes de la corriente natural. Además, las viviendas afectadas por el paso del flujo, también se ubican dentro de zonas de terrazas aluviotorrenciales, lo que permite indicar que las

zonas afectadas se encuentran en amenaza por avenidas torrenciales asociadas a la quebrada La Picacha.

- **Tramo 0+000 a 0+290**

En la Figura 159, se presentan algunas secciones transversales ubicadas el tramo aguas arriba de análisis, cercano al cruce vehicular que comunica con el sector Aguas Frías, colindante al acceso de la Planta de Empresas Públicas de Medellín E.S.P.

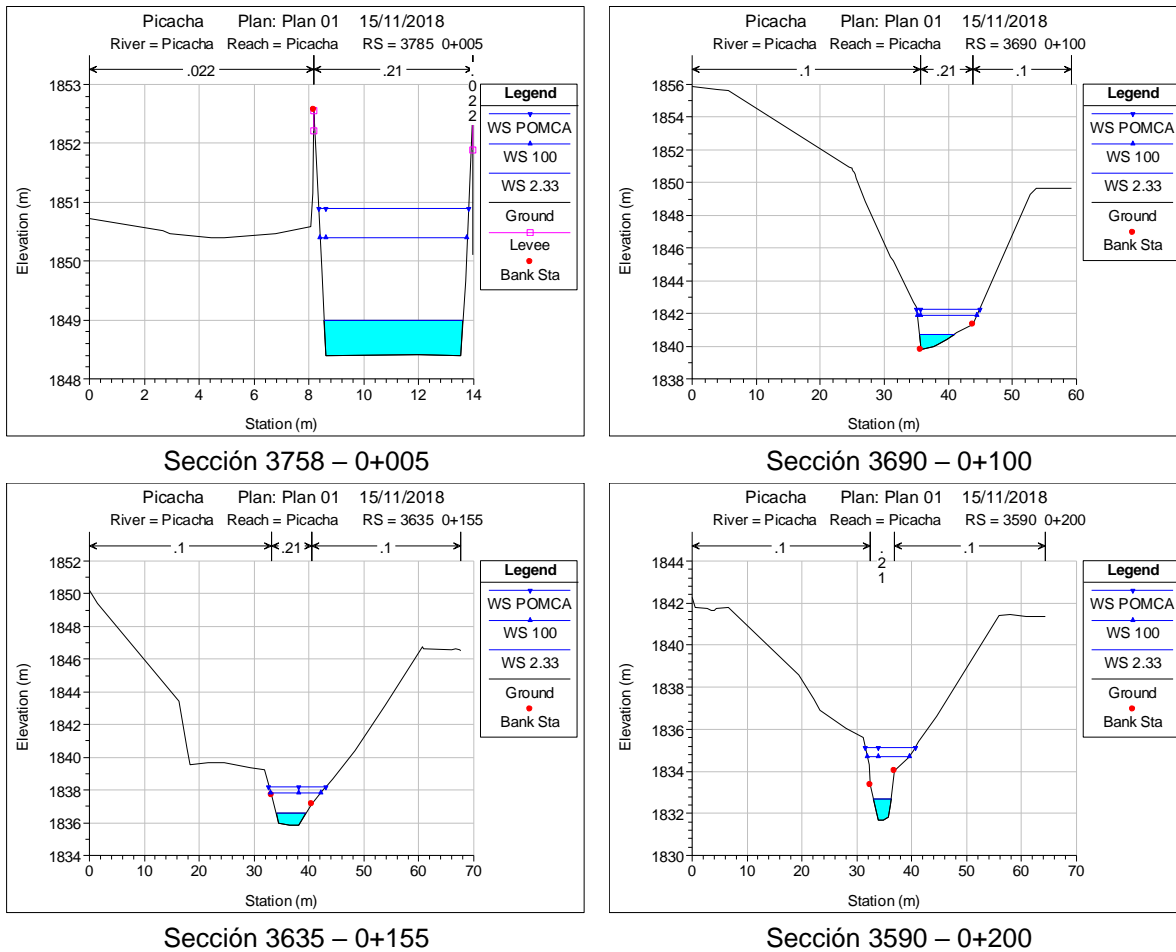


Figura 159. Secciones zona 0+000 a 0+290.

Según los resultados obtenidos para el tramo comprendido entre las abscisas 0+000 y 0+290, se presenta una profundidad que supera los 2,50 m de altura donde el flujo

se encuentra en contacto con las viviendas ubicadas sobre ambas márgenes de la quebrada.

En la Figura 160, se presenta el perfil del flujo para el tramo comprendido entre las abscisas 0+000 y 0+290, donde se presenta el paso del agua a través de tres puentes vehiculares, que según los resultados obtenidos en la modelación hidráulica, se cuenta con capacidad hidráulica para el paso de la máxima creciente, correspondiente al caudal con periodo de retorno de 100 años mayorado en 40% - POMCA.

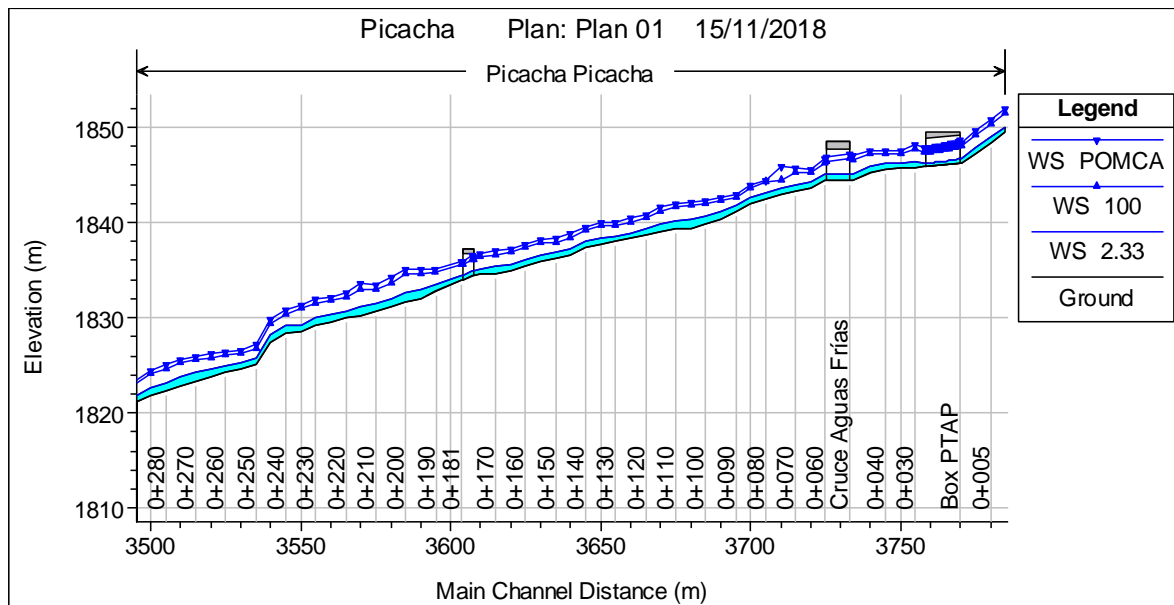


Figura 160. Perfil del flujo 0+000 – 0+290

- **Tramo 0+750 y 0+900**

Un segundo análisis de los resultados, se realizó para la zona comprendida entre las abscisas 0+750 y 0+900, donde el flujo presenta algunas zonas de desbordamiento sobre ambas márgenes, debido a la insuficiencia de un paso peatonal existente, así como a la conformación geomorfológica de las orillas, con algunas llanuras de inundación bien definidas y depresiones en el terreno.

En la Figura 162, se presenta el perfil del flujo para el segundo tramo de análisis, donde se puede identificar el cuarto puente existente dentro de la zona de estudio, correspondiente a un puente peatonal que presenta insuficiencia hidráulica.

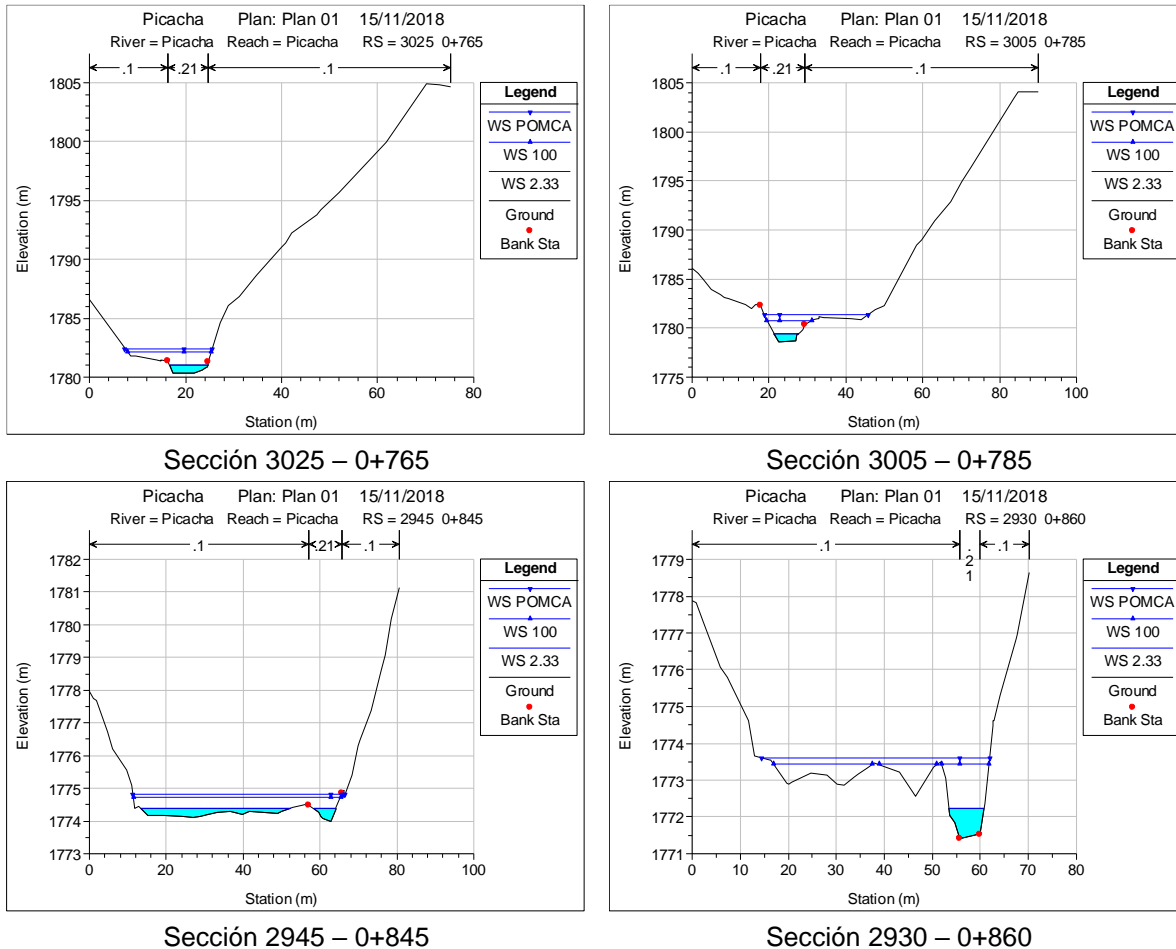


Figura 161. Secciones zona 0+750 a 0+900.

Este paso, genera el control del flujo aguas arriba y aguas abajo de la zona, causando el incremento en el ancho superficial del flujo y agravando el proceso de inundación. Con relación a toda la zona de interés, el perfil del agua, representa el comportamiento del fondo del canal, donde las variaciones en la pendiente de la lámina de agua, son la respuesta a los cambios en la pendiente del fondo del canal, y solo se evidencia el control hidráulico o remanso causado por el puente peatonal (ID 4), por insuficiencia hidráulica.

Un tercer tramo de análisis, se ubica entre las abscisas 1+300 y 1+700, finalizando en la zona donde se ubica el paso vehicular correspondiente a la calle 29 C con carrera 110. En esta zona, se presentan varias viviendas ubicadas sobre las márgenes de la corriente, especialmente sobre el costado derecho, las cuales son afectadas por el paso de las crecientes en la corriente de interés.

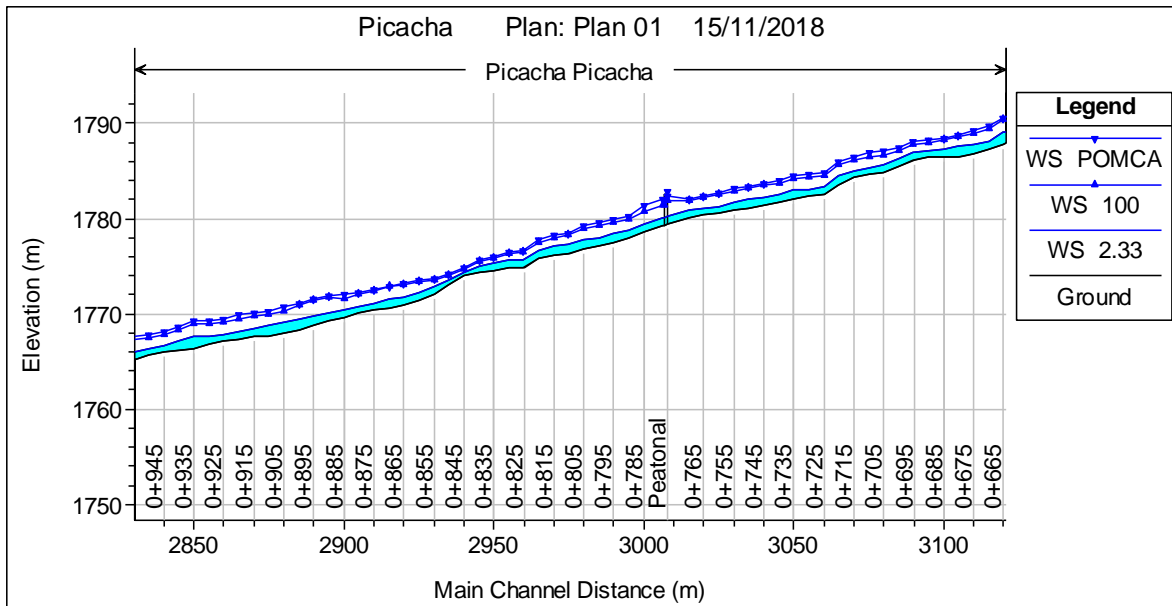


Figura 162. Perfil del flujo 0+750 – 0+900.

- **Tramo 1+300 y 1+700**

En la Figura 163, se presentan algunas secciones transversales para la zona entre las abscisas 1+300 y 1+700, donde se puede observar las zonas ocupadas por el paso de crecientes, espacios que en la actualidad presentan asentamientos urbanos.

En la Figura 164, se presenta el perfil del flujo para la zona mencionada, en el cual puede observarse el puente ID 5, correspondiente a un paso peatonal, con insuficiencia hidráulica conllevando al control del flujo y la sobre elevación de la lámina de agua. Para el caso de paso vehicular ID 6, ubicado en la calle 29 C con carrera 110, se cuenta con capacidad para el paso de la máxima creciente.

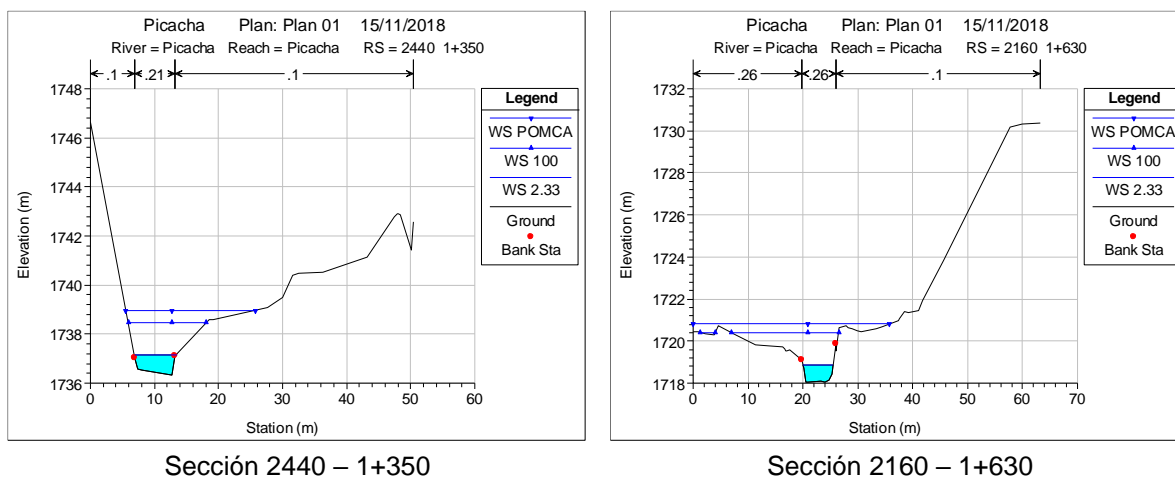


Figura 163. Secciones zona 1+300 – 1+700.

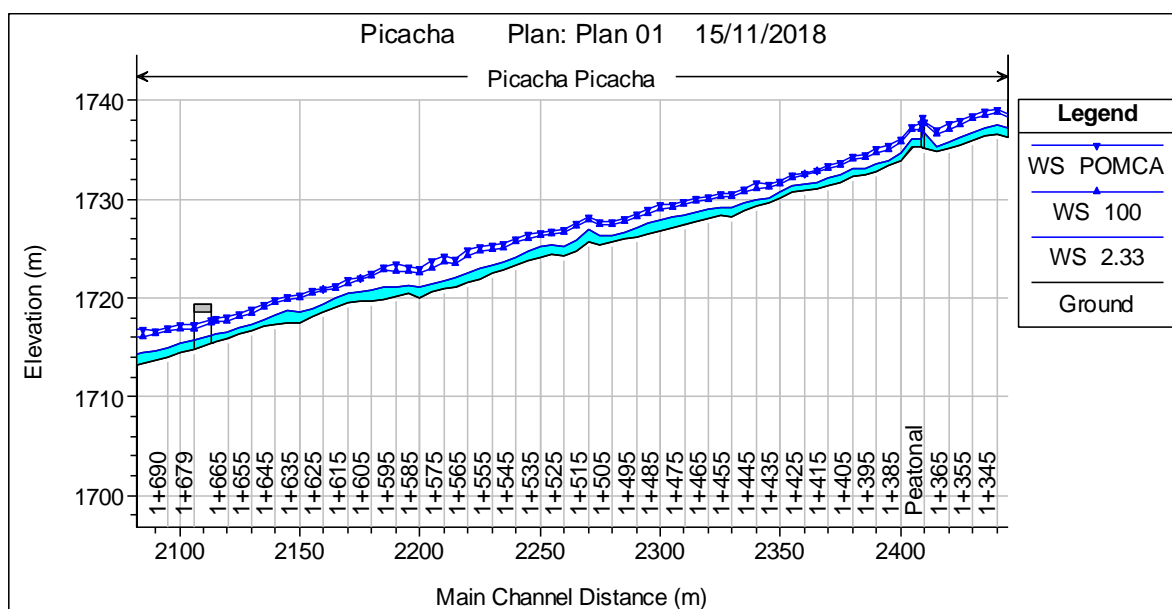


Figura 164. Perfil del flujo 1+300 – 1+700.

- **Tramo 1+700 y 2+175**

Entre las abscisas 1+700 y 2+175, se presenta una zona de baja altura sobre la margen derecha del canal de la quebrada La Picacha, área que cuenta con varios asentamientos de viviendas y que, según los resultados del modelo hidráulico, son afectadas por el paso de la creciente de diseño. Adicionalmente, en esta zona, se

ubica el proceso erosivo aparentemente estable sobre la margen izquierda del canal, donde se realiza la descarga de un afluente a través de una serie de rocas tipo Rip Rap.

Justo aguas abajo de este lugar, y posterior a un paso peatonal, se genera un proceso de incisión en el fondo de la quebrada con un aumento en la pendiente del fondo, así como la formación de procesos erosivos sobre las márgenes de la quebrada por el desprendimiento del suelo desde la base del talud, situación que ha afectado un paso peatonal sobre la corona del talud de la margen izquierda, zona ubicada a la altura de la abscisa 2+040. En la Figura 165, se presentan algunas de las secciones transversales para esta zona.

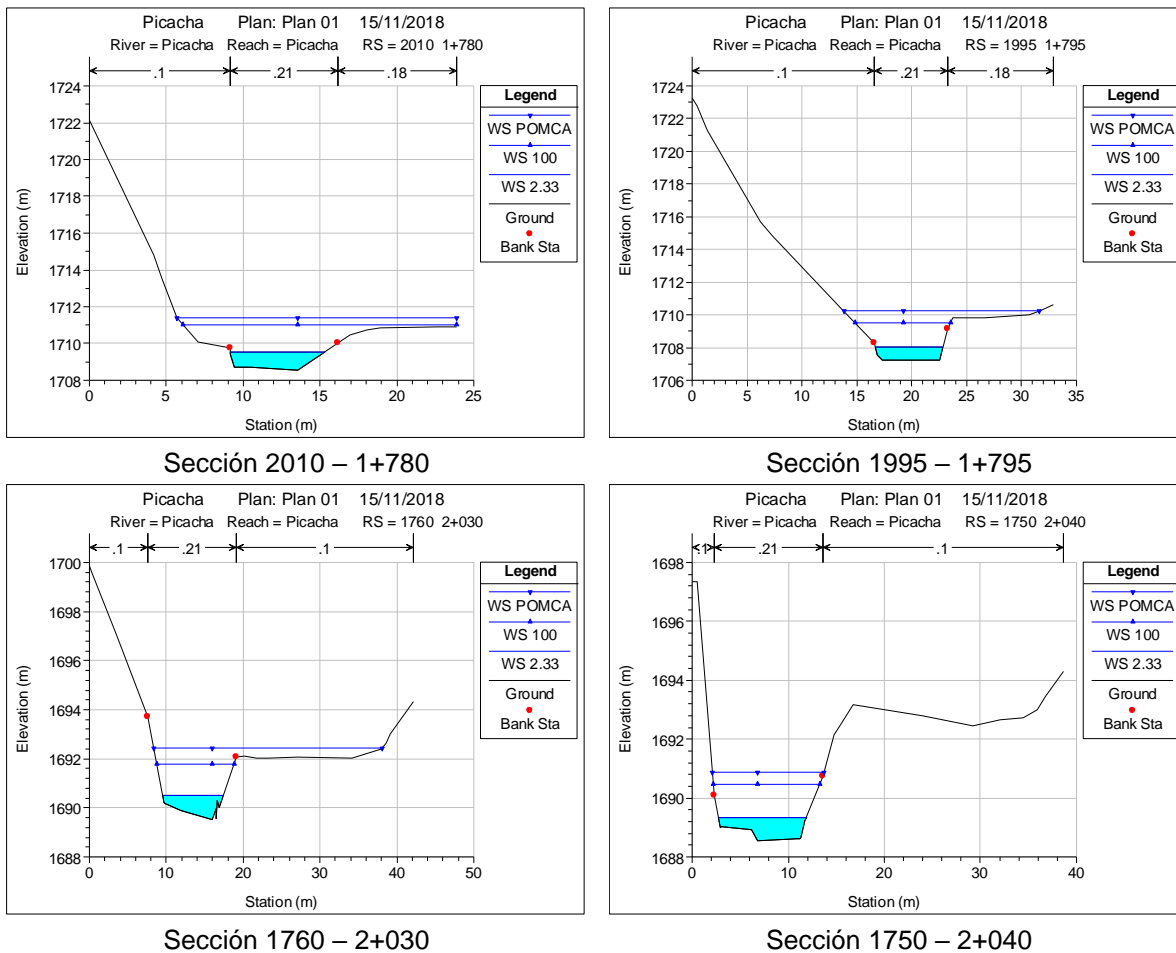


Figura 165. Secciones zona 1+700 a 2+175.

Dentro del perfil del flujo, se puede observar que el paso peatonal metálico ID 7, cuenta con capacidad hidráulica para la creciente de diseño y aguas abajo de dicho lugar, se presenta un salto correspondiente a una obra de captación existente. Justo aguas abajo del salto indicado, se presenta un descenso fuerte en la pendiente del fondo del canal, correspondiente al proceso de incisión mencionado, así como diferentes cambios en la pendiente del fondo del canal situación que ha conllevado a la formación de varios procesos erosivos.

Por tal razón, se deberán implementar obras en este tramo que permitan recuperar la pendiente del fondo del canal, y minimizar el poder erosivo de la corriente mediante la reducción de la pendiente, lo que permite reducir también la velocidad del agua.

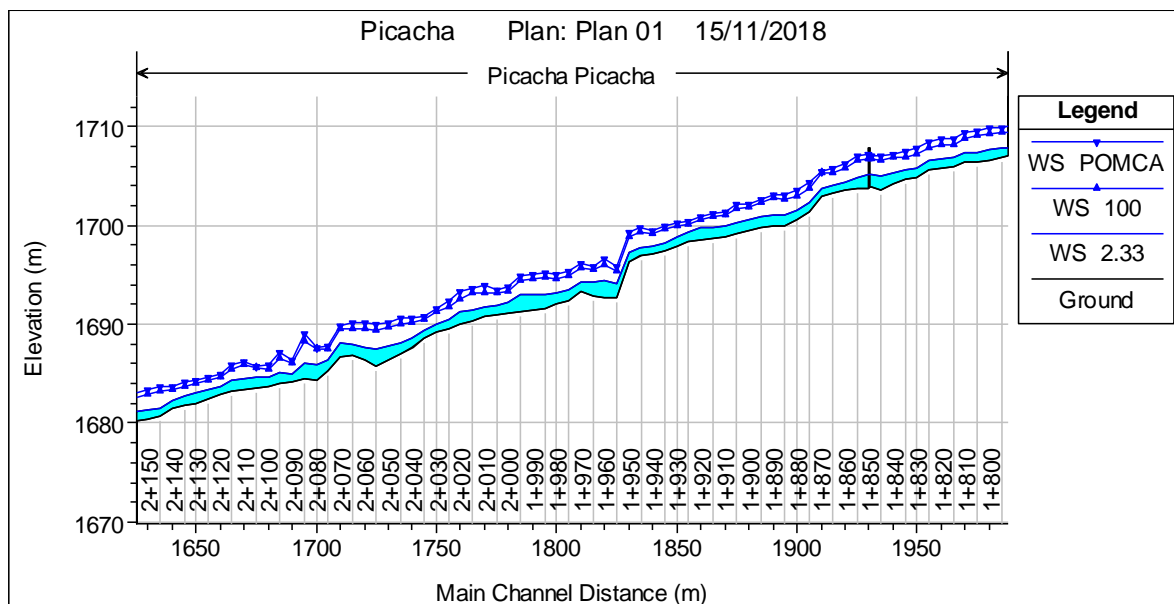


Figura 166. Perfil del flujo 1+700 – 2+175.

- **Tramo 2+200 a 2+450**

Otro tramo de análisis corresponde a la zona colindante a una cancha de fútbol, tramo en el cual se han presentado fuertes procesos erosivos sobre ambas orillas del canal de la quebrada La Picacha (ver Figura 167).

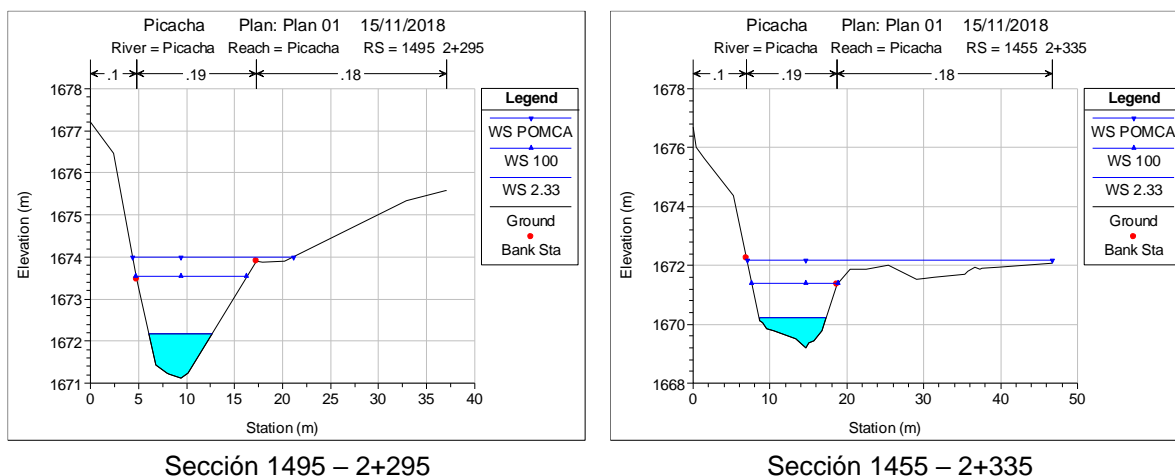


Figura 167. Secciones zona 2+200 a 2+450.

Este tramo se encuentra entre abscisas 2+200 y 2+450, donde se cuenta con terrazas aluvio torrenciales definidas, y que, según los resultados del modelo hidráulico, se cuenta con una zona donde el nivel máximo para la creciente POMCA, alcanza dichas zonas con profundidades de agua superiores a 3,0 m. En la Figura 168, se presenta el perfil del flujo para esta zona de análisis.

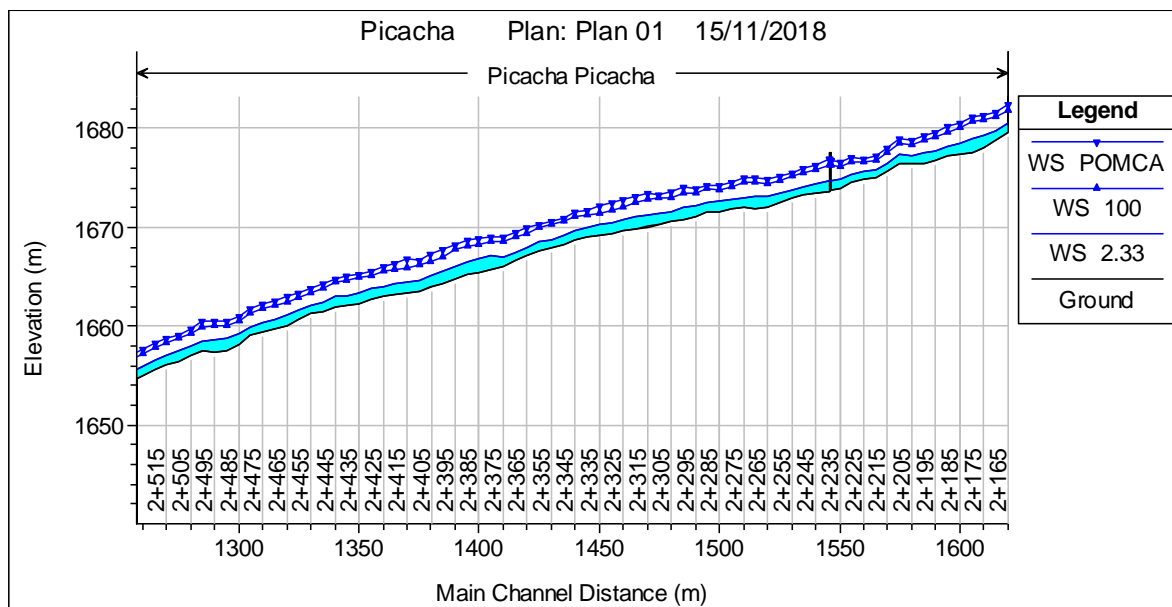


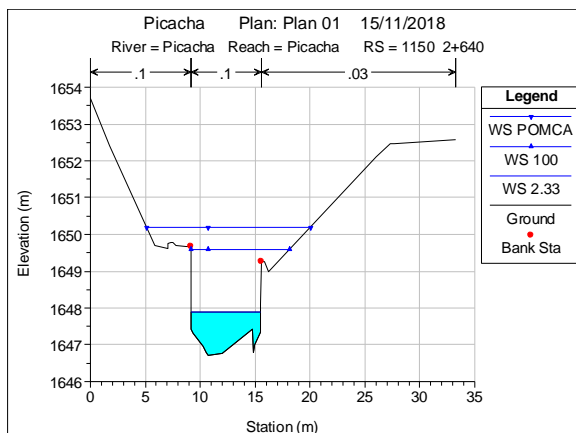
Figura 168. Perfil del flujo 2+200 – 2+450.

Es de mencionar que, en esta zona, ya se cuenta con varias viviendas evacuadas por parte del Departamento Administrativo de Gestión de Riesgos y Desastres – DAGRD del municipio de Medellín. En este tramo, se presenta un puente peatonal colgante ID 8, el cual cuenta con capacidad hidráulica para el paso de crecientes. En toda la zona, se observa un comportamiento estable y sin problemas de cambios de profundidad o controles hidráulicos.

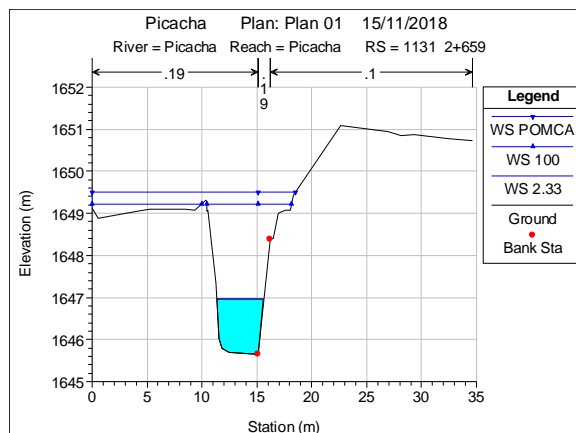
- **Tramo 2+550 a 3+180**

Como último tramo de análisis, se tiene la zona comprendida entre las abscisas 2+550 y 3+180, justo hasta el puente de acceso a la Ladrillera El Diamante. En esta zona, se presenta el paso del flujo sobre la vía de acceso a la Ladrillera Las Margaritas, lugar donde se presentó la obstrucción de una obra de paso conformada por tuberías, y el flujo transita por encima de la vía. Aguas abajo de dicho lugar, la corriente presenta un tramo donde las orillas se encuentran ocupadas por varias viviendas, así como un andén de acceso a las mismas. En la Figura 169, se presentan algunas secciones transversales de este tramo.

Aguas abajo, a partir de la abscisa 2+960, inicia una obra de contención sobre la orilla izquierda del canal de la quebrada La Picacha, correspondiente a un muro de aproximadamente 150 m desarrollado por el municipio de Medellín. En este tramo, se cuenta con una menor altura sobre la orilla derecha, lo que conlleva a que el flujo de creciente para el caudal POMCA, sobre pase la altura del terreno, incluyendo un muro existente sobre dicha margen.



Sección 1150 – 2+640



Sección 1131 – 2+659

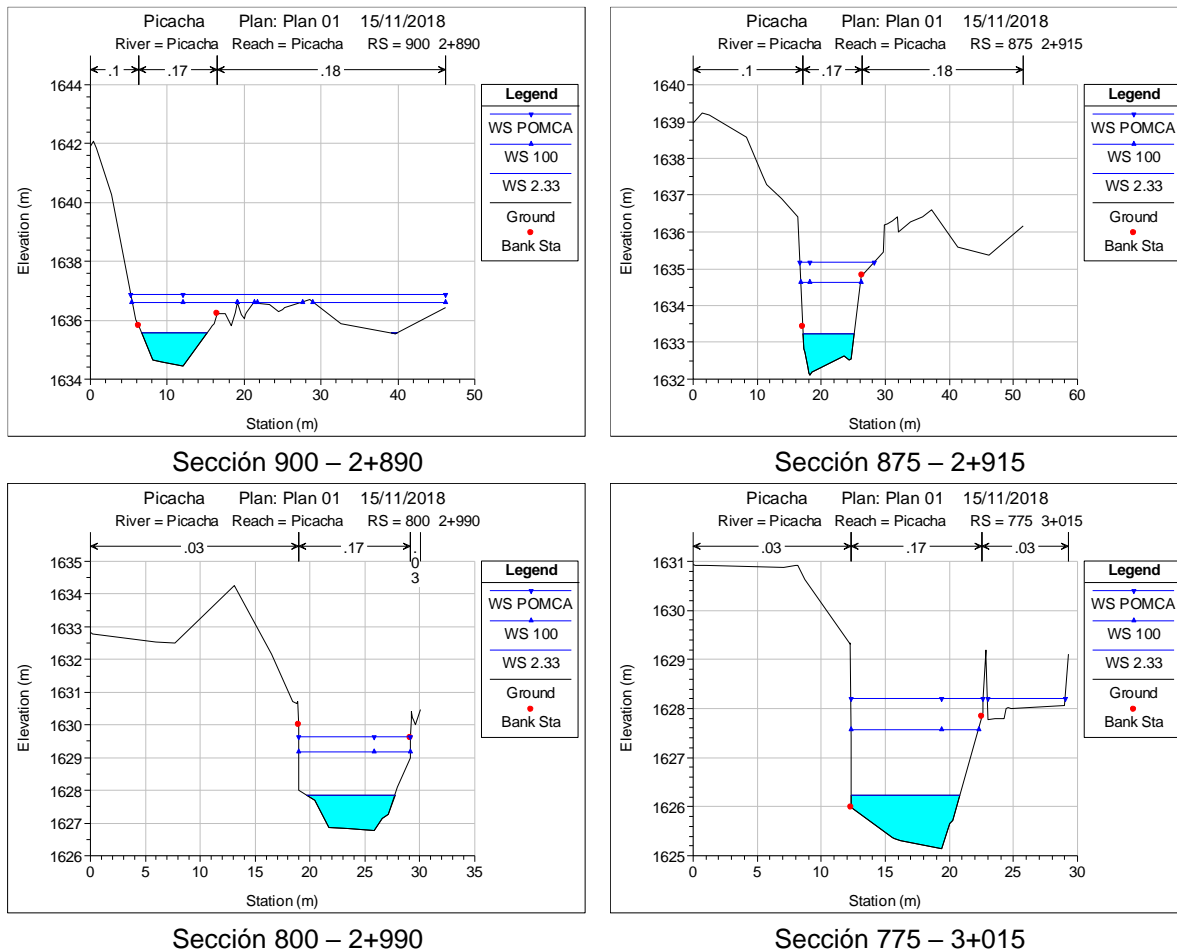


Figura 169. Secciones zona 2+550 a 3+180.

En la Figura 170, se presenta el perfil del flujo para este último tramo de análisis. Dentro de este tramo, se ubica un puente peatonal en madera ID 9, justo aguas abajo del ingreso a la ladrillera Las Margaritas, obra que cuenta con capacidad hidráulica, sin embargo, no presenta condiciones de estabilidad apropiadas que garanticen la permanencia de la obra.

Para el tramo donde se encuentran las viviendas colindantes al cauce de la corriente, se presenta un puente peatonal ID 10, obra que cuenta con insuficiencia hidráulica para la creciente de diseño y que, según información dada por la comunidad, en una ocasión previa, se presentó la falla de dicho paso por una creciente extraordinaria. Otro paso peatonal, corresponde al puente ID 11, correspondiente a un puente metálico de color amarillo, el cual cuenta con

capacidad hidráulica según el modelo, sin que se modifique el comportamiento del perfil del agua para la zona aferente a dicha obra.

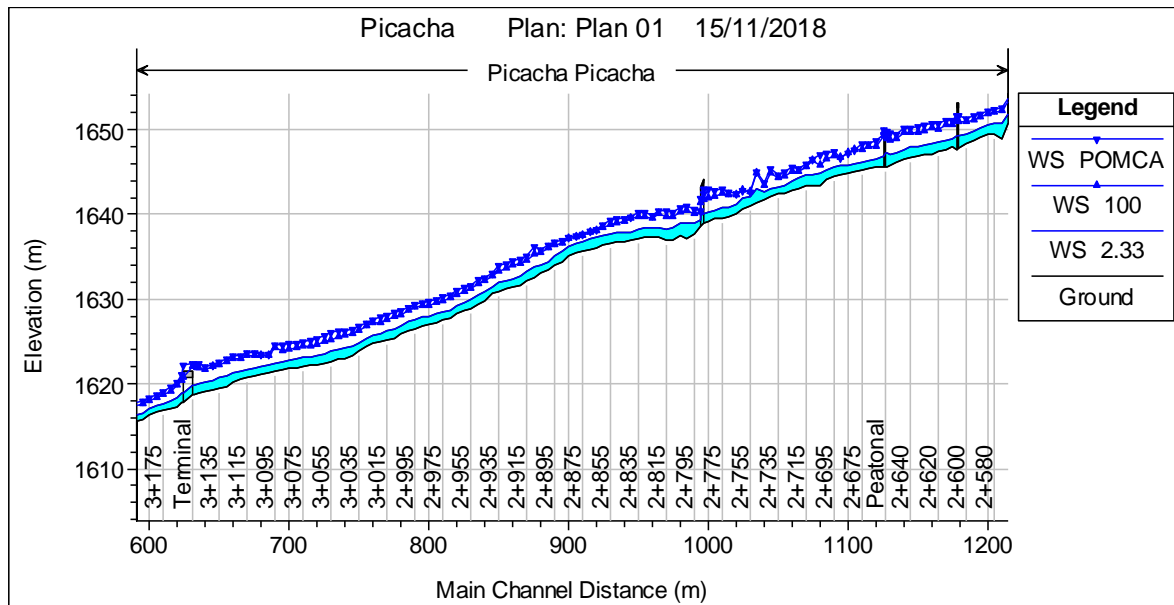


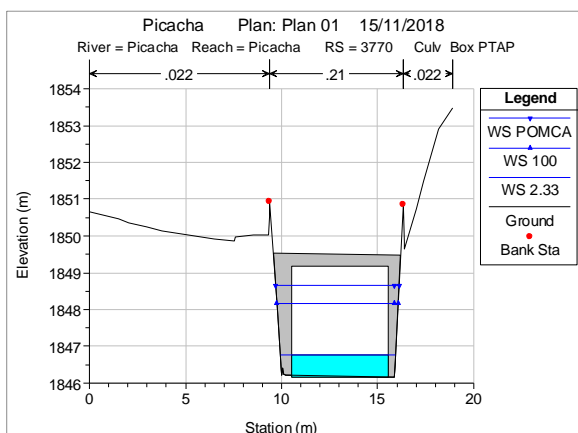
Figura 170. Perfil del flujo 2+550 a 3+180.

Finalmente, se cuenta con el puente vehicular utilizado para el acceso a la Ladrillera El Diamante, obra que presenta insuficiencia hidráulica, causando la sobre elevación de la lámina de agua para un tramo aguas arriba del mismo.

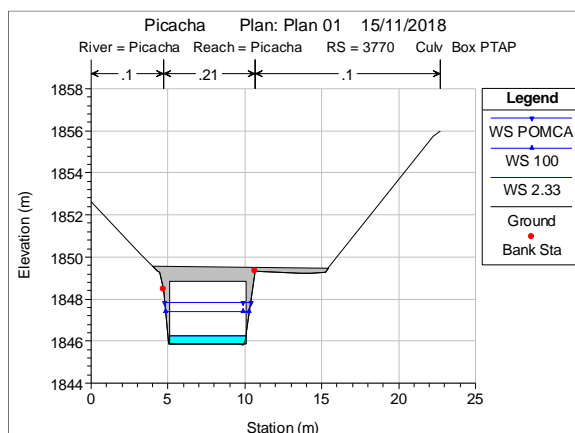
- **Obras de Cruce Existentes**

Un análisis complementario se presenta para las obras de cruce existentes, tales como box culverts, puentes vehiculares y puentes peatonales, información ya analizada dentro de los perfiles del flujo en cada uno de los tramos presentados.

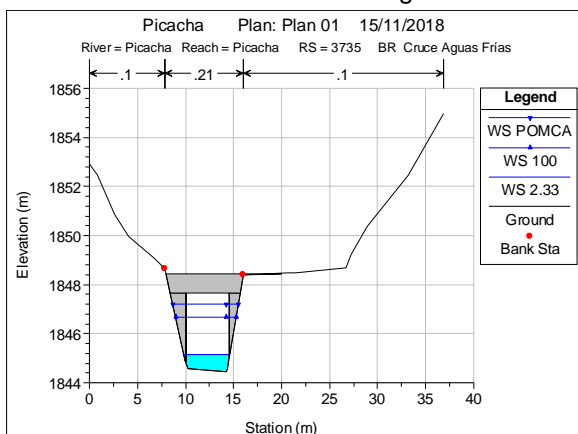
En la Figura 171, se presentan las secciones transversales para las obras de paso ID 1 y 2. En la Tabla 70, se presentan los resultados numéricos arrojados por el modelo hidráulico para el caudal POMCA, en la obra tipo box culvert correspondiente al cruce de acceso a la planta de Empresas Públicas de Medellín E.S.P.



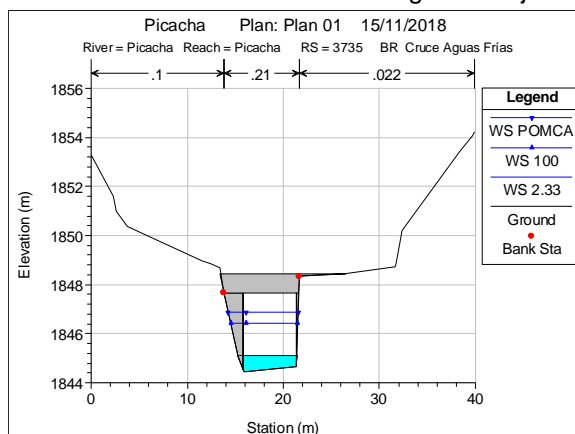
Sección 3770 – Obra ID 1 – Aguas Arribas



Sección 3770 – Obra ID 1 – Aguas Abajo



Sección 3735 – Obra ID 2 – Aguas Arribas



Sección 3735 – Obra ID 2 – Aguas Abajo

Figura 171. Secciones obras de cruce ID 1 y 2.

Tabla 70. Resultados numéricos, obra box culvert ID 1, caudal POMCA.

Parámetro	Valor	Parámetro	Valor
Energía Arriba (m)	1849,48	Agua Inlet (m)	1848,67
Agua Arriba (m)	1848,42	Agua Outlet (m)	1847,83
Energía Abajo (m)	1849,67	H Normal (m)	1,36
Agua Abajo (m)	1847,82	V Arriba (m/s)	4,95
Delta Energía (m)	0,19	V Abajo (m/s)	6,27
Delta Agua (m)	0,6	Fondo Arriba (m)	1846,17
Culvert Control	Outlet	Fondo Abajo (m)	1845,85

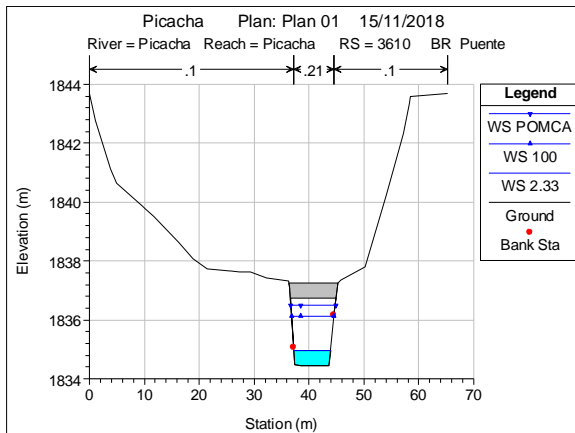
En la Figura 172, se presenta las secciones transversales para las obras de cruce identificadas con ID 3 y 4. En la Tabla 71, se muestran los resultados numéricos

para los puentes con ID 2 a 4, ubicados sobre el cauce de la quebrada La Picacha y en el escenario actual.

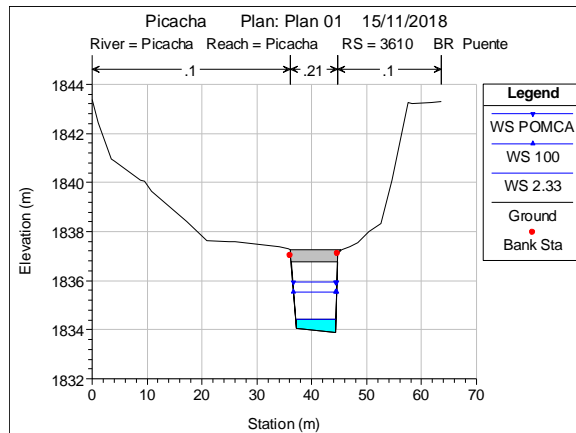
Tabla 71. Resultados numéricos, obras ID 2 a 4, caudal POMCA.

Elemento	3735 - ID 2		3610 - ID 3		3012 - ID 4	
	Arriba	Abajo	Arriba	Abajo	Arriba	Abajo
Energía (m)	1848,53	1848,05	1837,41	1836,83	1783,26	1782,63
Agua (m)	1847,22	1846,88	1836,5	1835,93	1782,8	1781,96
H (m)	2,75	2,43	2,05	2,02	3,39	2,74
V (m/s)	5,08	4,78	4,18	4,21	2,98	3,58
A (m2)	12,18	12,96	14,79	14,72	28,3	23,6
F	0,99	1	0,97	0,99	0,52	0,84
T (m)	4,55	5,55	8,16	8,04	29,48	18,62

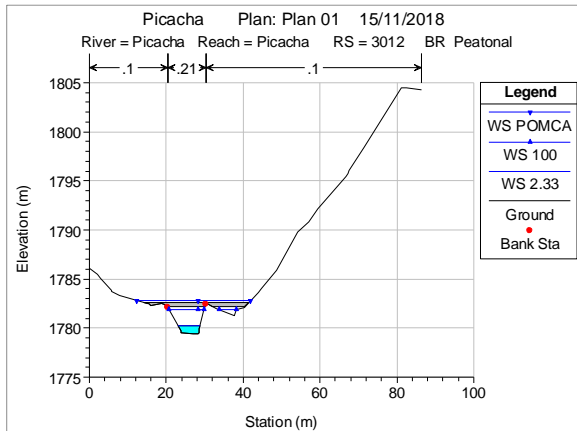
Teniendo en cuenta los resultados obtenidos para las obras de paso existentes y definidas como ID 1 a 4, se tienen bordes libres de 0,50 m, 0,43 m, 0,25 m y -0,62 m, respectivamente, lo que indica que las obras ID 1 a 3, cuentan con capacidad hidráulica, y para la obra ID 4, correspondiente a un paso peatonal, se presenta insuficiencia hidráulica, situación que conlleva a la formación de zonas inundables.



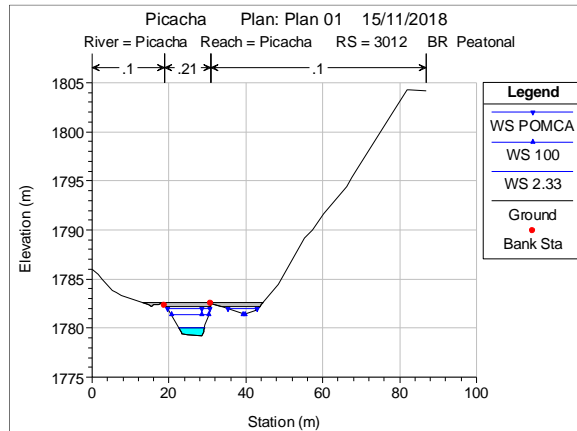
Sección 3610 – Obra ID 3 – Aguas Arribas



Sección 3610 – Obra ID 3 – Aguas Abajo

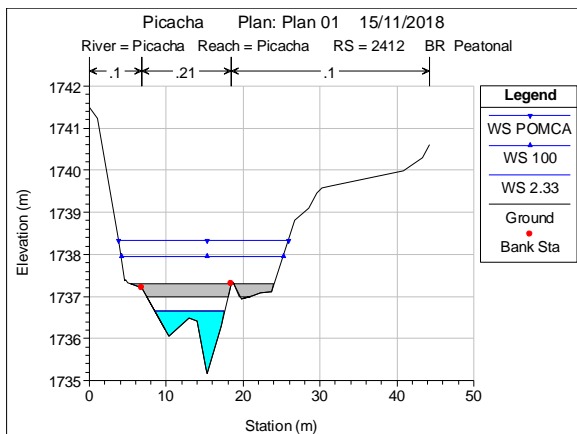


Sección 3012 – Obra ID 4 – Aguas Arribas

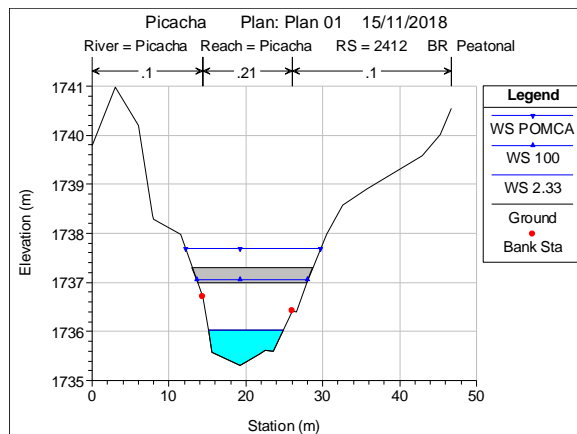


Sección 3012 – Obra ID 4 – Aguas Abajo

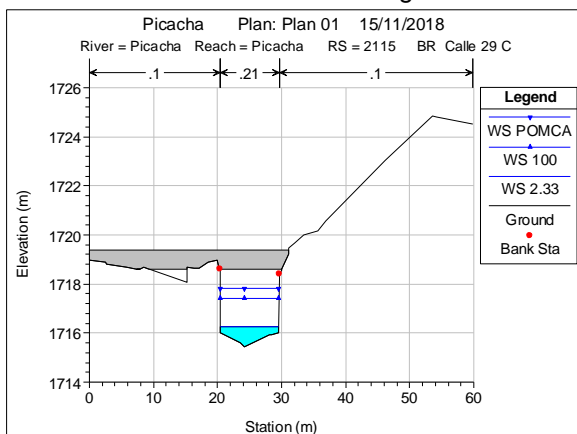
Figura 172. Secciones obras de cruce ID 3 y 4.



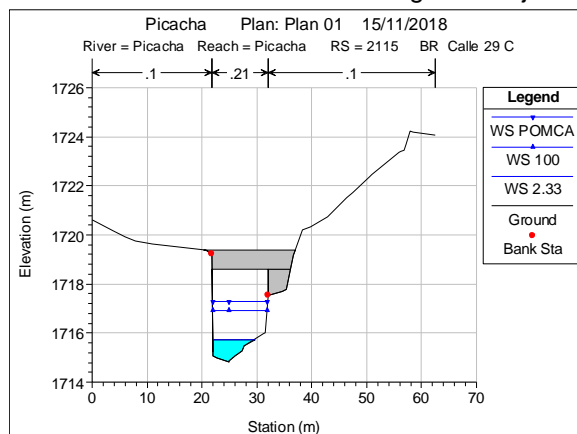
Sección 2412 – Obra ID 5 – Aguas Arribas



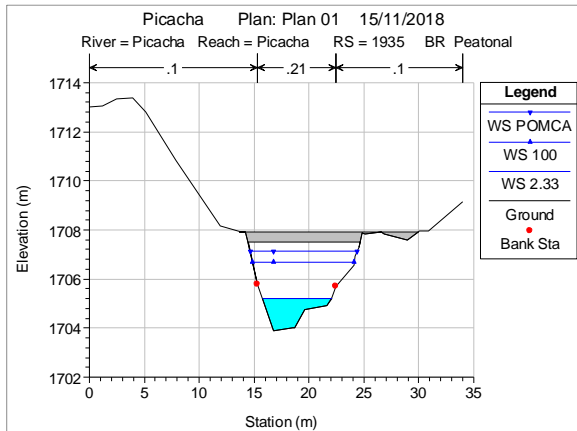
Sección 2412 – Obra ID 5 – Aguas Abajo



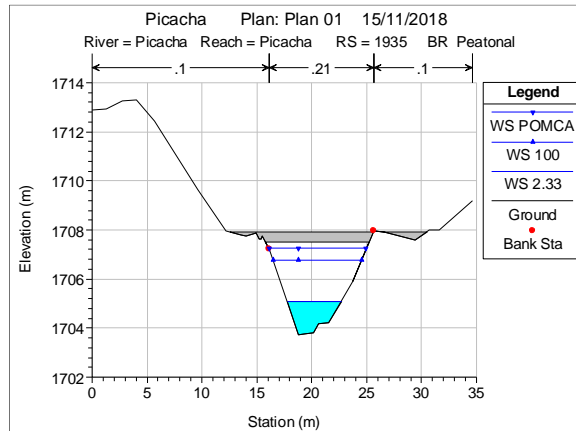
Sección 2115 – Obra ID 6 – Aguas Arribas



Sección 2115 – Obra ID 6 – Aguas Abajo



Sección 1935 – Obra ID 7 – Aguas Arribas



Sección 1935 – Obra ID 7 – Aguas Abajo

Figura 173. Secciones obras de cruce ID 5 a 7.

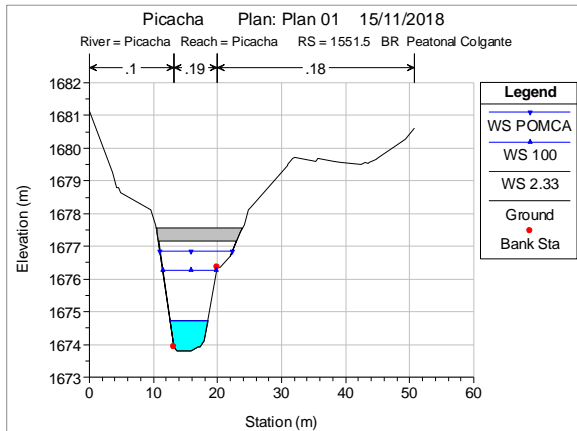
En la Figura 173, se presentan las secciones transversales para las obras de paso con ID 5 a 7, y en la Tabla 72, se presentan los resultados numéricos para el caudal de diseño.

Tabla 72. Resultados numéricos, obras ID 5 a 7, caudal POMCA.

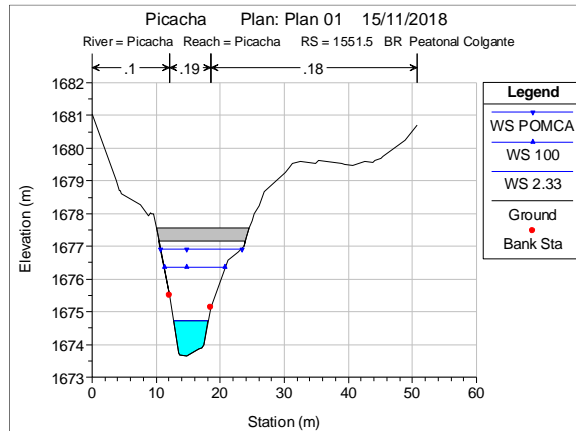
Elemento	2412 - ID 5		2115 - ID 6		1935 - ID 7	
	Arriba	Abajo	Arriba	Abajo	Arriba	Abajo
Energía (m)	1739,04	1738,39	1718,85	1718,26	1708,17	1708,38
Agua (m)	1738,33	1737,68	1717,83	1717,29	1707,12	1707,24
H (m)	3,16	2,38	2,38	2,46	3,24	3,51
V (m/s)	2,88	3,69	4,47	4,36	4,53	4,72
A (m2)	29,26	22,84	18,87	19,35	20,12	19,31
F	0,67	0,77	0,99	1	0,92	1,02
T (m)	22,09	17,55	9,15	10,08	9,7	8,84

Para el caso de las obras ID 5 a 7, se obtienen valores de borde libre de -1,33 m, 0,77 m y 0,40 m, indicando que la obra ID 5, correspondiente a un paso peatonal. Para el caso del puente vehicular ubicado en la calle 29 C con carrera 110 – ID 6, se presenta un borde libre adecuado para el paso de las crecientes, así como para el paso peatonal metálico previo a la estructura de bocatoma.

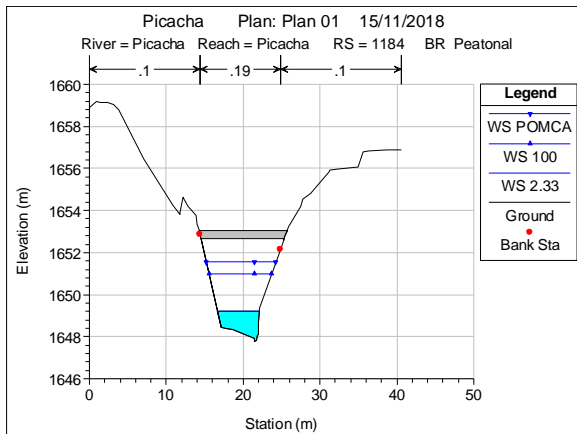
En la Figura 174, se presentan las secciones transversales para las obras de paso ID 8 a 10, en conjunto con la lámina de agua para los caudales con periodos de retorno de 2.33, 100 años y este último mayorado en 40%, con el fin de contemplar el volumen de sedimentos arrastrados por la corriente.



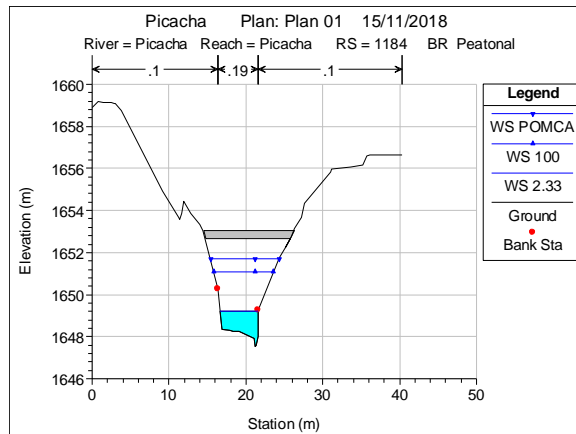
Sección 1551.5 – Obra ID 8 – Aguas Arribas



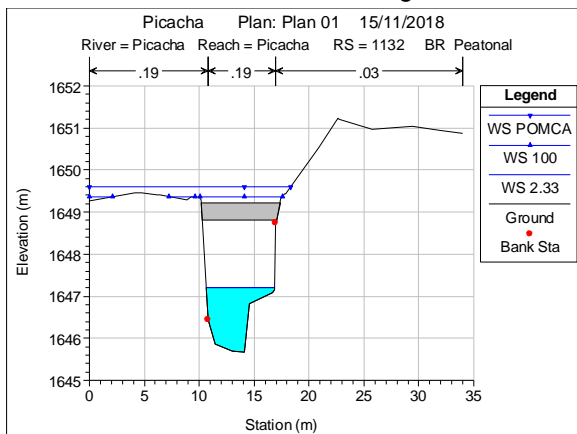
Sección 1551.5 – Obra ID 8 – Aguas Abajo



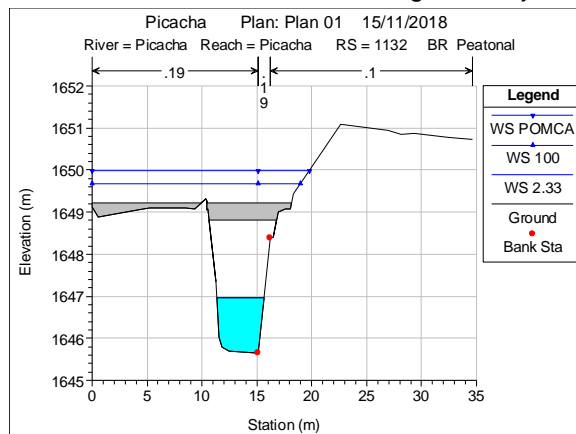
Sección 1184 – Obra ID 9 – Aguas Arribas



Sección 1184 – Obra ID 9 – Aguas Abajo



Sección 1132 – Obra ID 10 – Aguas Arribas



Sección 1132 – Obra ID 10 – Aguas Abajo

Figura 174. Secciones obras de cruce ID 8 a 10.

En la Tabla 73, se presentan los resultados para el caudal POMCA y en las obras de cruce identificadas como ID 8 a 10.

Tabla 73. Resultados numéricos, obras ID 8 a 10, caudal POMCA.

Elemento	1551,5 - ID 8		1184 - ID 9		1132 - ID 10	
	Arriba	Abajo	Arriba	Abajo	Arriba	Abajo
Energía (m)	1677,83	1677,87	1652,81	1652,94	1651,34	1650,73
Agua (m)	1676,84	1676,92	1651,59	1651,7	1649,6	1649,98
H (m)	3,05	3,26	3,82	4,15	3,93	4,34
V (m/s)	4,31	4,06	4,89	4,9	5,13	3,78
A (m2)	21,12	22,44	22,2	22,19	21,19	28,77
F	0,88	0,85	1	0,84	0,94	0,59
T (m)	11,32	12,66	9,07	8,91	18,33	19,79

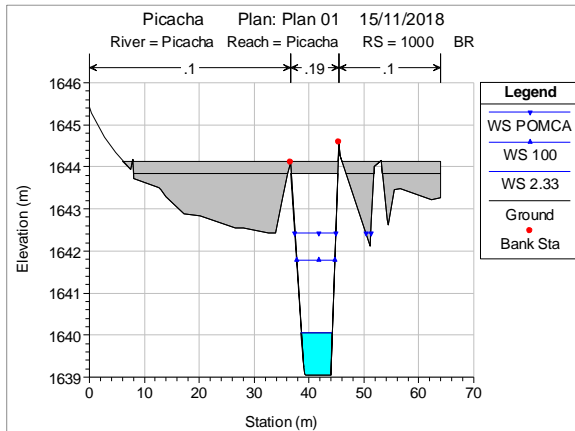
Los resultados del modelo hidráulico indican bordes libres de 0,23 m, 0,96 m y -1.17 m para los cruces ID 8, 9 y 10, respectivamente, indicando que el cruce ID 10, presenta insuficiencia hidráulica para el paso de las crecientes. Este cruce, corresponde al puente peatonal en el tramo donde las riberas de la quebrada se encuentran totalmente ocupadas por viviendas.

Finalmente, se estimaron los resultados para los cruces definidos como ID 11 y 12, correspondientes al puente peatonal amarillo y al puente de acceso a la ladrillera El Diamante, información indicada en la Tabla 74.

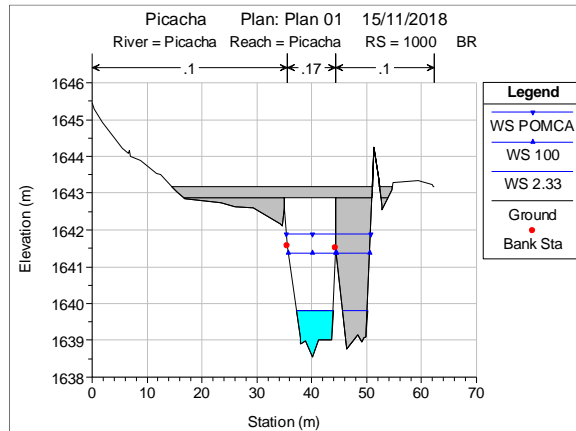
Tabla 74. Resultados numéricos, obras ID 11 a 12, caudal POMCA.

Elemento	1000 - ID 11		630 - ID 12	
	Arriba	Abajo	Arriba	Abajo
Energía (m)	1643,8	1643,11	1623,01	1622,67
Agua (m)	1642,42	1641,88	1622,48	1622,15
H (m)	3,38	3,32	3,76	4,25
V (m/s)	5,21	4,91	2,89	3,21
A (m2)	20,85	22,11	38,61	34,85
F	0,99	0,99	0,53	0,5
T (m)	7,45	9,01	36,89	36,06

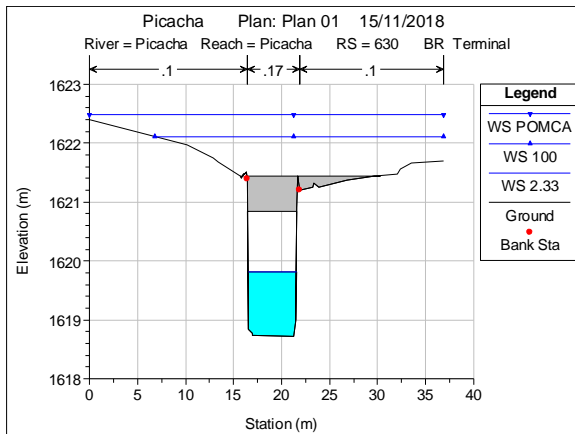
A partir de los resultados obtenidos, se estimaron valores de borde libre de 0,45 m y -1,63 m para las obras de paso con ID 11 y 12, respectivamente, donde esta última y de insuficiencia hidráulica, corresponde al cruce vehicular de acceso a la ladrillera El Diamante. En la Figura 175, se presentan las respectivas secciones transversales para cada una de estas obras.



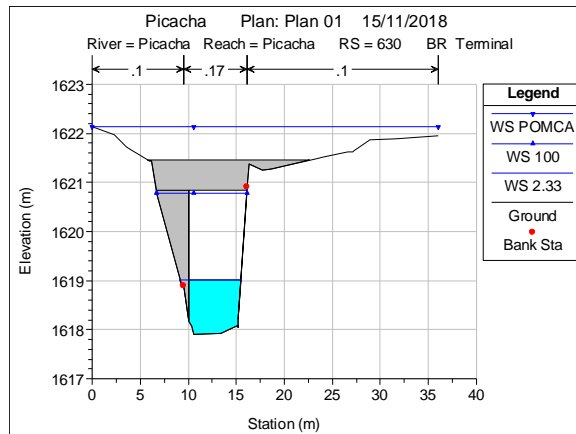
Sección 1000 – Obra ID 11 – Aguas Arribas



Sección 1000 – Obra ID 11 – Aguas Abajo



Sección 630 – Obra ID 12 – Aguas Arribas



Sección 630 – Obra ID 12 – Aguas Abajo

Figura 175. Secciones obras de cruce ID 11 y 12.

Se puede observar que para el cruce en la zona de acceso a la ladrillera El Diamante, la lámina de agua genera una sobre elevación para cruzar sobre la estructura, lo que causa mayores profundidades aguas arriba del sitio de paso.

Mediante la implementación de la herramienta RasMapper disponible en el software HEC RAS, se realizó la generación de los campos de profundidad para el caudal con periodo de retorno de 100 años mayorado en 40%. Esta información es presentada en la Figura 176, la cual se elaboró a partir de la superficie obtenida del levantamiento topográfico y que cuenta con un área suficiente para abarcar toda la extensión de la mancha de inundación.

La información mostrada en la mancha de inundación, permite validar los resultados del modelo hidráulico para el escenario actual, donde en general, los niveles

máximos de creciente para el caudal con periodo de retorno de años mayorado en%
- POMCA, ocupa las zonas de terrazas determinadas dentro del análisis geomorfológico de la corriente.

En la Figura 177, se presenta un detalle de la mancha de inundación para el tramo aguas arriba de la zona analizada para la quebrada La Picacha, donde se puede evidenciar cada uno de los aspectos analizados en cuanto a zonas inundables sobre las orillas de la corriente.

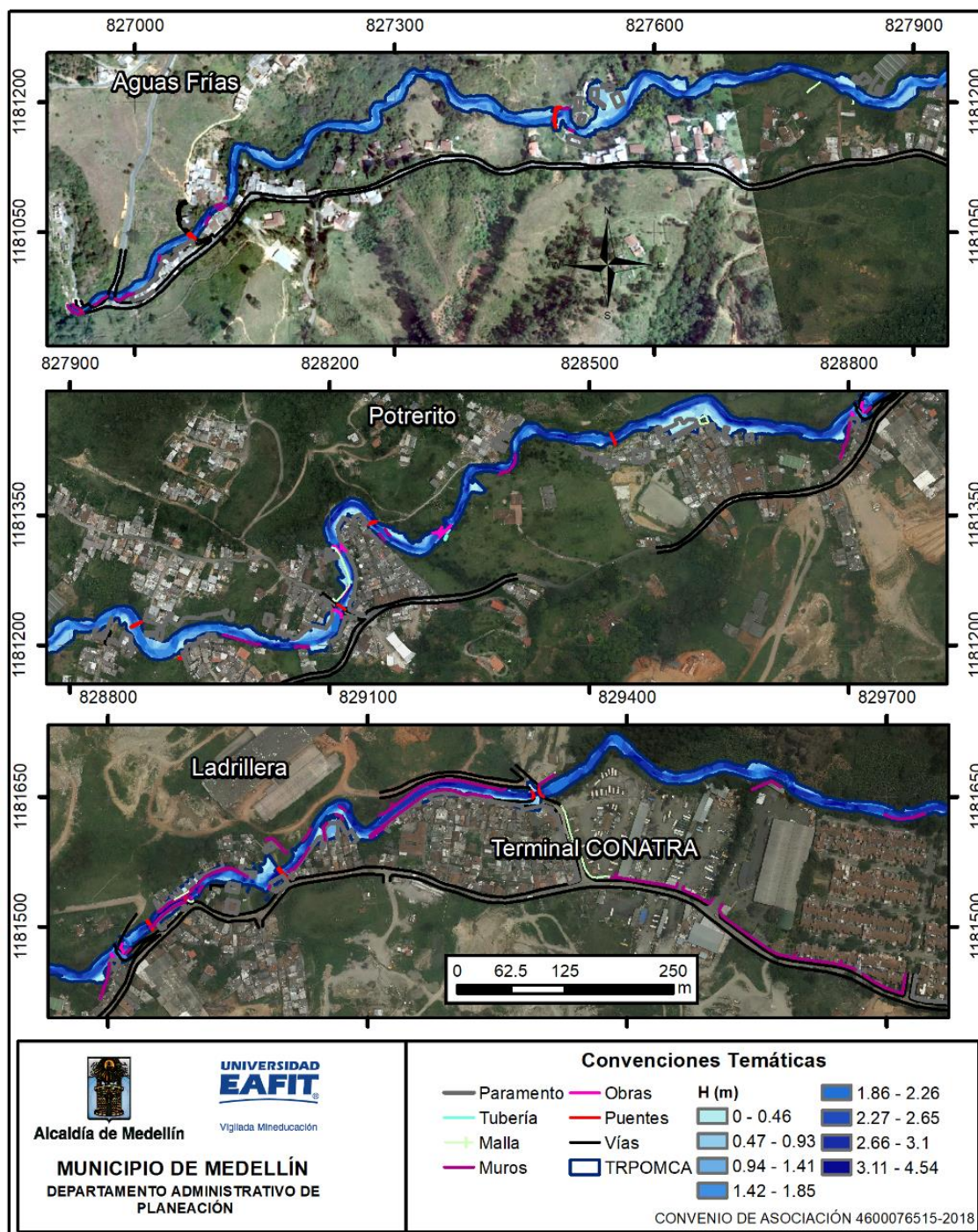


Figura 176. Campo de profundidad escenario actual.

En las Figura 178 y Figura 179, se presenta el detalla para la zona media de análisis y para el tramo aguas abajo, apreciando zonas de desbordamiento colindantes a la

cancha de fútbol mencionada en este capítulo y para la zona cercana a las ladrilleras Las Margaritas y El Diamante.

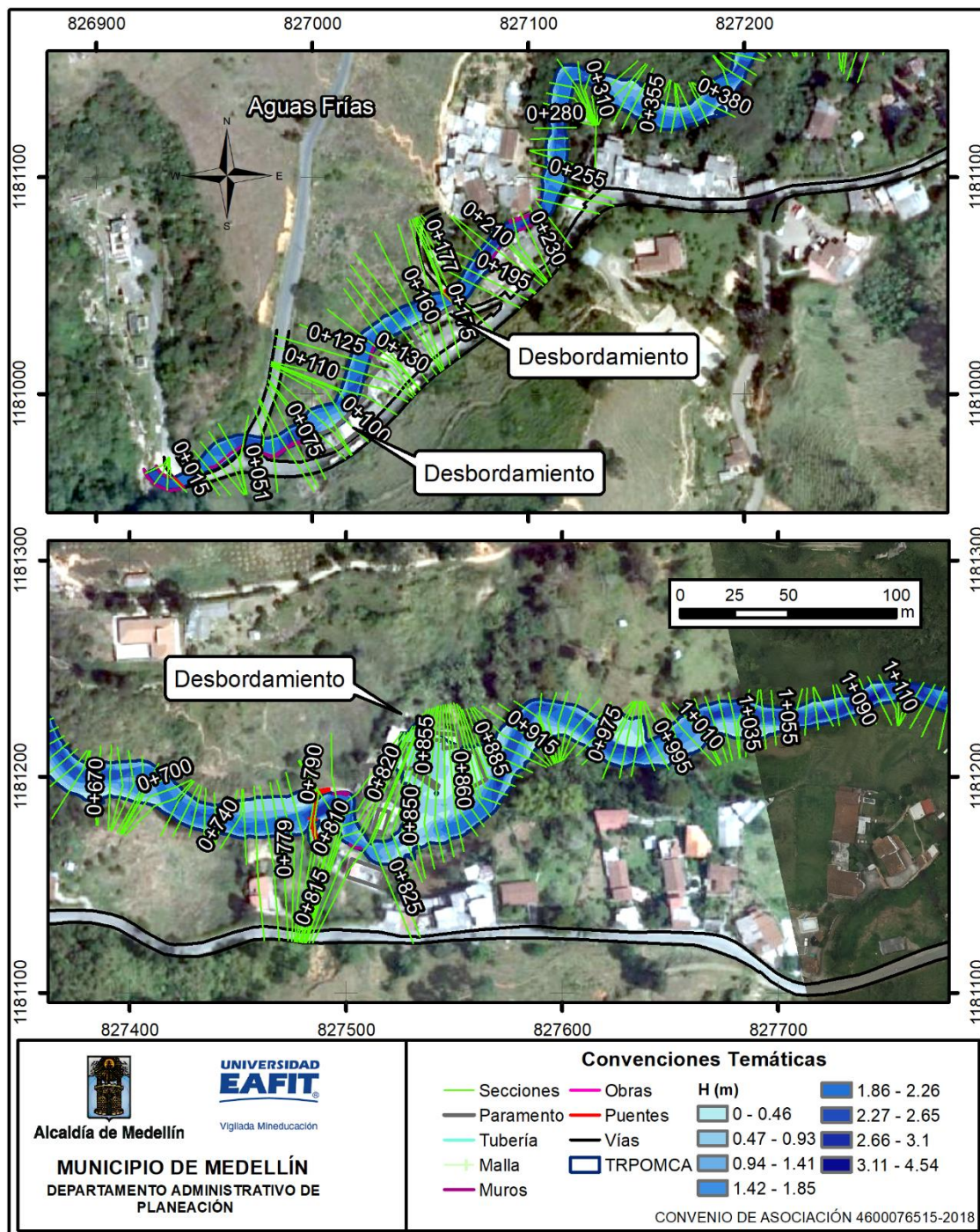


Figura 177. Campo de profundidad Detalle 1.

En el anexo 6.3 se presentan la tabla de resultados completa con la modelación hidráulica en condiciones actuales para cada una de las secciones transversales en el tramo de análisis y cada uno de los periodos de retorno analizados.

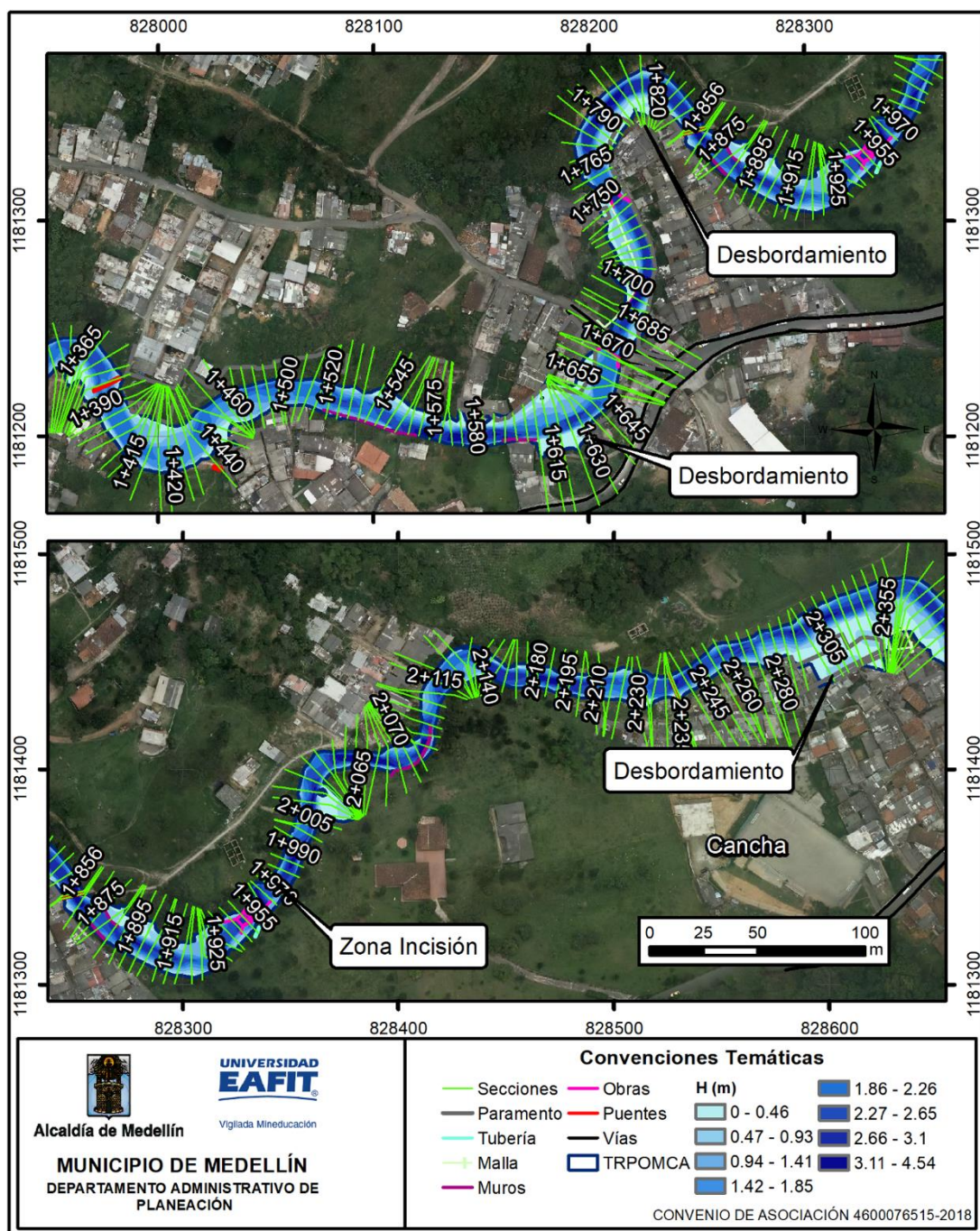


Figura 178. Campo de profundidad Detalle 2.

En el Anexo 6.4, se presentan las secciones transversales evaluadas con su respectiva lámina de agua en condiciones actuales.

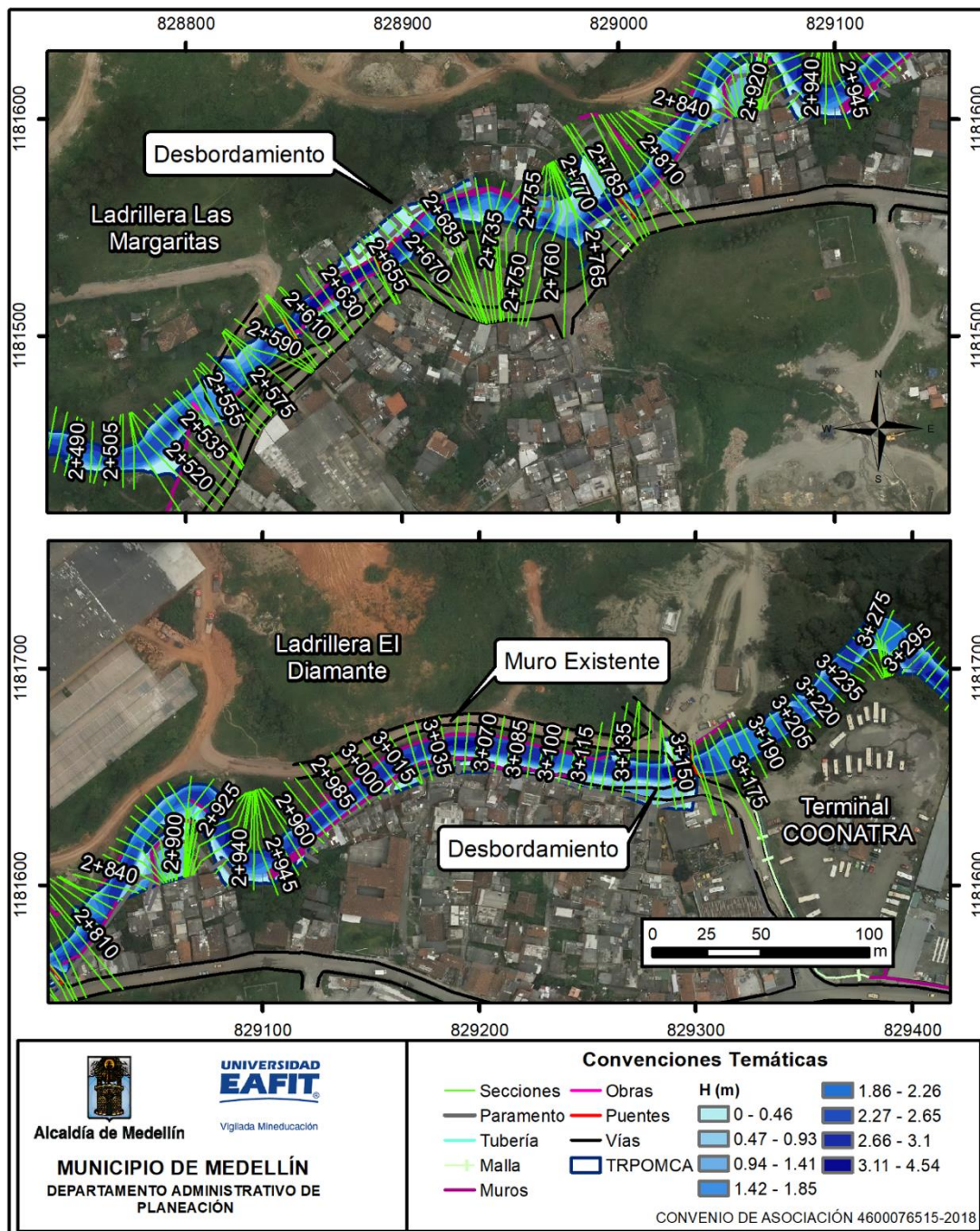


Figura 179. Campo de profundidad Detalle 3.

En el Anexo 6.5, se presenta de forma digital los archivos que hacen parte del modelo hidráulico en condiciones actuales realizado en el software HEC-RAS.

9.3 ANÁLISIS CONDICIÓN ACTUAL

9.3.1 Zonificación de Afectaciones por Crecientes

Según los resultados obtenidos en el modelo hidráulico de la quebrada La Picacha, así como en el análisis geomorfológico y las apreciaciones del recorrido de campo, se pudo establecer que las crecientes asociadas a la corriente para los caudales estudiados, presentan varias zonas de desbordamiento que afectan las condiciones de varios asentamientos urbanos ubicados sobre las riberas de esta quebrada. En la Tabla 75, se presenta un recuento de cada uno de los tramos afectados por el desbordamiento de los caudales máximos en la quebrada La Picacha y para la zona analizada.

Tabla 75. Sitios afectados por el desbordamiento de la quebrada La Picacha.

ID	Abscisas		Modelo		Mergen	L Aprox (m)
	Inicio	Fin	Inicio	Fin		
1	0+075	0+210	3715	3580	Derecha	135
2	0+220	0+260	3570	3530	Ambas	40
3	0+790	0+900	3000	2890	Izquierda	110
4	1+300	1+400	2490	2390	Derecha	100
5	1+445	1+510	2345	2280	Derecha	65
6	1+580	1+670	2210	2120	Ambas	90
7	1+685	1+860	2105	1930	Derecha	175
8	2+220	2+435	1570	1355	Derecha	215
9	2+610	2+755	1180	1035	Ambas	145
10	2+795	2+935	995	855	Derecha	140
11	2+975	3+153	815	637	Derecha	178

Esta información complementa los análisis mostrados en el capítulo 9.2.6, en cuanto a los sitios afectados por el desbordamiento del agua para los caudales máximos, así como la presentación de la mancha de inundación para varios de dichos lugares, evidenciando que la extensión del flujo de creciente se ubica sobre varias viviendas del tramo analizado.

Según las condiciones de cada uno de los sitios, inicialmente se ha considerado plantear la reubicación de los sectores afectados con el desbordamiento de las crecientes en la quebrada La Picacha, con el fin de conservar la zona de retiro a la corriente de forma libre, y cuyo fin deberá ser la recuperación de las condiciones

naturales de la corriente, tal como lo indica el Acuerdo 048 de 2014, Plan de Ordenamiento Territorial del municipio de Medellín. Este planteamiento se realiza con excepción del tramo comprendido entre las abscisas 2+975 y 3+153, secciones del modelo 815 y 637, tramo paralelo al muro de contención ejecutado sobre la margen izquierda del canal de la corriente y en un tramo colindante al acceso a la Ladrillera El Diamante. En esta zona se propone implementar una obra de protección similar al muro de contención ya ejecutado, con el fin de mitigar las afectaciones por el desbordamiento del agua sobre la margen derecha, características y detalles de obras que serán presentados en capítulos posteriores.

Para el caso de los pasos vehiculares, en la Tabla 76, se presenta el borde libre para cada cruce sobre el cauce de la quebrada La Picacha.

Tabla 76. Borde libre para cada puente o cruce sobre la quebrada La Picacha.

Obra - ID	Tipo	Descripción	Cotas (m)			B.L. (m)	
			Inferior	POMCA	100	POMCA	100
3770 - 1	Box	Planta EPM	1849.17	1848.67	1847.97	0.5	1.20
3735 - 2	Puente	A Aguas Frías	1847.65	1847.22	1846.68	0.43	0.97
3610 - 3	Puente	Paso Vehicular	1836.75	1836.5	1836.11	0.25	0.64
3012 - 4	Puente	Paso Peatonal	1782.18	1782.8	1781.88	-0.62	0.30
2412 - 5	Puente	Paso Peatonal	1737	1738.33	1737.96	-1.33	-0.96
2115 - 6	Puente	CL 29 C x CR 110	1718.6	1717.83	1717.42	0.77	1.18
1935 - 7	Puente	Peatonal Metálico	1707.52	1707.12	1706.69	0.4	0.83
1551.5 - 8	Puente	Peatonal Colgante	1677.15	1676.92	1676.26	0.23	0.89
1184 - 9	Puente	Peatonal Madera	1652.66	1651.7	1651.00	0.96	1.66
1132 - 10	Puente	Peatonal Concreto	1648.81	1649.98	1649.37	-1.17	-0.56
1000 - 11	Puente	Peatonal Metálico	1642.87	1642.42	1641.79	0.45	1.08
630 - 12	Puente	Acceso El Diamante	1620.85	1622.48	1622.11	-1.63	-1.26

Según los resultados obtenidos del modelo hidráulico en condiciones actuales, se presentan varios sitios con insuficiencia hidráulica para el paso de la creciente POMCA y con periodo de retorno de 100 años. En un principio, se deberá considerar que según los lineamientos dados por el Municipio de Medellín desde su Secretaría de Medio Ambiente, El Departamento Administrativo de Gestión del Riesgo y Desastres – DAGRD, y Departamento Administrativo de Planeación, el caudal de diseño para las obras será el caudal con periodo de retorno de 100 años, y por lo tanto, se considera que el puente ID4, cuenta con capacidad hidráulica para el paso del caudal de diseño, y por ello, no se recomendará el desplazamiento de la obra o incrementar su gálibo – Borde Libre.

Adicionalmente, el puente peatonal ID 10, ubicado en la sección 1132, permite el acceso al sector ubicado entre las abscisas 2+610 y 2+755, secciones del modelo 1180 y 1035, que, según el análisis de las zonas inundables, es afectado por el paso de las crecientes, planteando la reubicación de las viviendas en dicho sector. Por ello, no se requiere realizar el reemplazo o modificación del puente peatonal, ya que no presentará ningún tipo de servicio al reubicar el sector.

En cuanto a demás pasos con problemas de capacidad hidráulica, se plantearán las diferentes alternativas que permitan garantizar el paso de la creciente con periodo de retorno de 100 años a través de estos, sin afectar las zonas aguas arriba y aguas abajo por el desbordamiento del agua, así como controles hidráulicos por baja capacidad hidráulica de las obras de cruce.

Por otra parte, entre las abscisas 1+780 y 2+200, secciones del modelo 2020 y 1580, respectivamente, se ha presentado un descenso del fondo del canal natural, asociado a un proceso de incisión que ha generado la afectación de la orilla izquierda con una serie de procesos erosivos. Teniendo en cuenta lo anterior, se presentará el planteamiento de obras para el control de gradiente, enfocadas en la reducción de la pendiente del fondo del canal y recuperación del nivel del lecho, mitigando las afectaciones actuales. Estos análisis serán presentados en capítulos posteriores. Dentro de estas obras, se complementará con la implementación de una obra de descarga de un afluente sobre la margen izquierda del canal de la quebrada La Picacha, a la altura de la abscisa 2+140.

9.3.2 Control de Fondo de Corrientes

La velocidad de las corrientes de agua genera erosión en el fondo del cauce. Esta socavación puede recuperarse por sedimentación o puede acumularse generándose una profundización permanente del cauce. A su vez la profundización en un punto determinado de la corriente puede generar profundización aguas arriba en una longitud importante del cauce. Al profundizarse el cauce, la erosión puede trasladarse a otros puntos de la cuenca (Suárez, 2001).

Para mitigar los efectos nocivos de la carga de sedimentos se han desarrollado muchas técnicas de control de sedimentos y erosión entre las cuales se enumeran las siguientes (Suárez, 2001):

1. Estructuras para fijación del fondo de la corriente.
2. Presas y trinchos para acumular sedimentos.

3. Barreras de sedimentos.

4. Control de la erosión laminar utilizando vegetación, recubrimientos, bermas y obras de bioingeniería.

La profundización del cauce consiste en la erosión no recuperable a largo plazo, de los materiales en el fondo del cauce por acción de las corrientes de agua. Se debe diferenciar entre profundización definitiva del cauce y socavación. En esta última el material erosionado en una avenida de la corriente puede ser posteriormente redepositado y la profundidad del cauce normal se recupera después de la avenida, pero en el caso de profundización del cauce a largo plazo, el material del fondo del cauce no se recupera. La profundización de los cauces produce inestabilidad generalizada de la cuenca con la posibilidad de ocurrencia de deslizamientos laterales hacia el cauce o en la parte alta de la cuenca. El control de fondo de los cauces está dirigido principalmente a evitar su profundización (Suárez, 2001).

- ***Objetivos de las obras de control de cauce***

Para evitar o minimizar la profundización de un cauce a largo plazo, y estabilizar la corriente de agua generalmente se ejecutan obras tendientes a obtener los siguientes objetivos:

- a. Racionalización de la pendiente, tratando de generar una pendiente longitudinal del cauce uniforme y de un valor bajo, en tal forma que se disminuya la velocidad de la corriente y se uniformice el flujo de agua.
- b. Disipación de la energía del agua a fin de disminuir la velocidad del agua y eliminar la posibilidad de erosión fuerte en el fondo del cauce.
- c. La colocación de trampas de sedimentos que disminuyan la cantidad de materiales de acarreo o en suspensión en el agua.
- d. En el caso de aguas servidas las obras de control del fondo del cauce ayudan a la recuperación de la calidad de agua por medio de sistemas de oxigenación.

Una determinada obra puede cumplir con una o varias de las funciones enunciadas. En la Figura 180, se presenta un esquema de las obras para el control de fondo en corrientes naturales.

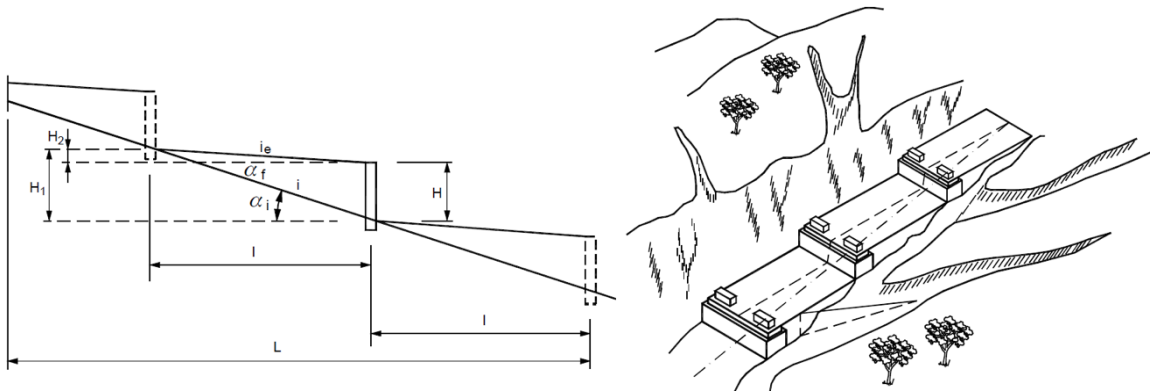


Figura 180. Esquema de estructuras control de fondo, Suárez, 2001.

- **Los vertederos**

La construcción de vertederos fijos, estables permite disminuir o eliminar la profundización del cauce. Estos vertederos son estructuras de disipación de energía que disminuyen la capacidad del flujo para transportar sedimentos. Generalmente se construyen varios vertederos a lo largo del cauce cuya altura de cresta y distancia entre ellos puede ser determinado mediante un proceso de optimización del cauce. Los vertederos generan sitios o puntos fijos en el fondo del río donde no se permite la erosión. Una vez construidos los vertederos el proceso de erosión entre los vertederos va a continuar hasta que se obtiene una pendiente estable (Suárez, 2001).

Entre los elementos a determinar en el diseño se encuentran los siguientes:

1. Determinar la pendiente estable del cauce, la cual depende del flujo, de los sedimentos y de la geología, así como de la morfología tanto en planta como en sección de la corriente.
2. Escoger el tipo de vertedero y materiales para su construcción.
3. Calcular la altura de cada uno de los verteros su espaciamiento y su sección.
4. Diseño detallado de cada estructura.

10. ZONIFICACIÓN DE AMENAZAS

Para el polígono La Picacha, la zonificación de amenazas incluye la relacionada con avenidas torrenciales y movimientos en masa, debido a que en el acuerdo con el Acuerdo 048 de 2014 la zona analizada se clasifica como de condición de riesgo por estos eventos.

10.1 AMENAZAS POR AVENIDAS TORRENCIALES

Son áreas afectadas por corrientes de agua, lodo, fragmentos de roca y escombros en diferentes proporciones y tamaños (Bloom, 1991 en Hincapié et al, 2018) los cuales se encausan a lo largo de quebradas y los ríos de montaña, agrupando gran cantidad de flujos, como los flujos de lodos y/o escombros, lahares, flujos hiperconcentrados y superconcentrados, entre otros (Costa, 1988; Medina, 1991; Coussot & Meunier, 1996; Lavigne & Suba, 2004; Díaz-Onofre, 2008 en Hincapié et al, 2018) caracterizados por su corta duración, además de sus largos periodos de recurrencia y una distribución espacial y temporal errática (Durán et al., 1985; Parra, 1998; Parra et al., 1995; Piedrahíta, 1996; Castro, 2007). Estos eventos presentan velocidades altas por lo tanto un alto potencial destructivo.

Finalizados los análisis hidrológicos e hidráulicos, se definirá como amenaza alta por inundación el área cubierta por la mancha de inundación correspondiente al periodo de retorno de 100 años.

Teniendo en cuenta lo anterior, para el tramo de estudio de la quebrada La Picacha, se identifican zonas de amenaza alta, media y baja por avenidas torrenciales (Figura 181):

Zonas de amenaza alta: En esta categoría se incluye la mancha hidráulica de inundación del periodo de retorno de 100 años mayorada con la carga de sedimentos que se determine para la cuenca y las evidencias geomorfológicas de llanuras aluviotorrenciales más recientes. Para su determinación se toma la mayor envolvente de los análisis hidrológicos – hidráulicos y geomorfológicos. La probabilidad de ocurrencia anual de estas zonas es mayor o igual de 0,002.

Corresponden a las franjas de terreno más próximas a la quebrada, susceptibles a ser afectadas por las crecientes torrenciales de la misma. En estas zonas se han presentado a nivel histórico antecedentes de eventos con reportes importantes de daños que superan las estructuras hidráulicas de protección. A nivel geomorfológico estas zonas de amenaza alta tienen una pendiente baja y muy suavizada entre 3° y 12° y conservan la inclinación del cauce actual de la quebrada La Picacha, poseen alturas variables entre 50 cm y 3 m de altura y anchos variables que pueden alcanzar los 50 m, relacionadas con las unidades de terrazas torrenciales a lo largo de la llanura aluviotorrencial. En este tipo de zonas predominan tanto los procesos de flujo como deposición de materiales, los cuales pueden sobrepasar sus límites naturales y los registros históricos, con la posibilidad de superar las obras hidráulicas o de protección realizadas, afectando las edificaciones localizadas sobre éstas o en sus márgenes (Plan de Ordenamiento Territorial - Acuerdo 048 de 2014, 2014).

Se considera en amenaza alta aquellos eventos cuyos registros y períodos de recurrencia se encuentran dentro de los últimos 500 años.

La zona con categoría de amenaza alta en la quebrada La Picacha, se ubican en ambos márgenes de la misma y fueron definidas inicialmente por la caracterización hidráulica, la cual fue modificada a partir de la caracterización geomorfológica y geológica realizada. Los sectores bajo esta categoría de amenaza se ubican una serie de franjas discontinuas hacia la margen derecha del puente de Aguas Frías a la altura de la Planta de Tratamiento de EPM, los sectores más próximos en ambos márgenes de la quebrada en La Terminal Antigua, El Rubí, El Chispero, Potrerito, La Isla, La Playita, el Puente de Las Margaritas, el Hoyo, San Pablo y el puente de la terminal actual de buses. En estos sectores la quebrada presenta una serie de intervenciones, principalmente muros, además de importantes procesos de invasión y estrechamiento del cauce.

Zonas de amenaza media. En esta categoría están representadas las áreas topográficamente más altas y más distantes del canal o corriente que las catalogadas como amenaza alta, corresponden a llanuras aluviotorrenciales subcrecientes donde la probabilidad anual de ocurrencia se ubica entre 0,002 y 0,00083. En esta zonificación se ubican aquellas terrazas más altas en los sectores de San Pablo y El Hoyo, los cuáles están formados a nivel geológico

por materiales torrenciales y podrían verse afectados por flujos de magnitudes extremas.

Zonas de amenaza baja: Son generalmente las áreas de amenaza más distantes de los canales o corrientes de agua con este comportamiento, presentan alturas importantes respecto al nivel base actual de la corriente y se encuentran conformadas por llanuras aluviotorrenciales antiguas donde la probabilidad anual de ocurrencia es menor de 0,00083.

Comprenden aquellas áreas que se encuentran más retiradas, y presentan mayor altura con respecto al nivel base y a la zona de amenaza alta de la quebrada y que no se verían afectadas ante un evento torrencial de la quebrada La Picacha. Bajo esta categoría de amenaza se encuentran las franjas de depósitos torrenciales en el sector de La Terminal de buses y la entrada al barrio San Pablo.

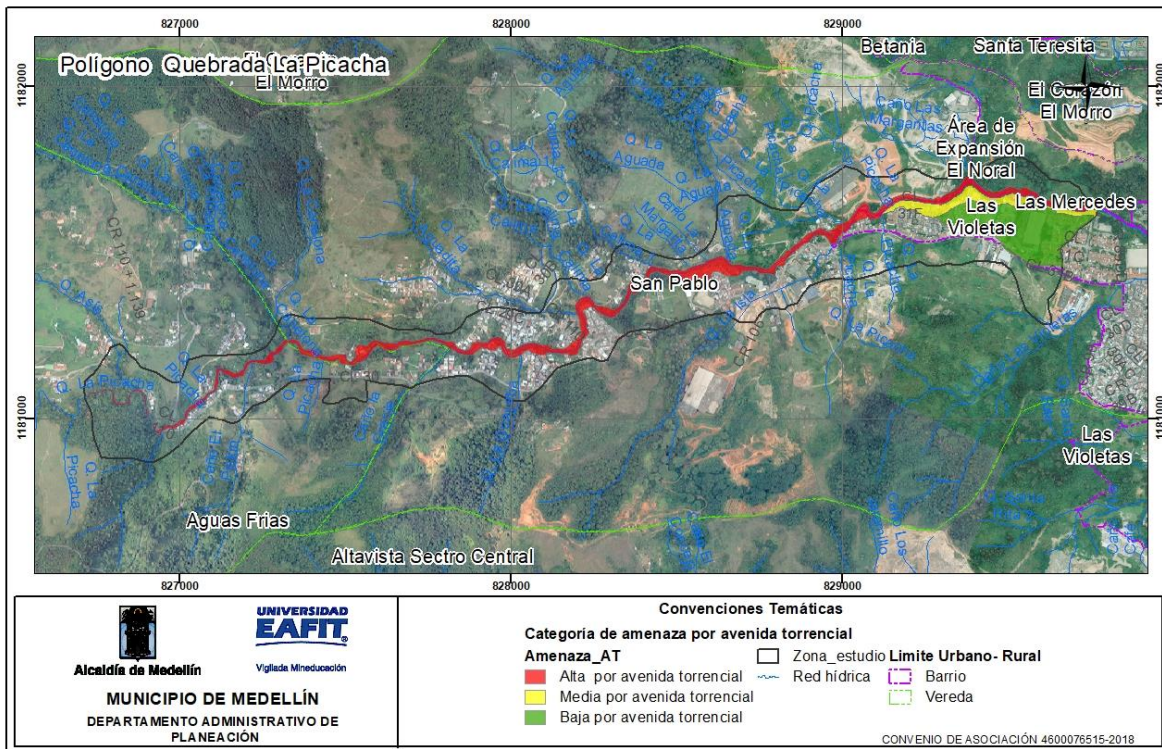


Figura 181. Zonificación de amenaza por avenidas torrenciales de la quebrada La Picacha.

10.1.1 Diseño De Obras

Dentro del presente capítulo, se muestran los diferentes análisis realizados para el planteamiento de cada una de las obras de protección que se proponen implementar dentro de la quebrada La Picacha en el tramo de estudio, según las condiciones evaluadas dentro del estudio hidráulico.

10.1.1.1 Control de Fondo

Según los resultados obtenidos en el modelo hidráulico en condición actual para la quebrada La Picacha, y las condiciones topográficas del fondo de la corriente, entre las abscisas 1+780 y 2+200, secciones del modelo 2020 y 1580, respectivamente, se ha presentado un descenso del fondo del canal natural, asociado a un proceso de incisión que ha generado la afectación de la orilla izquierda con una serie de procesos erosivos. Según el perfil del fondo del canal en dicho tramo, se pueden observar varias zonas de profundización del lecho, así como un incremento en la pendiente del mismo, lo cual ha conllevado al proceso de incisión actual y que ha afectado la estabilidad de las orillas.

Inicialmente, se deberá realizar el cálculo de la pendiente de compensación o de equilibrio del tramo afectado. Suárez, 2011, indica que la mayoría de los cauces no se erosionan o profundizan cuando alcanzan una determinada pendiente de equilibrio.

Según, Agostini y otros, 1.981, mencionados en Suárez, 2001, la pendiente de equilibrio puede calcularse mediante la expresión:

$$i_e = \frac{(v \cdot U)^{10/3} B^{4/3} n^2}{Q^{4/3}}$$

Donde,

i_e , es la pendiente de equilibrio

U , es la velocidad máxima permisible (m/s), y depende del tipo de material en el fondo del cauce

v , es la relación de la velocidad media y la velocidad en el fondo del canal (varía entre 1,3 y 1,5)

B, es el perímetro mojado, el cual puede considerarse igual al ancho de la corriente (m)

n, es el coeficiente de manning

Q, es el caudal de diseño, generalmente para 50 años o 100 años, de periodo de retorno (m^3/s).

De acuerdo al procedimiento para estimar la pendiente de equilibrio, es necesario contar con la relación de velocidad en el fondo del canal con la velocidad media, datos que normalmente no se encuentran disponibles, ya que se requiere del muestreo de dichas componentes, situación que se dificulta para el caudal de diseño correspondiente al periodo de retorno de 100 años.

Por tal razón, la pendiente de compensación calculada, a pesar de que existen diferentes formulaciones para su determinación y que implican una serie de parámetros difíciles de obtener, se tomó siguiendo la recomendación práctica la cual sugiere que la pendiente de compensación equivale al 65% del valor de la pendiente del lecho natural no corregido. Esta pendiente corresponderá a la pendiente del fondo del lecho entre obras de control, donde se permite la recuperación del nivel del fondo mediante una cuña de material.

Para este análisis, se toman los tramos entre 1+980 y 2+037, 2+037 y 2+075 y 2+090 y 2+168, donde se cuenta con pendientes actuales en el fondo de 0,061 m/m, 0,057 m/m y 0,068 m/m, respectivamente, al realizar un cálculo promedio entre las pendientes del fondo, se estima un valor de 0,062 m/m, que al estimar el valor de la pendiente de compensación como el 65% de dicha pendiente, se obtiene un valor definitivo de 0,040 m/m.

Según las condiciones topográficas del fondo de la corriente, se ha propuesto implementar obras de caída de 1,50 m, ubicadas en las abscisas 2+045, 2+115, 2+160 y 2+180, con el fin de generar la mayor extensión en cuanto a la recuperación del fondo del canal de la quebrada en el tramo de estudio.

Con la altura de caída de cada una de estas obras transversales, llamadas azudes o presas, se presenta una sobre elevación del flujo aguas arriba de la corona del vertedero de estas y esta sobre elevación es la que permite definir el ancho de la cresta del vertedero en el sentido de avance del flujo. Este ancho es el 67% de esta sobre elevación para que el vertedero funcione como se requiere como vertedero de cresta ancha.

Al llegar el flujo a la cresta, su velocidad aumenta y por esta razón el concreto a usar para esta obra deberá ser de muy buena resistencia para abatir la abrasión de los sedimentos y el impacto de las rocas y troncos. Inmediatamente aguas abajo de esta cresta el flujo presenta una caída libre con una velocidad demasiado alta y que puede llegar a duplicar la velocidad del flujo en la cresta. Esta caída tan abrupta y con velocidad de chorro, produce una socavación al pie de la estructura aguas abajo de tal manera que si no se controla puede poner en riesgo de colapso la obra. En la Figura 182, se presenta un esquema del régimen hidráulico en una caída vertical.

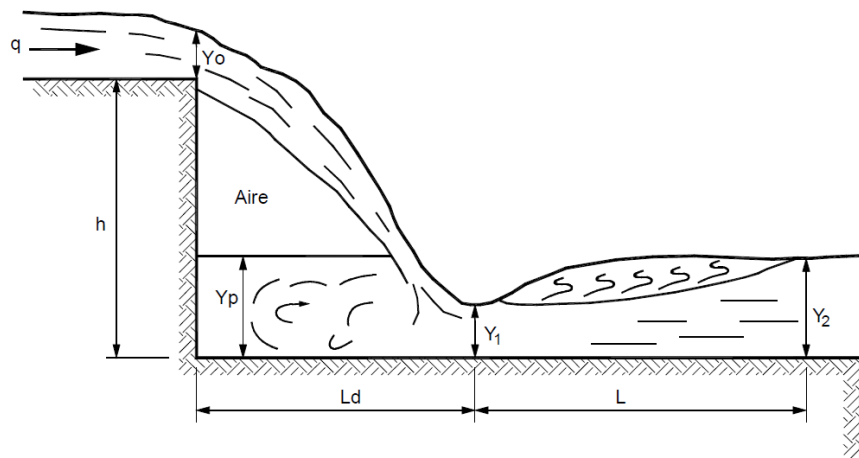


Figura 182. Régimen hidráulico en caída vertical, Suárez, 2011 y Chow, 1994.

El flujo aguas abajo del azud produce un resalto hidráulico donde se desarrolla una zona de turbulencia y de alta velocidad, el cual requiere de una longitud importante para que el flujo vuelva a las condiciones de flujo normal, teniendo en consideración que longitud a determinar deberá encontrarse protegida con elementos rugosos que permitan disipar la energía. Este tramo de disipación es lo que se llama el pozo disipador y está compuesto de un enrocado de doble capa que debe estar confinado aguas abajo con una estructura transversal de menor altura denominada contradique o traviesa y que permite generar un pozo de agua retenida por encima del enrocado para permitir que la caída del chorro al pie del azud se disipe directamente en la lámina de agua en toda la longitud del pozo disipador.

Aguas abajo del contradique también se debe proteger el lecho con un enrocado similar al indicado para el pozo disipador, pero en menor longitud, para permitir la transición de la velocidad del flujo a las condiciones normales. Esta protección debe tener una longitud equivalente a cuatro veces la altura del resalto ($4Y_2$) o profundidad seciente llamada Y_2 .

Se parte del caudal de diseño para el periodo de retorno de 100 años y en el tramo de estudio, cuyo valor es de 65,08 m³/s. Teniendo en cuenta la abscisa donde serán ubicados cada uno de los azudes, se estimó el ancho de la lámina de agua para el caudal de diseño, con valores de 7,71 m, 10,64 m, 7,62 m y 8,88 m, para las abscisas 2+045, 2+115, 2+160 y 2+180, respectivamente. Ahora, se aplica la expresión para vertederos de pared gruesa, estimando la altura de la lámina de agua sobre el vertedero, la cual se indica a continuación:

$$Q = 1.705 \cdot L_e \cdot h^{3/2}$$

Se asume el ancho de la lámina de agua igual al ancho del vertedero L_e , estimando así la altura del agua en la zona de la cresta, obteniendo un valor de 2,90 m, 2,34 m, 2,93 m y 2,64 m para las abscisas 2+045, 2+115, 2+160 y 2+180, respectivamente. Teniendo en cuenta la máxima altura del agua, se estima el espesor del vertedero o presa, correspondiente al 67% de dicha profundidad, alcanzando un valor de 1,96 m y por lo cual, se asume como espesor un valor de 2,0 m para todas las obras.

Posteriormente, se estima el avance del chorro en la longitud del flujo, lo cual permite determinar la longitud mínima del pozo disipador. Este parámetro, puede estimarse a partir de la siguiente expresión:

$$X_j = v \cdot \left(\frac{2 \cdot (H + h)}{g} \right)^{1/2}$$

Donde X_j , corresponde al avance longitudinal del chorro, en m, H , es la altura del azud en m, correspondiente a 1,50 m, v , es la velocidad del flujo en la cresta del vertedero, en m/s, y que para las secciones transversales donde se ubicarán las presas, contará con un valor máximo de 4,39 m/s, y h , es la altura del flujo aguas arriba de la cresta, con un valor máximo de 2,93 m, permitiendo estimar el avance del chorro de 4,17 m, 3,52 m, 4,17 m y 3,71 m, para las obras ubicadas en las abscisas 2+045, 2+115, 2+160 y 2+180, respectivamente.

Una vez estimada la longitud de avance del chorro en cada caída, se recomienda realizar la protección aguas abajo del azud en una distancia mínima de $3X_j$, cuyo valor máximo es de 12,51 m, el cual se asume para todas las obras planteadas.

Para evitar esta profundización del fondo al pie de la obra de control, se recomienda disponer en la zona del pozo, una tela geotextil NT 2500 o similar, y sobre esta una

primera capa de triturado de 0,15 m de espesor, la cual contará también con una cama superior de enrocado de 0,60 m de espesor con material de este tamaño, cuyo tamaño medio no debe ser inferior a 0,12 m.

Para calcular la longitud del pozo disipador se parte de la pendiente del lecho, ya que existen varias expresiones que consideran los rangos de la pendiente, menores al 5% y pendientes abruptas, mayores al 5%. Para el caso de interés, se propone un enrocado plano y de pendiente cero y para ello calculamos la longitud del pozo mediante las expresiones definidas en Ven Te Chow, 1994, para pisos planos, con o sin contradiques, así como el procedimiento indicado por Francisco López Cadena en Llano en el libro Corrección de torrentes y estabilización de cauces.

Para resolver las variables hidráulicas, se retoma la información disponible en Chow, 1994 para vertederos de caída recta, donde se define el número de caída, así:

$$D = \frac{q^2}{g \cdot h^3}$$

Dentro de dichos cálculos, se tienen las siguientes funciones:

$$\frac{L_d}{h} = 4.30 \cdot D^{0.27}$$

$$\frac{y_p}{h} = 1.00 \cdot D^{0.22}$$

$$\frac{y_1}{h} = 0.54 \cdot D^{0.425}$$

$$\frac{y_2}{h} = 1.66 \cdot D^{0.27}$$

Donde L_d , es la longitud de caída, es decir, la distancia desde el muro de la caída hasta la posición de la profundidad y_1 , y_p , es el nivel de la piscina aguas abajo de la napa, y_1 , es la profundidad al pie de la napa o el inicio del resalto hidráulico, y y_2 , es la profundidad seciente de salida correspondiente a y_1 . Estas variables, son definidas dentro de la Figura 182.

A partir del procedimiento dado por Chow, 1994, se estima el valor de D (número de caída) de 2,15 m, 1,13 m, 2,20 m y 1,62 m para las obras ubicadas en las abscisas 2+045, 2+115, 2+160 y 2+180, respectivamente. Con base en dicho parámetro, puede estimarse el valor de Ld, con resultados de 8,49 m, 7,13 m, 8,54 m y 7,86 m, para las obras referidas. Ld es la parte de la longitud en metros del cuenco desde la pata del azud aguas abajo hasta el punto de avance máximo del chorro donde se encuentra la profundidad antecedente Y1 del resalto. Es de indicar que la longitud Ld, arroja valores superiores a la ya definida previamente como Xj.

Adicionalmente, se tiene que L es la longitud complementaria ubicada entre el punto de caída del chorro de profundidad Y1 y el punto aguas abajo del resalto de profundidad seciente Y2. Para los diferentes sitios de estudio, se tienen valores de L de 9,70 m, 8,60 m, 9,74 m y 9,21 m, para las obras ubicadas en las abscisas 2+045, 2+115, 2+160 y 2+180, respectivamente. Ahora, teniendo en cuenta la longitud total de Ld y L, se determinará la longitud mínima requerida por el pozo dissipador, cuyo valor máximo es de 18,28 m, por lo cual, se asume una longitud de protección de 20 m.

Otro cálculo adicional, corresponde a los valores de Y1 y Y2 en cada una de las obras, donde se obtiene para Y1, un valor de 1,12 m, 0,85 m, 1,13 m y 0,99 m, y para Y2 de 3,06 m, 2,57 m, 3,08 m y 2,84 m, para las obras en las abscisas 2+045, 2+115, 2+160 y 2+180, respectivamente.

La longitud de protección aguas abajo del contradique, según Francisco Cadena de Llano, se debe tomar igual a 4 veces la altura seciente del resalto y cuyo valor promedio fue de 2,89 m, por lo tanto 4 veces este valor sería de 11,5 m. Se asume una longitud de 10 m para evitar la fuga o desplazamiento de este material pétreo. La altura del contradique se calcula como lo indica French, tomando un valor de $Y2/6$ y que cuenta con un valor máximo de 0,51 m. Se toma una altura definitiva de 0,50 m para cada uno de los contradiques. El ancho de la corona del contradique se tomó de 1,5 m y debe cimentarse a una profundidad tal que incluya la profundidad de socavación del estudio hidráulico evaluada en 2,50 m. En la Figura 183, se presenta un detalle del tramo a intervenir con obras control de fondo.

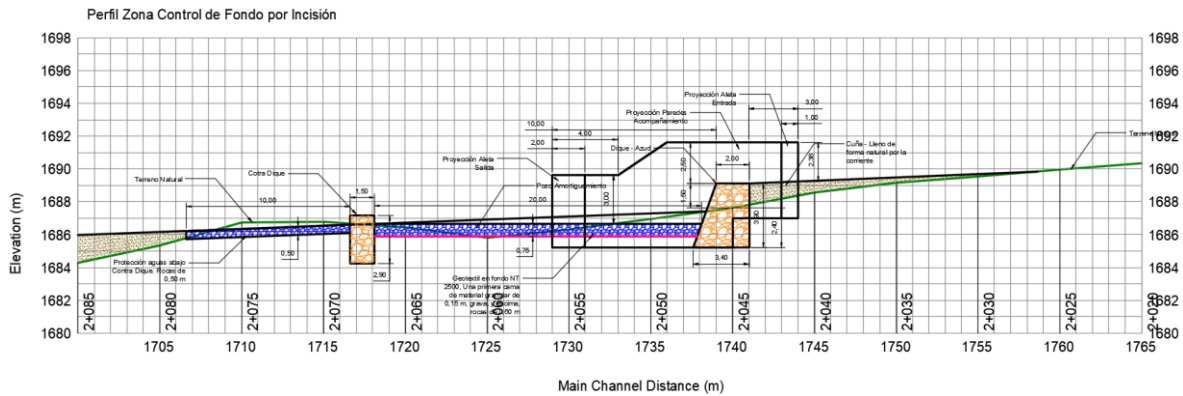


Figura 183. Perfil longitudinal, tramo control de fondo.

Para garantizar el adecuado funcionamiento de la obra, se debe evitar que se presente el flujo a través de la misma, especialmente por las zonas laterales del azud. En la Figura 184, se presenta una sección transversal típica de la obra de control propuesta.

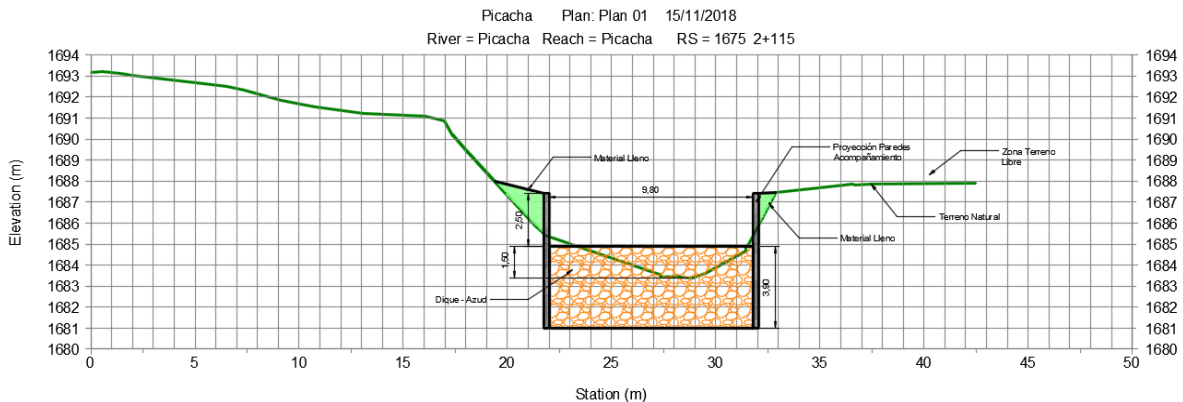


Figura 184. Sección transversal obra tipo presa.

Por tal razón, se puede realizar el empotramiento de los diques y contra diques dentro de la ladera en longitudes no inferiores a 1,0 m, sin embargo y para la zona específica de la quebrada La Picacha, donde se cuenta con una vertiente izquierda de altura superior a 8,0 m y con inclinación superior al 100%, se recomienda implementar muros laterales de acompañamiento en una longitud mínima de 3,0 m aguas arriba, previo inicio de la cresta, y 10,0 m aguas abajo posterior a la caída, con el fin de evitar el flujo sobre las orillas de la obra de control.

La longitud aguas debajo de 10,0 m, se plantea con el fin de cumplir como mínimo, la longitud de la caída del chorro – L_d , que, según los resultados obtenidos, cuenta con un máximo valor de 8,50 m, lugar donde se presenta el máximo poder erosivo del flujo. Al realizar la protección hasta dicha longitud, se evita la afectación por el desprendimiento del suelo en las orillas. Los muros de acompañamiento, tendrán una altura de 2,50 m en el tramo aguas arriba y sobre el azud, correspondiente a la altura promedio del flujo a través de la sección del vertedero, y de 3,0 m para la zona aguas abajo, con el fin de proteger la altura máxima de formación para el resalto hidráulico. Adicionalmente, se recomienda implementar lagrimales o lloraderos (4" mínimo) en la estructura tipo presa, con el fin de minimizar el empuje hidrostático que se generará en la zona aguas arriba, lugar donde se presentará la formación de la cuña.

Se considera ubicar la obra tipo presa o azud, así como los contradiques, una profundidad de 2,50 m por debajo del lecho de la quebrada, con el fin de evitar que la estructura sea afectada por el descenso natural o local de la corriente – socavación.

En resumen y de acuerdo con la topografía de cada uno de los sitios de intervención, se contará entonces con vertederos de ancho igual a 7,0 m, 9,80 m, 7,0 m y 8,0 m, para las abscisas 2+045, 2+115, 2+160 y 2+180, respectivamente. Todas las obras contarán con un espesor de 2,0 m y altura igual a 1,50 m por encima del lecho, conservando 2,50 m por debajo del fondo. Las obras se realizarán en concreto reforzado en conjunto con las paredes de acompañamiento, tal como fueron definidas previamente. La longitud del pozo de disipación será de 20,0 m, con espesor de 0,75 m, y el pozo de disipación para el contra dique de 10,0 m de 0,50 m de espesor, con rocas de 0,50 de tamaño en promedio. El contradique para todas las obras, contará con una altura de 0,50 m por encima del fondo del canal y 2,50 m por debajo, de 1,50 m de espesor y distribuido en toda la sección transversal, sin que se presente el flujo por los costados de la obra.

10.1.1.2 Canal de Descarga – Afluente – 2+140

En el tramo donde se plantean las obras para el control de fondo, se presenta la descarga de un afluente sobre la margen izquierda de la quebrada La Picacha. Teniendo en cuenta el proceso de incisión de este tramo, la entrega de la corriente afluente se realiza de forma “colgada”, donde se genera un descenso de aproximadamente 8 m de altura en una corta longitud, situación que ha conllevado a la formación de un fuerte proceso erosivo y que podría desencadenar una erosión

de tipo remontante. Por tal razón, se plantea la construcción de un canal de descole que permita el paso del flujo desde el canal natural de la corriente afluyente, hasta el sitio de entrega final sobre la margen izquierda de la quebrada La Picacha.

A partir del modelo digital del terreno elaborado en la quebrada La Picacha, se delimitó la cuenca aferente para el mencionado tributario (ver capítulo 8.2), tal y como se muestra en la Figura 185.

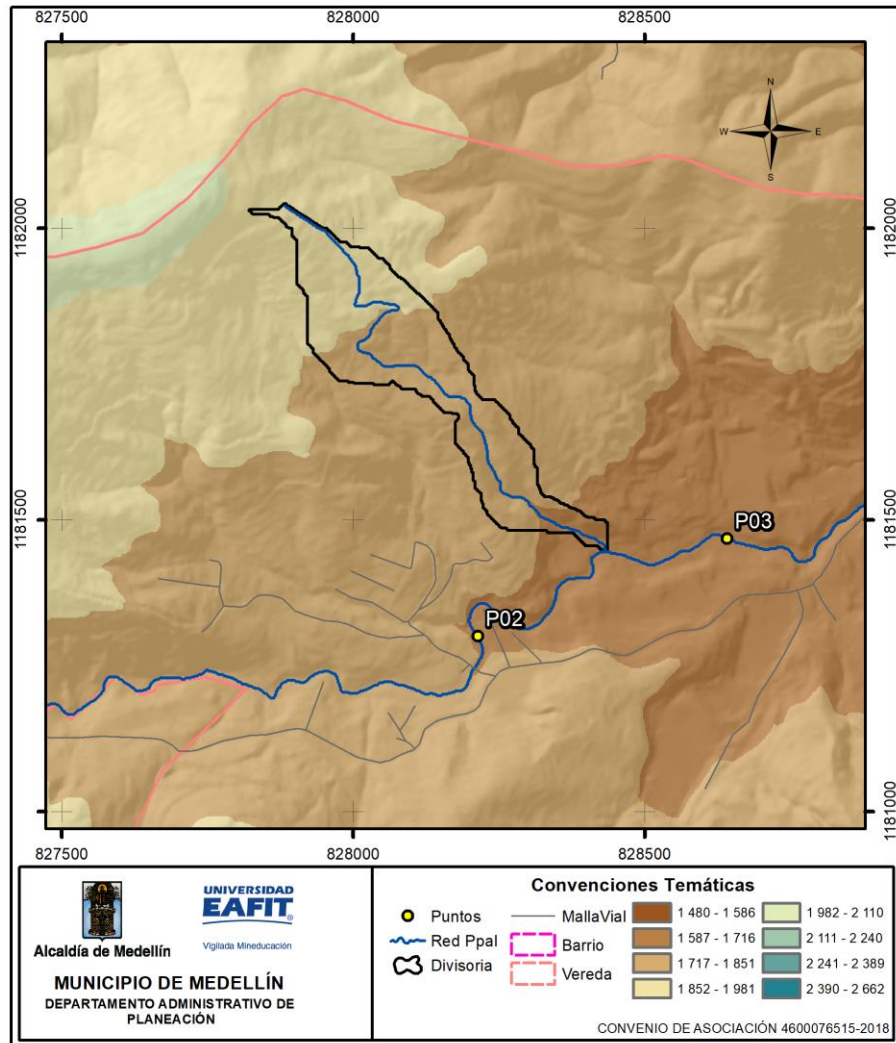


Figura 185. Modelo digital del terreno para la cuenca afluyente.

Inicialmente, se realizó la estimación del caudal máximo para el periodo de retorno de 100 años que se puede presentar en la cuenca de la corriente afluyente. Es importante tener en cuenta que no se consideró pertinente realizar el escalamiento

de los caudales obtenidos en el análisis hidrológico de la quebrada La Picacha, teniendo en cuenta que las escalas entre ambas cuencas presentan diferencias importantes y por ello, realizar análisis de escalamiento en dichas cuencas conllevaría a la sub estimación del caudal de diseño para la cuenca afluente.

Para ello, se determinó el área de drenaje de la cuenca, cuyo punto de control se ubica en las coordenadas $X = 828432.81$ y $Y = 1181448.51$, sitio de descarga sobre la margen izquierda de la quebrada La Picacha, obteniendo un valor para el área de $0,085 \text{ km}^2$. Por otra parte, y tal como se mostró en la Figura 117, el análisis de Thiessen indica que la zona aferente a los puntos de control P02 y P03, se ubican dentro de la estación San Cristóbal (2701046), por lo cual, se asumió el mínimo tiempo de concentración probable (4 min), para así estimar la intensidad de la lluvia de diseño en dicha estación de $372,84 \text{ mm/hora}$ para el periodo de retorno de 100 años.

Empresas Públicas de Medellín E.S.P., en el documento: Guía para el diseño Hidráulico de Redes de Alcantarillado, 2009, indica que el tiempo de concentración mínimo que se debe asumir para el análisis hidrológico de una cuenca, deberá ser de 4 min, ya que, para duraciones de lluvia de menor tiempo, no se alcanza a presentar la saturación del suelo y así convertirse la precipitación en escorrentía directa. Por tal razón, se asume un tiempo de concentración para la cuenca de interés de 4 minutos.

Finalmente, se asumió el coeficiente de escorrentía para el periodo de retorno de 100 años de 0,50, el cual es superior a los valores estimados para las diferentes cuencas de la quebrada La Picacha, donde se estimó un valor de 0,37 calculado a partir de las coberturas vegetales y pendientes de la vertiente estudiada. Aplicando nuevamente el método Racional, el cual fue descrito en el capítulo 8.5.4, se determinó un caudal máximo para el periodo de retorno de 100 años en la cuenca afluente de $4,42 \text{ m}^3/\text{s}$.

Una vez se determinó el caudal de diseño, se procedió a definir la sección transversal requerida para el paso de dicha creciente, conservando una pendiente en el fondo del canal que permita el descenso del flujo a través de una estructura de disipación conformada por huellas y contra huellas.

Para este análisis se utilizó el programa Flow Pro. Este es un software que permite resolver ecuaciones de flujo gradualmente y rápidamente variado en canales abiertos con el fin de proveer un diseño hidráulico, el cual fue desarrollado por la firma ProSoft Apps. Entre sus herramientas, se encuentran diseños de perfiles de

flujo en estado estacionario de los canales abiertos, que ayuda a visualizar alternativas de diseño y permite exportar a hojas de cálculo los informes del perfil de superficie e impresiones gráficas. El software permite el manejo de dos tipos de flujo sub crítico y supercrítico. Calcula rápidamente las propiedades de flujo y el canal, tales como la profundidad crítica, pendiente, radio hidráulico, perímetro mojado, profundidad normal, rugosidad del canal, etc. Utiliza la ecuación de Manning y la integración numérica para la exactitud del estado del canal.

Para el análisis, se propuso una sección transversal de 1,20 m por 1,20 m de profundidad, en concreto con piedra pegada y una pendiente en cada huella del 2%. De acuerdo al material, se toma un coeficiente de rugosidad de manning de 0,017, resultados que se indican en la Figura 186.

Required Inputs		Computed Results	
Start station, m:	0+00.000	Normal depth, m:	0.880
End station, m:	0+015	Normal area, m ² :	1.056
Flowrate, m ³ /s:	4.42	Critical depth, m:	1.114
Width, m:	1.2	Critical area, m ² :	1.337
Manning's n:	0.017	Profile type:	steep, S-2
Bottom slope:	0.02	Flow type:	supercritical
Control depth, m:	1.114		
Side slope:	0		

Figura 186. Resultados Flow Pro, pre dimensión hidráulica canal escalonado.

Los resultados obtenidos a través de Flow Pro, indican un valor para la profundidad normal de 0,90 m, la cual es inferior a la profundidad total del canal de 1,20 m, conservando un borde libre de 0,30 m. Este análisis, permite garantizar la capacidad hidráulica de la obra propuesta para la entrega del flujo del tributario.

Según la topografía de la zona en el sitio de entrega de la quebrada afluente, se plantea un canal con 14,50 m de longitud, compuesto inicialmente por una obra de encole de 1,36 m de longitud con abertura de aletas de 3,20 m, las cuales presentan un ángulo de 33,7° con la línea de dirección del flujo. Se tendrá un total de 10 huellas con longitudes que varían entre 1,0 m y 2,0 m y contra huellas de 0,50 m a 1,0 m, finalizando con una llave anti socavación de 2,0 m. Es de indicar que el nivel de descarga del canal, corresponderá a una zona donde el fondo de la quebrada La Picacha será realizado a través de las obras de control de fondo, por la cuña de

recuperación. En la Figura 187, se muestra el detalle del canal sobre el perfil del terreno natural.

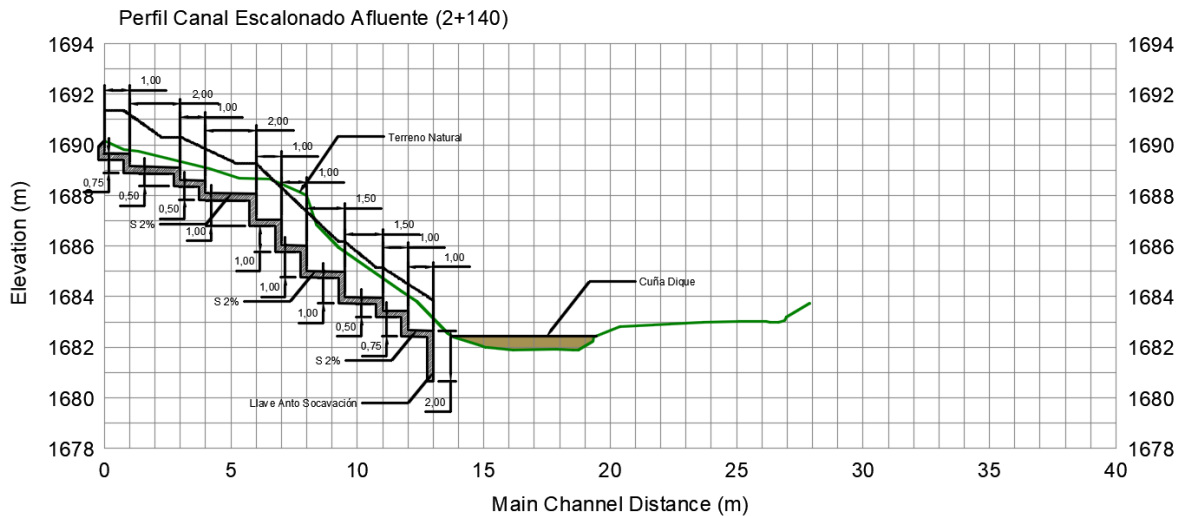


Figura 187. Perfil longitudinal del canal de entrega para el afluente.

En la Figura 188, se presenta el detalle de la obra de descarga en planta y de forma transversal.

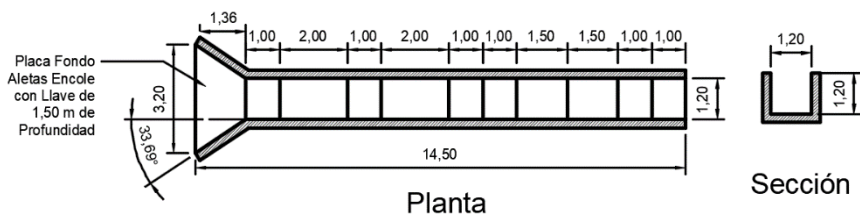


Figura 188. Detalle del canal de entrega para el afluente.

Dentro del presente capítulo, solo se han mostrado las diferentes consideraciones y planteamientos requeridos para el pre dimensionamiento hidráulico de las obras, las cuales también son verificadas en apartes siguientes desde los aspectos geotécnicos y estructurales. En la Figura 189, se presenta el detalle en planta de las obras propuestas y que han sido descritas previamente.

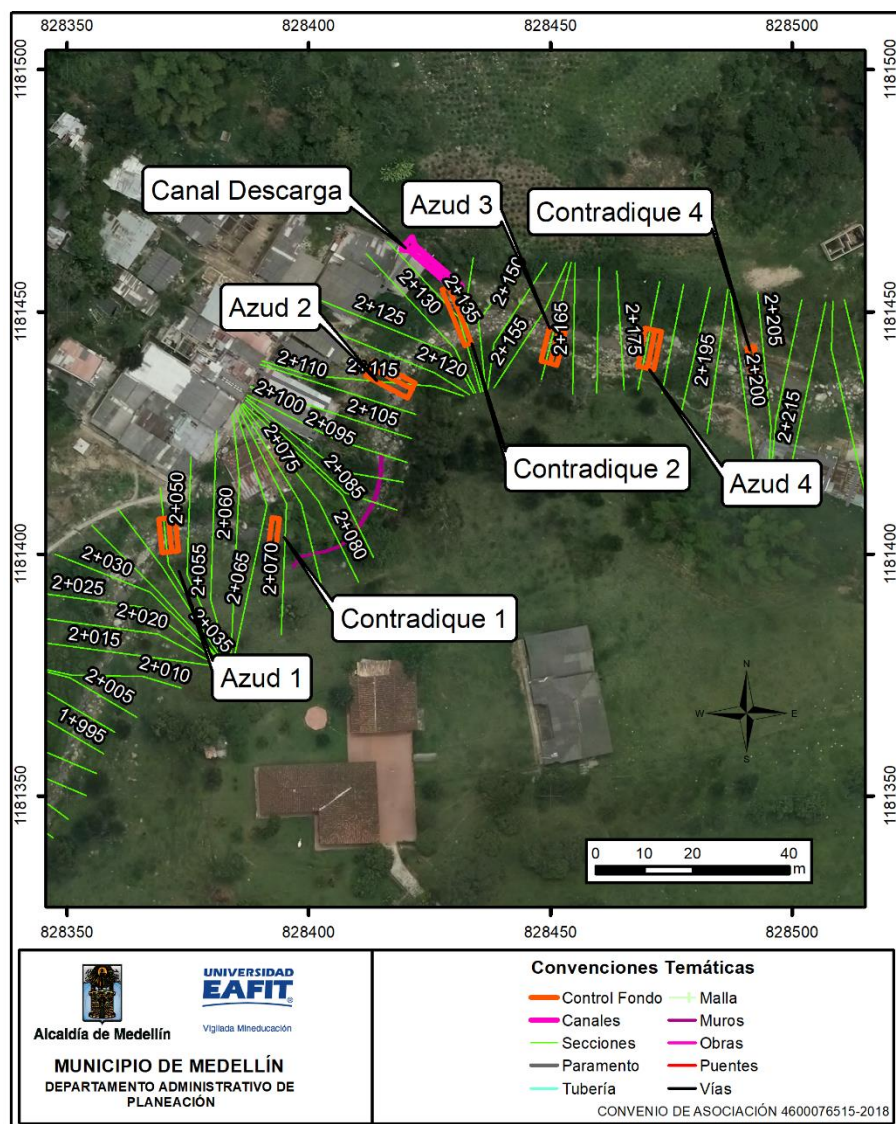


Figura 189. Planta de obras, control de fondo y canal de descarga.

10.1.1.3 Control de Niveles – Zona de Desbordamiento

Finalmente, y como fue indicado en capítulos previos, para el tramo comprendido entre las abscisas 2+975 y 3+153, secciones del modelo 815 y 637, se implementará una obra de protección con el fin de controlar los niveles máximos de creciente que generan desbordamiento sobre la margen derecha del canal de la quebrada La Picacha. Este será el único tramo a intervenir con el fin de controlar los niveles máximos de la corriente, ya que en general, las zonas que presentan

afectaciones por el desbordamiento del agua, se plantea atender estas áreas mediante la reubicación de las viviendas afectadas.

La zona de interés, se encuentra paralela al tramo intervenido con un muro de contención de aproximadamente 150 m de longitud ubicado sobre la margen izquierda de la corriente, zona colindante al acceso a la Ladrillera El Diamante. Es importante considerar que sobre la margen afectada (derecha), se encuentra un muro existente en mampostería, el cual presenta un deterioro estructura que puede comprometer la estabilidad de la obra, así como algunas zonas donde el nivel de creciente para el caudal con periodo de retorno de 100 años y POMCA, superan la altura actual de la orilla, generando el desbordamiento del agua, tal como fue manifestado por los residentes del sector.

Se plantea una obra similar a la ya ejecutada sobre la margen izquierda, correspondiente a una pantalla de 0,25 m de espesor, la cual será complementada con estructuras tipo contra fuerte de 0,25 m de espesor por 0,50 m de ancho, y que empalman sobre un pedestal de 0,80 m de ancho por 1,0 m de alto. Esta obra, se encuentra apoyada sobre una viga cabezal de 0,50 m de espesor por 1,50 m de ancho, la cual empalma con el sistema de fundación, conformado por pilas de 1,20 m de diámetro y 5,50 m de profundidad, con separación entre ejes de 3,0 m. En la Figura 190, se presenta el perfil longitudinal de un tramo de muro proyectado.

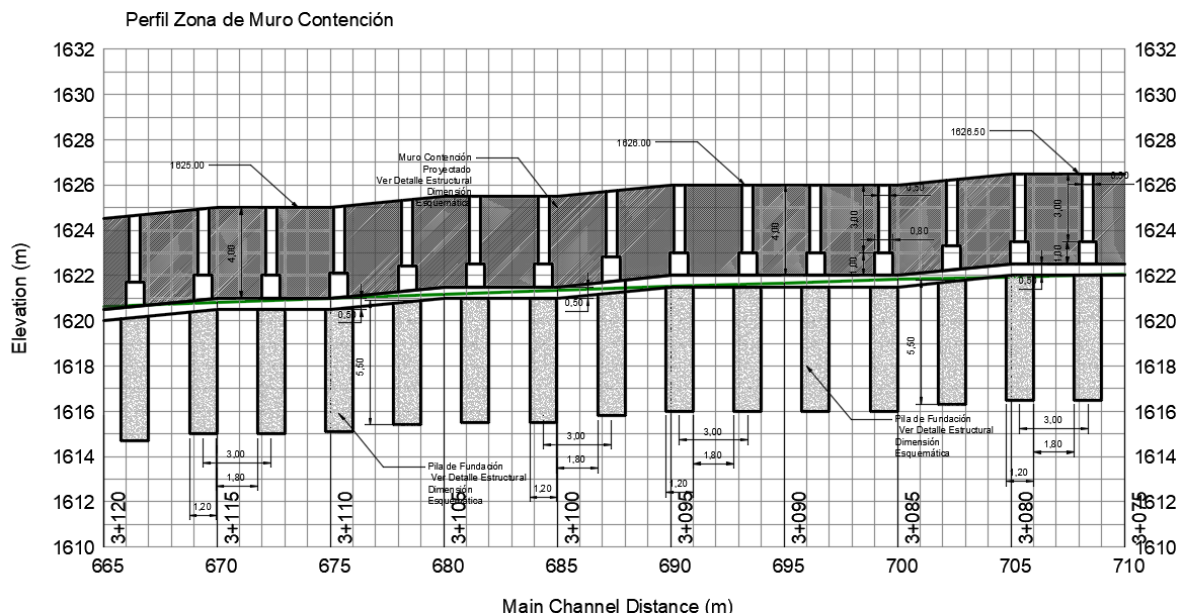


Figura 190. Perfil muro de contención sobre margen derecha.

Con el fin de conservar el nivel superior de la obra de contención y con relación al muro ya existente, se plantea una altura de la pantalla de 4,0 m desde el fondo de la quebrada y a partir de la viga de fundación. A partir de la ubicación de la obra de contención, la cual inicia en la abscisa 2+965 y finaliza en 3+162, secciones del modelo 825 y 628, respectivamente, se requiere de un total de 63 pilas. En la Figura 191, se muestra la planta del tramo de interés con el muro propuesto.

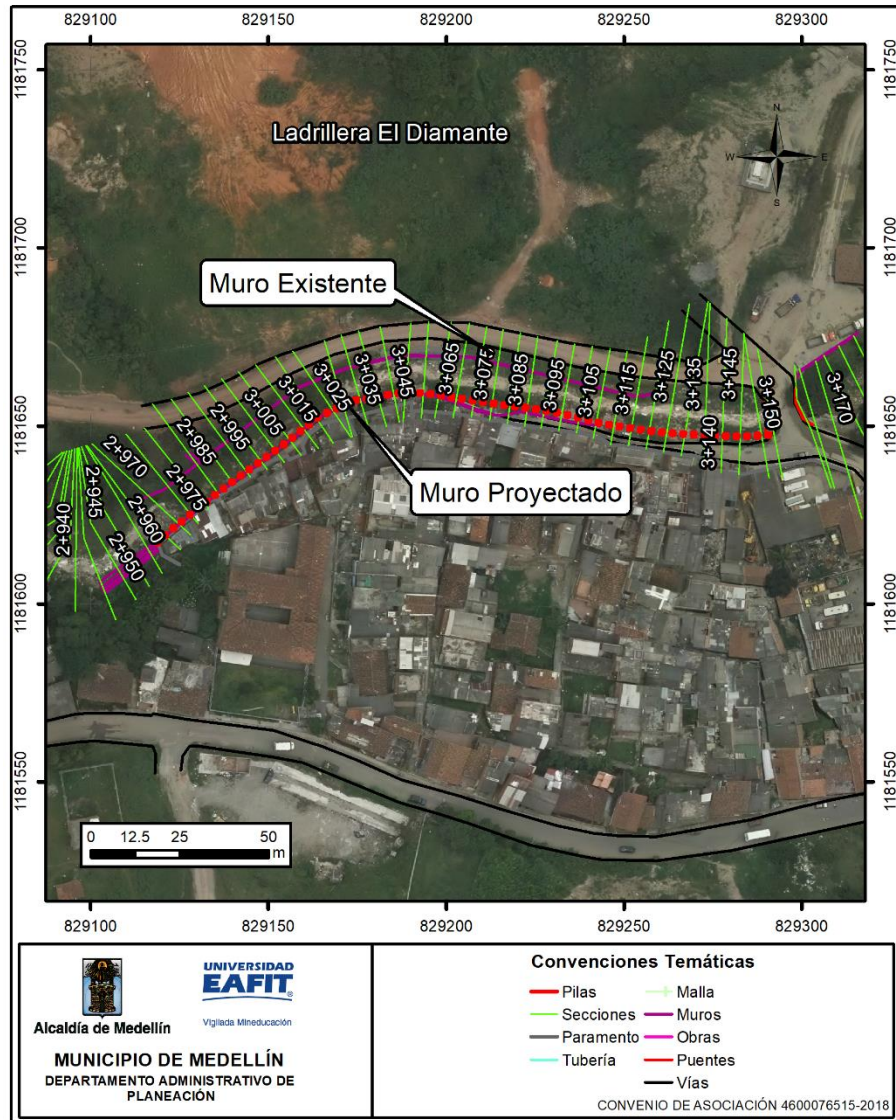


Figura 191. Planta de obras, muro de contención.

El alineamiento del muro propuesto se ubica sobre la zona de la orilla derecha, conservando un ancho constante en todo el tramo de interés, evitando zonas de

menor o mayor ancho que pueden conllevar a variaciones en el perfil del agua. En la Figura 192, se muestra una sección transversal típica con la ubicación de la obra.

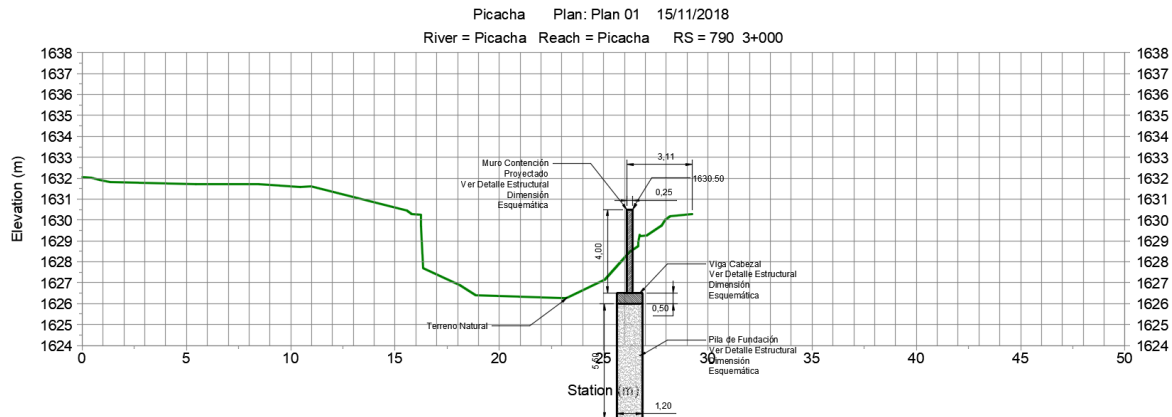


Figura 192. Sección transversal típica, muro de contención.

En capítulos posteriores, se presentan los detalles de la obra desde los aspectos geotécnicos y estructurales, que permiten contar con el diseño de forma integral, y así garantizar la estabilidad de la misma. Se recomienda realizar un lleno sobre la cara posterior de la obra, con el fin de evitar el empozamiento de las aguas de escorrentía o filtraciones que generen afectaciones en la estructura proyectada.

10.1.1.4 Intervenciones Complementarias

Tal como fue indicado previamente (ver capítulo 9.3.1), varias de las estructuras de paso, presentan insuficiencia hidráulica para el paso de las crecientes POMCA y con periodo de retorno de 100 años. Para el presente análisis, se deberá considerar que, según los lineamientos dados por el Municipio de Medellín desde su Secretaría de Medio Ambiente, El Departamento Administrativo de Gestión del Riesgo y Desastres – DAGRD, y Departamento Administrativo de Planeación, el caudal de diseño para las obras será el caudal con periodo de retorno de 100 años.

Teniendo en cuenta lo anterior, dentro del presente estudio, se plantearán los ajustes en las obras de paso que se requieran para el paso de las crecientes, con el fin de analizar que las mismas, permitan un mejor comportamiento del agua sin generar las afectaciones por desbordamiento o controles hidráulicos. Por ello, se recomienda para el puente ID 5, ubicado en la sección 2412 correspondiente a un paso peatonal, el realce de la placa o plataforma en 1,50 m por encima del nivel

actual, lo que permite contar con una cota inferior de la estructura de 1738,50 m.s.n.m.

Adicionalmente, el puente peatonal ID 10, ubicado en la sección 1132, permite el acceso al sector ubicado entre las abscisas 2+610 y 2+755, secciones del modelo 1180 y 1035, que, según el análisis de las zonas inundables, es afectado por el paso de las crecientes, planteando la reubicación de las viviendas en dicho sector. Por ello, no se requiere realizar el reemplazo o modificación del puente peatonal, ya que no presentará ningún tipo de servicio al reubicar el sector.

Finalmente, y para el caso del puente vehicular que permite el acceso a la Ladrillera El Diamante, se plantea la ampliación de la sección hidráulica en el ancho, en aproximadamente 2,20 m. Para ello, se conservará la cota inferior de la estructura, ya que, según la conformación topográfica, se cuenta con orillas de niveles fijos, y realizar la plataforma de cruce, conlleva al levantamiento de la rasante en la vía o la generación de una fuerte curva vertical, y dado que dicho puente es utilizado por vehículos pesados, no se recomienda modificar la rasante de la vía. En la Figura 193, se muestra una sección transversal típica con la ubicación de la obra en la zona de acceso a la Ladrillera El Diamante.

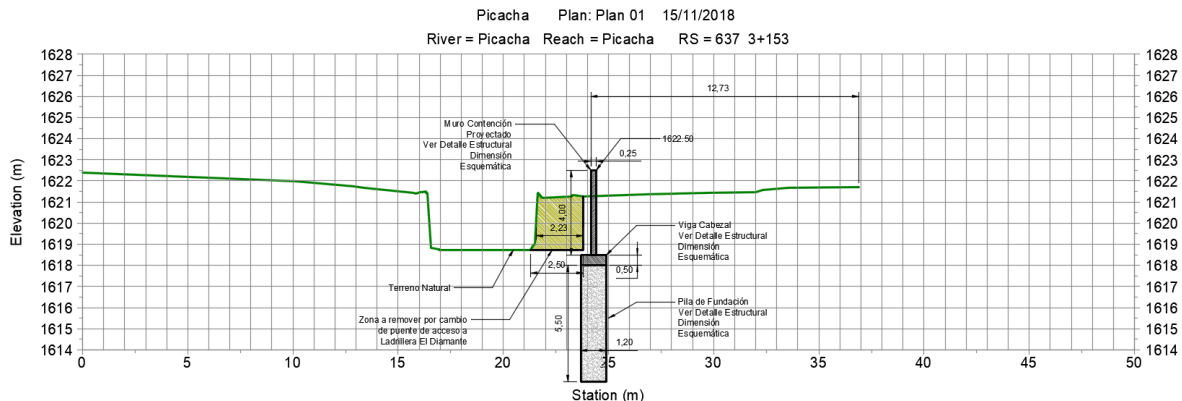


Figura 193. Sección transversal típica, cruce a Ladrillera El Diamante.

Para las demás obras de cruce, se conservan las especificaciones técnicas actuales, en cuanto a ancho y cotas de la plataforma de paso, ya que las mismas presentan capacidad hidráulica para el paso de la creciente con periodo de retorno de 100 años.

Por otra parte, y como complemento a las diferentes obras de protección en todo el tramo de estudio de la quebrada La Picacha, se implementarán obras de fijación de

fondo denominadas vigas umbral de piso, las cuales son similares a las obras tipo azud o contradiques previamente descritas, cuya corona se encontrará al mismo nivel del fondo actual de la corriente. Estas obras, permitirán conservar el nivel del fondo actual, mitigando cualquier tipo de proceso de incisión del lecho – descenso a largo plazo. Estas obras serán distribuidas a lo largo de toda la zona de interés, con espaciamiento cada 50 m en promedio, con un ancho igual a toda la sección transversal, incluida una zona de empotramiento sobre las orillas de 0,50 m aproximadamente, un espesor de 1,0 m y una profundidad de 2,50 m por debajo del fondo de la quebrada.

En los capítulos posteriores, se incluirán las obras propuestas dentro del modelo hidráulico, con el fin de analizar el comportamiento de las mismas y que estas no afectarán las condiciones actuales de la corriente. Para ello, se realizará un análisis comparativo entre el escenario actual y el escenario con obras. Las obras buscarán dar protección a los procesos erosivos existentes y mitigar futuros procesos erosivos, así como el control de inundaciones para el caso específico.

10.1.2 Evaluación Condiciones Futuras

Según las condiciones actuales de la quebrada La Picacha, las zonas colindantes a la corriente, presentan afectaciones por el desbordamiento del flujo, situación que afectan varios sectores que serán reubicados con el fin de permitir la recuperación de las franjas de retiro asociadas a este drenaje. Sin embargo, se ha propuesto obras para el control de fondo, así como una obra de protección lateral para el control de niveles de creciente, las cuales buscarán mejorar las condiciones actuales de la corriente, y mitigar las afectaciones por procesos erosivos e inundación para ciertas zonas específicas. Una vez se planteó el diseño de las obras de control en la quebrada La Picacha, se adelantó la evaluación del comportamiento hidráulico de la corriente al incluir estas obras dentro del sistema fluvial, así como la comparación entre los cambios de las principales variables para el escenario actual y el proyectado. En este análisis se utilizó nuevamente el modelo hidráulico HEC-RAS teniendo como base el modelo implementado para las condiciones existentes.

Las obras son planteadas teniendo en cuenta las afectaciones actuales en la quebrada La Picacha y que, de acuerdo a las consideraciones propuestas por la Secretaría de Medio Ambiente, El Departamento Administrativo de Gestión del Riesgo y Desastres – DAGRD, y Departamento Administrativo de Planeación, buscarán dar solución a los problemas específicos en el tramo de interés, ya que

los tramos por problemas de inundación y avenidas torrenciales, serán evaluados a partir de la reubicación de viviendas.

10.1.2.1 Parámetros de Entrada

Con el fin de ajustar el modelo hidráulico con las obras propuestas, se realizó la modificación en las secciones transversales con la nueva geometría. Para la zona correspondiente a las obras de control de fondo, y que se ubican entre las abscisas 2+030 y 2+205, se realizó el ajuste en cuanto al nuevo nivel de fondo generado por los azudes y obras de disipación (enrocados), incluyendo el nivel de fondo de la proyección de la cuña aguas arriba para cada una de las obras de control. Para las secciones con presencia de dique, se implementó un coeficiente de rugosidad de manning de 0,10, similar al de las orillas para el tramo de las obras, el cual es consecuente con los valores para el parámetro utilizado en el escenario actual.

Un procedimiento similar se empleó para la zona donde se implementará el muro de contención sobre la margen derecha de la quebrada La Picacha. Este tramo se ubica entre abscisas 2+975 y 3+153, secciones del modelo 815 y 637, donde se ajustó la sección transversal con el fin de incluir la geometría de la obra de contención. Para toda la zona de muro, se contempló un coeficiente de rugosidad de manning de 0,033, utilizado como valor para el material de concreto en el recorrido de la quebrada, ya que el mismo presenta un incremento importante al momento de fuertes crecientes, debido a las características del flujo torrencial (Suárez, 2001).

Finalmente, se eliminó el puente peatonal ID 10 ubicado en la, ubicado en la sección 1132, ya que el mismo presenta insuficiencia hidráulica y dado que la zona a la cual comunica, contará con reubicación, no prestará ningún tipo de servicio. Para el puente ID 5, ubicado en la sección 2412 correspondiente a un paso peatonal, se realizó el realce de la placa o plataforma en 1,50 m por encima del nivel actual, con una cota inferior de la estructura de 1738,50 m.s.n.m.

Para el puente vehicular que permite el acceso a la Ladrillera El Diamante, se planteó la ampliación de la sección hidráulica en el ancho, en aproximadamente 2,20 m, tanto aguas arriba como aguas abajo, abscisas 3+153 y 3+162, secciones del modelo 637 y 628, respectivamente.

En cuanto a los caudales de diseño, condiciones de frontera, coeficientes de expansión y contracción, se conservan los valores utilizados para el modelo en condiciones actuales ya que estos no presentan variación al incluir las obras dentro

del sistema fluvial. El caudal que permitirá evaluar el adecuado funcionamiento de las obras planteadas será aquel con periodo de retorno de 100 años.

10.1.2.2 Resultados

Una vez actualizada la geometría del modelo hidráulico en la quebrada La Picacha, se realizó nuevamente la simulación hidráulica del tramo de estudio con el fin de analizar los cambios en las diferentes variables hidráulicas al incluir las obras dentro del sistema fluvial. Se presentan los resultados para los caudales máximos con periodo de retorno de 2,33 años y 100 años, los demás resultados se muestran en el anexo 6.6, 6.7 y 6.8. Si bien, dentro del análisis de condiciones actuales, se contempló el análisis del caudal POMCA (caudal con periodo de retorno de 100 años mayorado en 40%), de acuerdo a los lineamientos definidos por el Municipio de Medellín desde su Secretaría de Medio Ambiente, El Departamento Administrativo de Gestión del Riesgo y Desastres – DAGRD, y Departamento Administrativo de Planeación, el caudal de diseño para las obras será el caudal con periodo de retorno de 100 años. Dentro de los archivos digitales del modelo hidráulico, también se incluye el caudal POMCA, sin embargo, el diseño de obras y verificación de su funcionamiento, se realiza en función del caudal con periodo de retorno de 100 años.

Para el escenario en condiciones proyectadas y con relación a todo el tramo de estudio, se presentan valores máximos de la velocidad de 5,44 m/s y 8,15 m/s para los caudales con periodos de retorno de 2.33 y 100 años, cuyos valores promedios fueron de 2,55 m/s y 3,85 m/s, respectivamente, valores que en general, son muy similares a los estimados para el escenario actual. En cuanto a la profundidad del agua, se cuenta con valores máximos de 1,92 m y 3,77 m, con valores medios de 0,94 m y 2,22 m, conservando las zonas inundables ya detectadas para el escenario actual, a diferencia del tramo protegido con la obra de contención sobre la margen derecha.

A continuación, se presentan los resultados particulares para los tramos de intervención con las obras de control de fondo y de contención:

- **Tramo 2+030 a 2+205**

Para la zona que se plantea intervenir con las obras de control de fondo, se cuenta con un valor medio para la velocidad con periodo de retorno de 2.33 años de 2,94 m/s, alcanzando un valor máximo de 5,44 m/s. Para la profundidad del agua, se

tienen valores de 0,69 m y 1,28 m para la condición media y máxima, respectivamente y para el mencionado caudal de diseño.

Para el caso del periodo de retorno de 100 años, se tiene un valor máximo de velocidad de 7,57 m/s, y en cuanto a la profundidad máxima del flujo, se presenta un valor máximo de 3,10 m, el cual se genera a partir de una cota de lámina de agua superior a la definida en el escenario actual, teniendo en cuenta que el fondo del canal, contará con un realce por las obras de control de gradiente. En la Figura 194, se presentan algunas de las secciones transversales para el tramo referido.

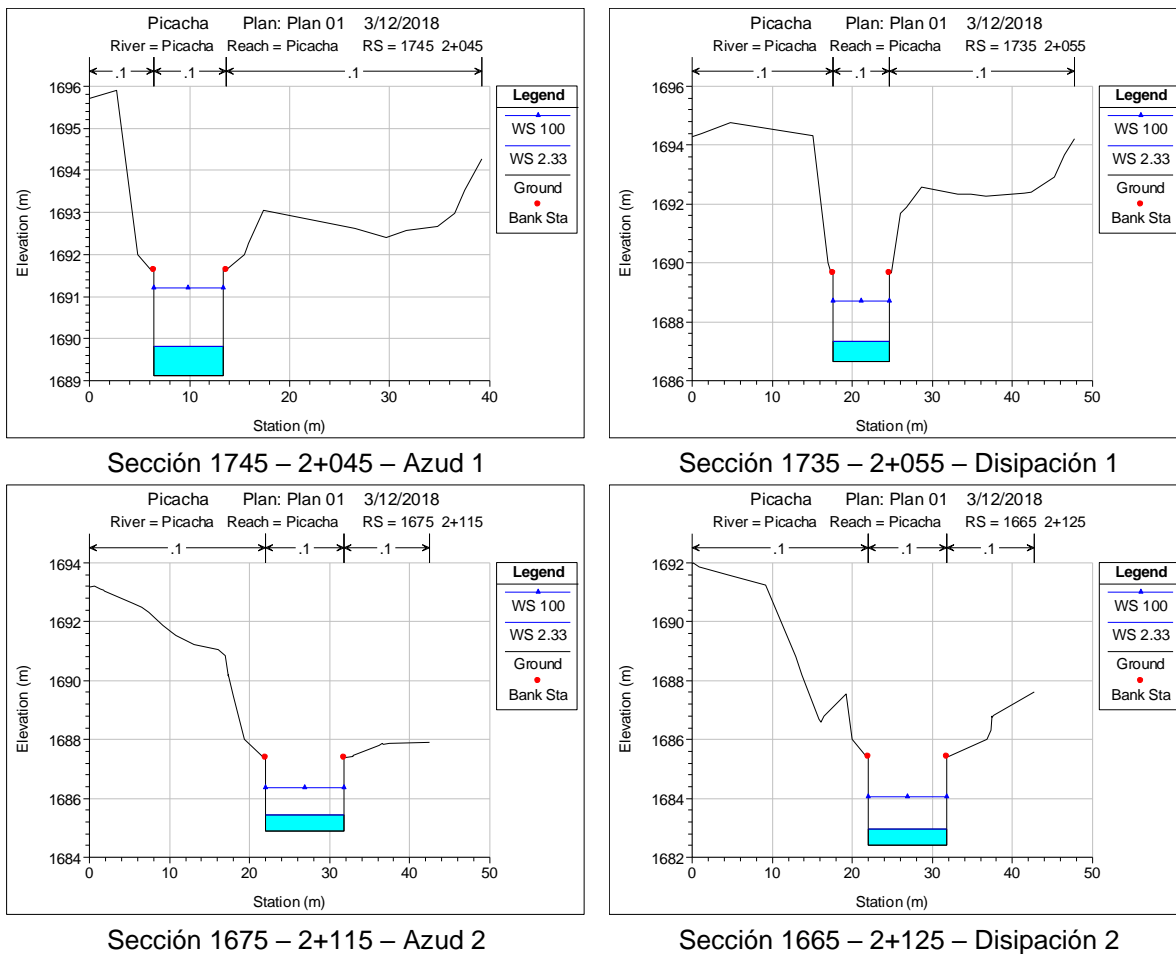


Figura 194. Secciones zona 2+030 a 2+205, condición con obras.

Como puede observarse en la Figura 194, el flujo de creciente para el caudal con periodo de retorno de 100 años, se encuentra contenido en general dentro de la sección transversal proyectada para cada azud, incluyendo la zona del pozo

disipador con muros de acompañamiento, garantizando la protección adecuada de la obra en fondo y márgenes. Adicionalmente, el realce en el fondo del canal por las obras de fondo, no conlleva a la formación de zonas inundables no presentes para el escenario actual. En la Figura 195, se presenta el perfil del flujo para el tramo aferente a las obras de protección de fondo.

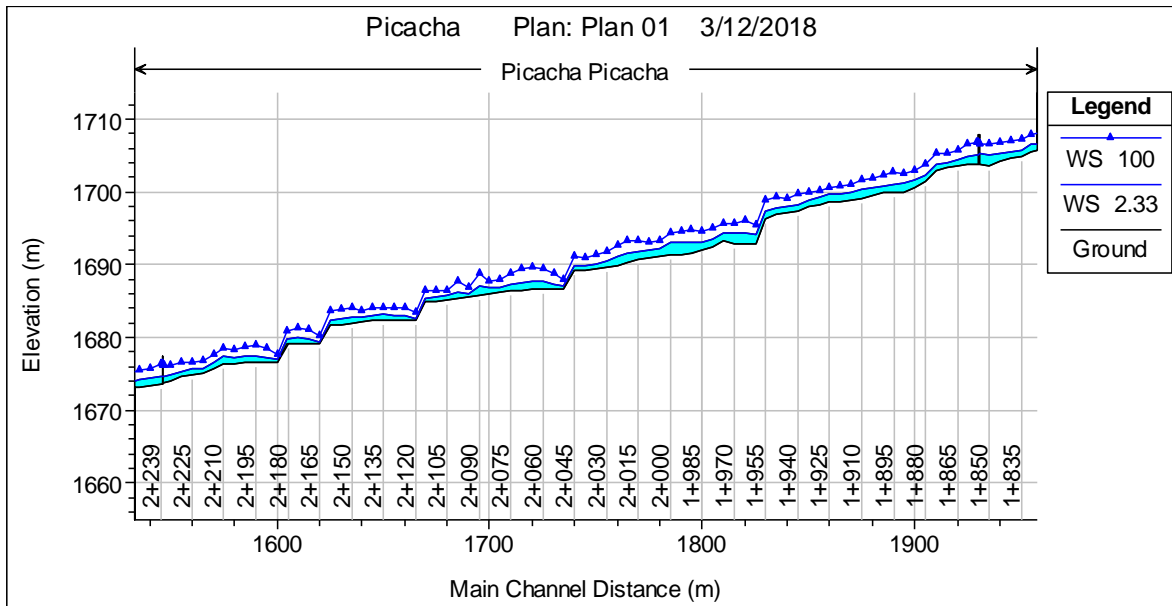


Figura 195. Perfil del flujo para zona 2+030 a 2+205, condición con obras.

El perfil del flujo, muestra un comportamiento variable para la zona en la cual se plantean las obras de control de flujo, y que es la respuesta a múltiples saltos que generan una zona de chorro aguas abajo de cada azud, así como una variación hacia la zona de contra dique representada por un resalto hidráulico que busca normalizar el comportamiento del flujo. En capítulos posteriores se podrá realizar un análisis comparativo entre el escenario actual y futuro para el tramo específico.

- **Tramo 2+965 a 3+162**

La otra zona de intervención corresponde al tramo paralelo a la Ladrillera El Diamante, lugar en el cual se ha propuesto un muro de contención sobre la margen derecha para el control de inundaciones. Para este tramo, se presentan valores máximos de velocidad de 4,09 m/s y 6,92 m/s para los caudales con periodos de retorno de 2.33 y 100 años, cuyos valores medios son de 2,78 m/s y 4,42 m/s. En cuanto a la profundidad, se tienen valores medios de máximos de 1,33 m y 2,74 m

para los caudales con periodos de retorno de 2.33 y 100 años. En la Figura 196, se presentan algunas secciones transversales con el muro de protección sobre la margen derecha.

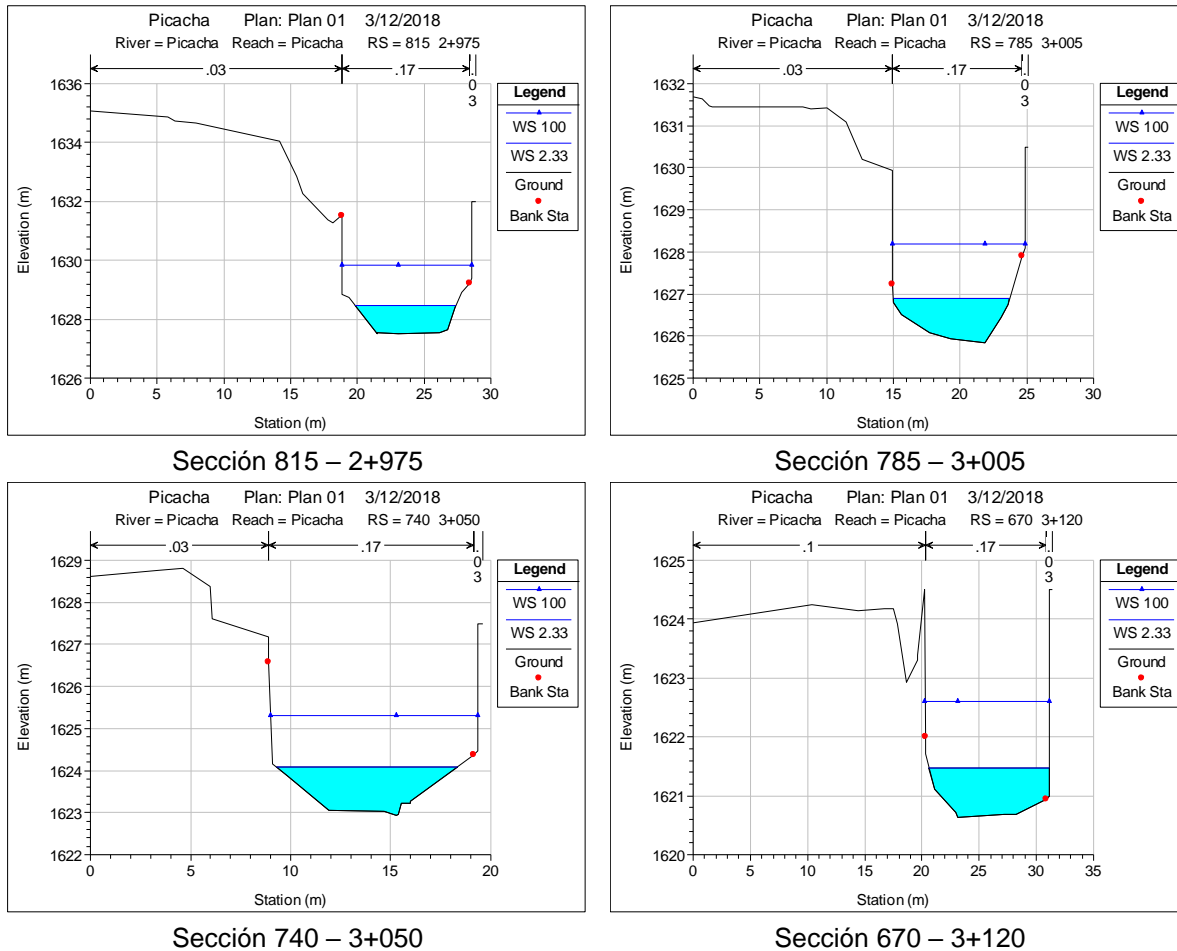


Figura 196. Secciones zona 2+965 y 3+162, condición con obras.

Según las secciones transversales con la lámina de agua para el caudal de diseño, se presenta capacidad hidráulica de la obra de protección lateral, confinando toda la creciente dentro de la sección transversal, controlada en la margen izquierda con el muro ya existente, y sobre la margen derecha con el muro proyectado. Estas obras permiten evitar el desbordamiento del flujo sobre la margen derecha del canal, tal como se presenta en el escenario actual.

Dentro del planteamiento de obras para esta zona, se incluyó la ampliación de la sección de paso asociada al puente vehicular que permite el acceso a la Ladrillera

El Diamante. Según el escenario actual, este puente presenta insuficiencia hidráulica, donde la creciente para el periodo de retorno de 100 años, supera la cota inferior de la obra en 1,26 m, generando el control del flujo aguas arriba, condición que agrava las afectaciones por el desbordamiento del flujo hacia la margen derecha. Por ello, se realizó el ajuste en la sección transversal contemplando la aplicación de 2,20 m en promedio y así, generar mayor capacidad de la obra de paso. En la Tabla 77, se presentan los resultados numéricos de la obra de paso para el escenario con obras.

Tabla 77. Resultados numéricos, obra paso Ladrillera El Diamante, condición con obras.

Elemento	630 - ID 12	
	Arriba	Abajo
Energía (m)	1622,41	1621,94
Agua (m)	1620,59	1619,5
H (m)	1,88	1,6
V (m/s)	5,9	6,86
A (m2)	13,53	11,65
F	1,41	1,82
T (m)	7,34	7,82

Teniendo en cuenta que la cota inferior de la obra es 1620,85 m.s.n.m., se obtiene un borde libre de 0,26 m para el caudal con periodo de retorno de 100 años. En la Figura 197, se muestra la sección transversal de esta obra de paso.

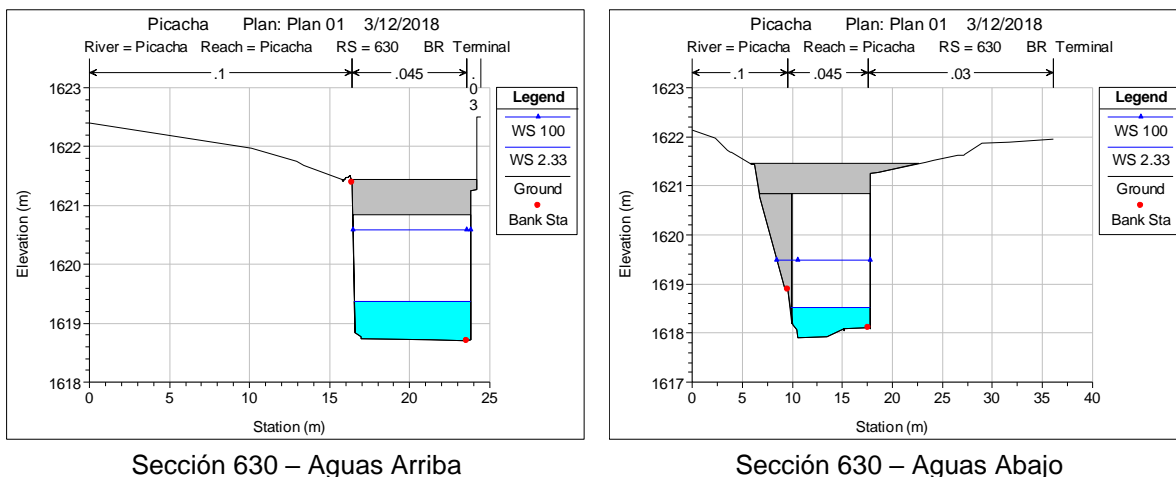


Figura 197. Secciones acceso a Ladrillera El Diamante, condición con obras.

La ampliación de la sección de la obra de paso, permite la capacidad hidráulica de la sección ampliada para la creciente de diseño, mejorando, además, el comportamiento del flujo para la zona aguas arriba, sin ningún tipo de control hidráulico. En la Figura 198, se presenta el perfil del flujo para el tramo donde se plantea la construcción del muro lateral, así como la ampliación del paso vehicular de acceso a la Ladrillera El Diamante.

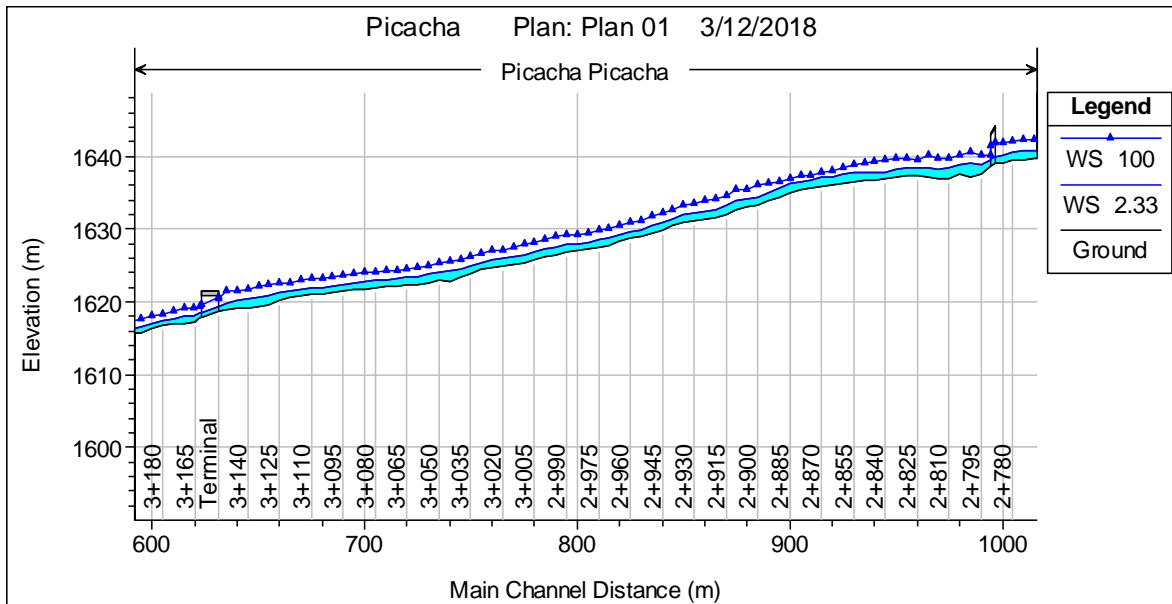


Figura 198. Perfil del flujo zona 2+965 y 3+162, condición con obras.

Se puede observar un comportamiento estable del nivel de creciente en toda la longitud de interés, sin el control hidráulico presentado para el escenario actual, ya que la obra de cruce en el acceso a la Ladrillera El Diamante, cuenta con la capacidad hidráulica para el paso del caudal con periodo de retorno de 100 años. Como análisis complementario, se verificó la capacidad hidráulica del paso peatona ID 5, en la sección 2412 del modelo hidráulico, el cual se planteó realzar en 1,50 m, alcanzando una cota inferior de la plataforma de paso de 1738,50 m.s.n.m. Los resultados numéricos de este cruce, se indican en la Tabla 78.

Tabla 78. Resultados numéricos, obra paso ID 5, condición con obras.

Elemento	2412 - ID 5	
	Arriba	Abajo
Energía (m)	1738,14	1737,7
Agua (m)	1737,65	1736,95
H (m)	2,48	1,65
V (m/s)	3,08	3,81
A (m ²)	19,6	15,83
F	0,83	1,07
T (m)	20,25	13,96

Al realizar la plataforma de paso para el puente ID 5, se obtiene un borde libre de 0,85 m a partir de la creciente con periodo de retorno de 100 años (1737,65 m.s.n.m.), mejorando la capacidad hidráulica de la obra de cruce.

Nuevamente y a través de la herramienta RASMapper, se elaboró la mancha de inundación para el escenario con obras. En la Figura 199, se muestra la mancha de inundación para el caudal con periodo de retorno de 100 años y en el tramo donde serán implementadas las obras para el control de gradiente. De acuerdo a la mancha de inundación obtenida para el escenario con obras y en toda la zona aferente a las obras control de fondo, se puede observar que toda la creciente se encontrará contenida dentro de la sección transversal, sin afectar zonas por el desbordamiento del flujo.

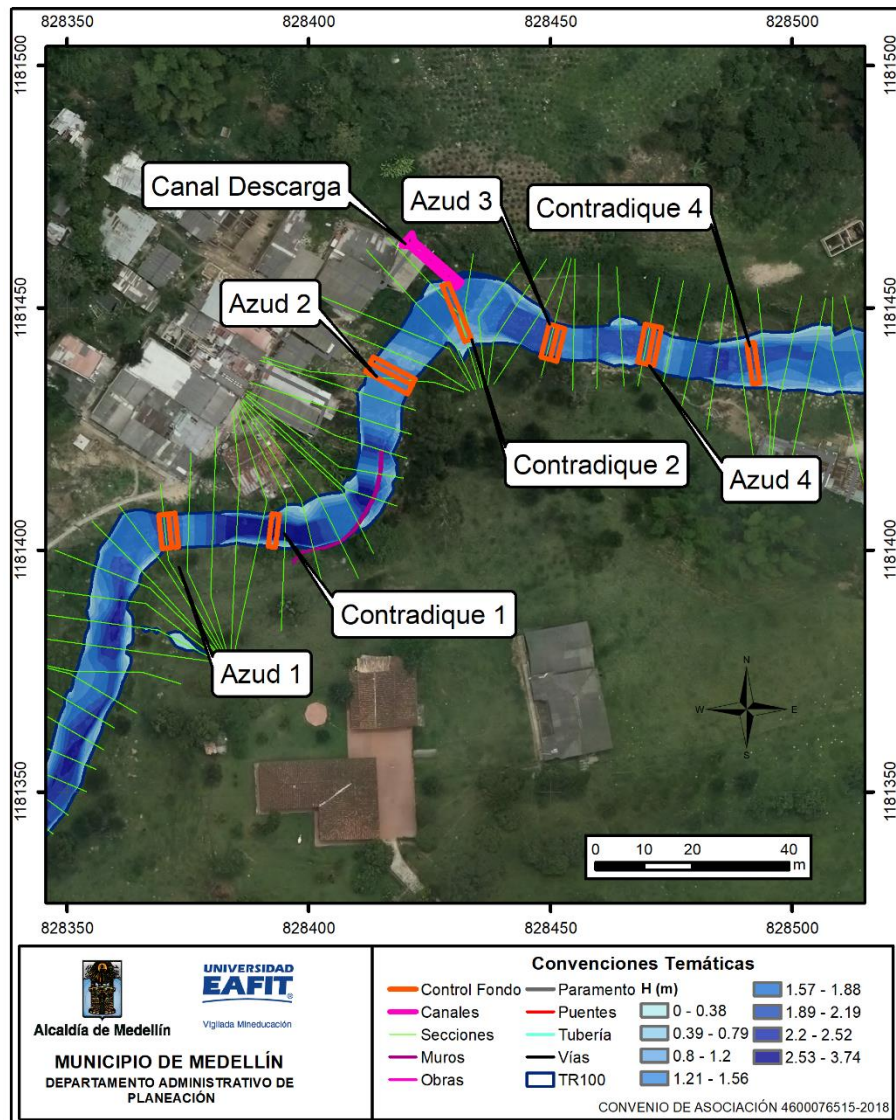


Figura 199. Mancha de inundación en tramo control de fondo y canal de descarga.

En la Figura 200, se muestra la mancha de inundación para el caudal con periodo de retorno de 100 años en el tramo colindante con el muro de contención propuesto sobre la margen derecha de la quebrada La Picacha. Según estos resultados, se puede observar que la creciente de diseño se encuentra contenida dentro de toda la sección transversal, sin afectar la zona de la orilla derecha, tal y como ocurre en el escenario actual, teniendo en consideración, además, que el flujo cruza la obra de paso que permite el acceso a la Ladrillera El Diamante, sin ningún tipo de control hidráulico.

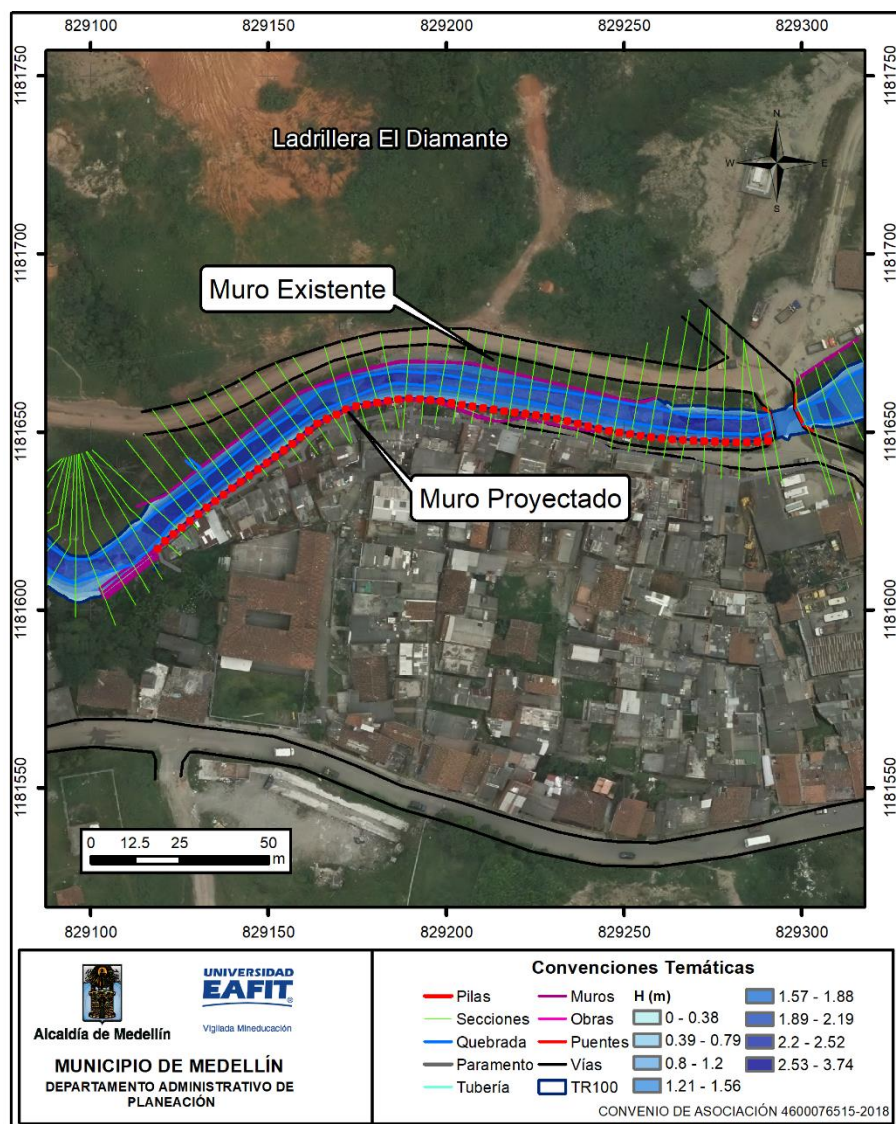


Figura 200. Mancha de inundación en tramo obra marginal muro de contención.

En el anexo 6.6 se presentan la tabla de resultados completa con la modelación hidráulica en condiciones proyectadas para cada una de las secciones transversales en el tramo de análisis y cada uno de los periodos de retorno analizados. En el Anexo 6.7, se presentan las secciones transversales evaluadas con su respectiva lámina de agua en condiciones proyectadas. En el Anexo 6.8, se presenta de forma digital los archivos que hacen parte del modelo hidráulico en condiciones proyectadas realizado en el software HEC-RAS.

10.1.3 Comparación De Resultados

Una vez obtenidos los resultados del modelo hidráulico al incluir las obras dentro del canal de la corriente de interés, finalmente se realizó un análisis comparativo entre los resultados obtenidos para las condiciones actuales y para las condiciones futuras, específicamente para los cambios en las variables de velocidad y altura de la lámina de agua. La comparación de los resultados se realizó para el caudal con periodo de retorno de 100 años como caudal de diseño definitivo.

La presentación del análisis comparativo, se realiza para los tramos donde se plantearon obras, el primero comprendido entre abscisas 2+030 a 2+205, donde se ha planteado obras para el control de fondo y entre abscisas 2+965 a 3+162, donde se proyectó una obra de protección lateral – muro de contención. En la Tabla 79, se presenta una comparación entre las variables mencionadas y para la zona colindante a las obras de control de fondo propuestas.

Tabla 79. Comparación resultados, tramo obras control de fondo.

Modelo	Abscisa	Velocidad (m/s)		DV (m/s)	Profundidad (m)		DH (m)
		Actual	Futura		Actual	Futura	
1890	1+900	3.51	3.51	0	2.43	2.43	0
1885	1+905	3.76	3.76	0	2.37	2.37	0
1880	1+910	3.91	3.91	0	2.58	2.58	0
1875	1+915	3.48	3.48	0	2.25	2.25	0
1870	1+920	3	3	0	2.18	2.18	0
1865	1+925	2.57	2.57	0	1.95	1.95	0
1860	1+930	2.97	2.97	0	1.86	1.86	0
1855	1+935	3.11	3.11	0	2.05	2.05	0
1850	1+940	3.4	3.4	0	2.16	2.16	0
1845	1+945	3.57	3.57	0	1.95	1.95	0
1840	1+950	3.78	3.78	0	2.45	2.45	0
1835	1+955	3.41	3.41	0	2.49	2.49	0
1830	1+960	5.47	5.47	0	2.63	2.63	0
1825	1+965	0.69	0.69	0	3.26	3.26	0
1820	1+970	0.13	0.13	0	2.74	2.74	0
1815	1+975	4.02	4.02	0	2.37	2.37	0
1810	1+980	3.94	3.94	0	2.52	2.52	0
1805	1+985	4.3	4.3	0	2.61	2.61	0
1800	1+990	4.37	4.37	0	3.05	3.05	0
1795	1+995	4.17	4.17	0	3.09	3.09	0
1790	2+000	3.73	3.73	0	3.1	3.1	0
1785	2+005	4.04	4.04	0	2.22	2.22	0
1780	2+010	3.84	3.84	0	2.11	2.11	0

Modelo	Abscisa	Velocidad (m/s)		DV (m/s)	Profundidad (m)		DH (m)
		Actual	Futura		Actual	Futura	
1775	2+015	4.08	4.08	0	2.47	2.47	0
1770	2+020	3.5	3.5	0	2.87	2.87	0
1765	2+025	4.17	4.17	0	2.66	2.66	0
1760	2+030	4.01	4.01	0	2.24	2.09	-0.15
1755	2+035	4.01	3.99	-0.02	2.05	1.84	-0.21
1750	2+040	3.88	3.81	-0.07	1.92	1.63	-0.29
1745	2+045	4.4	4.5	0.1	2.53	2.06	-0.47
1740	2+050	4.67	6.68	2.01	3.09	1.39	-1.7
1735	2+055	4.69	4.52	-0.17	3.33	2.06	-1.27
1730	2+060	4.65	4.88	0.23	3.52	2.89	-0.63
1725	2+065	4.62	4.7	0.08	3.06	2.96	-0.1
1720	2+070	3.4	4.15	0.75	2.83	2.83	0
1715	2+075	3.9	4.16	0.26	2.71	2.56	-0.15
1710	2+080	3.81	3.9	0.09	2.17	1.82	-0.35
1705	2+085	4.54	5.98	1.44	3.29	1.71	-1.58
1700	2+090	4.08	3.52	-0.56	3.86	3.1	-0.76
1695	2+095	7.73	7.37	-0.36	1.89	1.23	-0.66
1690	2+100	5.68	4.6	-1.08	2.56	2.42	-0.14
1685	2+105	6.57	6.45	-0.12	1.81	1.24	-0.57
1680	2+110	5.64	5.73	0.09	1.99	1.38	-0.61
1675	2+115	3.98	4.49	0.51	2.46	1.48	-0.98
1670	2+120	3.94	6.88	2.94	2.25	0.97	-1.28
1665	2+125	3.55	4.04	0.49	1.76	1.65	-0.11
1660	2+130	2.85	3.4	0.55	1.93	1.69	-0.24
1655	2+135	2.74	3.03	0.29	2	1.6	-0.4
1650	2+140	2.92	2.65	-0.27	1.96	1.62	-0.34
1645	2+145	3.27	3.49	0.22	1.93	1.5	-0.43
1640	2+150	4.14	3.61	-0.53	2.5	2.01	-0.49
1635	2+155	4.44	4.21	-0.23	2.48	2.06	-0.42
1630	2+160	4.39	4.51	0.12	2.41	2.06	-0.35
1625	2+165	4.2	7.57	3.37	2.32	1.23	-1.09
1620	2+170	3.92	4.52	0.6	2.34	2.06	-0.28
1615	2+175	4.08	3.97	-0.11	2.95	2.17	-0.78
1610	2+180	4.04	4.32	0.28	3.06	1.89	-1.17
1605	2+185	4.34	7.36	3.02	2.67	1.11	-1.56
1600	2+190	4.26	4.32	0.06	2.37	1.88	-0.49
1595	2+195	4.13	4.2	0.07	2.27	2.27	0
1590	2+200	4.05	4.07	0.02	2.33	2.11	-0.22
1585	2+205	3.84	3.85	0.01	1.98	1.92	-0.06
1580	2+210	3.75	3.75	0	2.12	2.12	0
1575	2+215	3.67	3.67	0	1.91	1.91	0
1570	2+220	3.58	3.58	0	1.8	1.8	0

Modelo	Abscisa	Velocidad (m/s)		DV (m/s)	Profundidad (m)		DH (m)
		Actual	Futura		Actual	Futura	
1565	2+225	3.59	3.59	0	1.79	1.79	0
1560	2+230	3.97	3.97	0	2.05	2.05	0
1555	2+235	4.13	4.13	0	2.17	2.17	0
1552	2+238	4.23	4.23	0	2.47	2.47	0

En la Figura 201, se muestra la comparación de la velocidad de forma gráfica y para la zona donde se plantean las obras de control de gradiente, y para el caudal con periodo de retorno de 100 años.

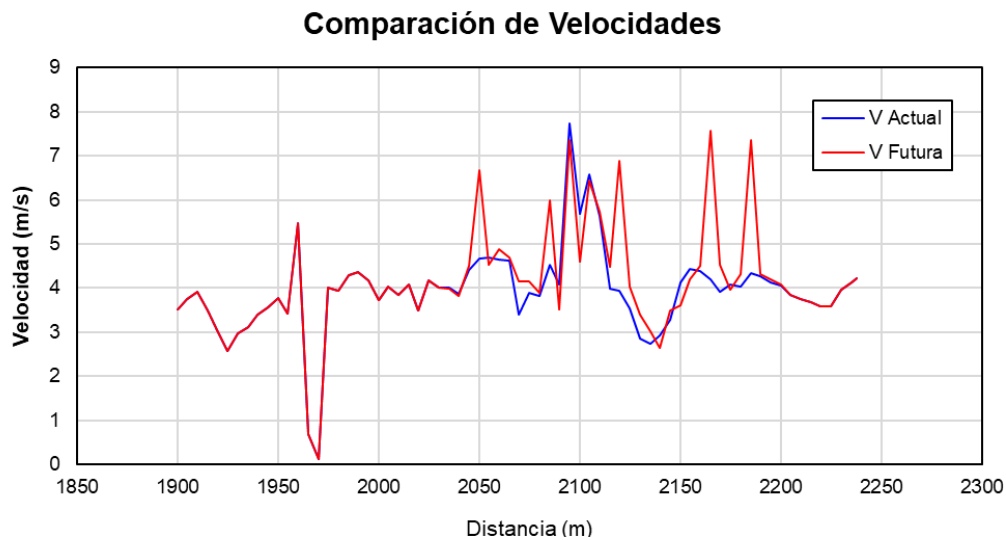


Figura 201. Comparación velocidades en zona de obras control de fondo.

De acuerdo a los resultados obtenidos en la comparación de la velocidad y la profundidad para el tramo asociado a las obras de control de gradiente, se observa que las mayores variaciones se reflejan para las secciones inmediatamente aguas abajo de los azudes propuestos (obras en secciones 2+045, 2+115, 2+160 y 2+180), ya que, debido a la caída generada por dichas obras, se genera un aumento de la velocidad por el chorro y la reducción en la profundidad. Estos aumentos son mitigados a partir de las obras de protección ubicadas aguas abajo de los azudes y contra diques, sin que se afecten las condiciones de la corriente.

En general y dado que se plantea un perfil con mayor estabilidad debido a la pendiente de equilibrio propuesta, la profundidad del agua se reduce en toda la longitud de interés. En la Figura 202, se presenta la comparación gráfica entre el

escenario actual y futuro para la profundidad del agua y en el tramo con obras de control de fondo.

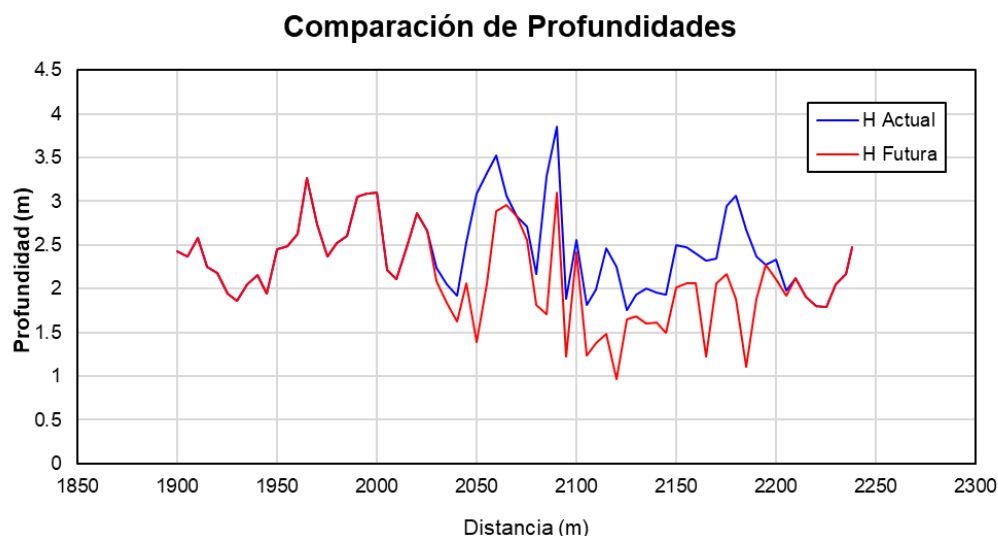


Figura 202. Comparación profundidades en zona de obras control de fondo.

Estos análisis también fueron realizados para el tramo donde se propone un muro de contención para la orilla derecha, y que, según la mancha de inundación en el escenario futuro, controla los niveles de crecientes en dicho sector. En la Tabla 80, se presenta una comparación entre las variables mencionadas y para la zona colindante a las obras de contención sobre margen derecha.

Tabla 80. Comparación resultados, tramo obras muro de contención.

Modelo	Abscisa	Velocidad (m/s)		DV (m/s)	Profundidad (m)		DH (m)
		Actual	Futura		Actual	Futura	
890	2+900	3,46	3,46	0	2,58	2,58	0
885	2+905	3,91	3,91	0	2,42	2,42	0
880	2+910	4,54	4,54	0	2,77	2,77	0
875	2+915	4,41	4,41	0	2,5	2,5	0
870	2+920	4,57	4,57	0	2,51	2,51	0
865	2+925	4,61	4,61	0	2,61	2,61	0
860	2+930	4,36	4,36	0	2,4	2,4	0
855	2+935	4,28	4,28	0	2,38	2,38	0
850	2+940	3,98	3,98	0	2,01	2,01	0
845	2+945	4,04	4,04	0	2,3	2,3	0
840	2+950	4,14	4,14	0	2,33	2,33	0
835	2+955	4,16	4,16	0	2,29	2,29	0

Modelo	Abscisa	Velocidad (m/s)		DV (m/s)	Profundidad (m)		DH (m)
		Actual	Futura		Actual	Futura	
830	2+960	4,07	4,07	0	2,16	2,16	0
825	2+965	4,27	4,34	0,07	2,27	2,27	0
820	2+970	4,08	4,14	0,06	2,34	2,33	-0,01
815	2+975	4,26	4,33	0,07	2,35	2,33	-0,02
810	2+980	4,27	4,32	0,05	2,28	2,27	-0,01
805	2+985	4,28	4,34	0,06	2,24	2,23	-0,01
800	2+990	4,27	4,34	0,07	2,39	2,38	-0,01
795	2+995	4,25	4,35	0,1	2,46	2,43	-0,03
790	3+000	4,26	4,33	0,07	2,4	2,37	-0,03
785	3+005	4,28	4,31	0,03	2,37	2,35	-0,02
780	3+010	4,29	4,31	0,02	2,49	2,47	-0,02
775	3+015	4,29	4,33	0,04	2,41	2,4	-0,01
770	3+020	4,3	4,34	0,04	2,27	2,24	-0,03
765	3+025	3,92	4,37	0,45	2,47	2,31	-0,16
760	3+030	3,95	4,42	0,47	2,35	2,2	-0,15
755	3+035	4,17	4,41	0,24	2,47	2,23	-0,24
750	3+040	4,3	4,35	0,05	2,6	2,4	-0,2
745	3+045	4,35	4,29	-0,06	2,76	2,64	-0,12
740	3+050	4,33	4,22	-0,11	2,6	2,38	-0,22
735	3+055	4,35	4,05	-0,3	2,57	2,36	-0,21
730	3+060	4,31	4,19	-0,12	2,53	2,33	-0,2
725	3+065	4,25	4,09	-0,16	2,41	2,22	-0,19
720	3+070	4,22	4,1	-0,12	2,32	2,16	-0,16
715	3+075	4,22	3,96	-0,26	2,31	2,11	-0,2
710	3+080	4,24	4,2	-0,04	2,31	2,13	-0,18
705	3+085	4,23	4,25	0,02	2,31	2,19	-0,12
700	3+090	4,19	4,35	0,16	2,28	2,22	-0,06
695	3+095	2,52	4,36	1,84	2,66	2,21	-0,45
690	3+100	4,67	4,37	-0,3	2,06	2,12	0,06
685	3+105	4,07	4,36	0,29	2,17	2,11	-0,06
680	3+110	3,81	4,35	0,54	2,43	2,15	-0,28
675	3+115	4	4,45	0,45	2,5	2,22	-0,28
670	3+120	3,91	4,04	0,13	2,25	1,97	-0,28
665	3+125	3,72	4,43	0,71	2,78	2,43	-0,35
660	3+130	3,8	4,31	0,51	3	2,74	-0,26
655	3+135	3,7	4,38	0,68	2,82	2,72	-0,1
650	3+140	3,65	4,51	0,86	2,76	2,51	-0,25
645	3+145	3,83	4,47	0,64	2,63	2,47	-0,16
640	3+150	3,67	4,81	1,14	2,98	2,54	-0,44
637	3+153	3,27	6,21	2,94	3,28	1,82	-1,46
630							
628	3+162	5	6,92	1,92	2,47	1,55	-0,92

Modelo	Abscisa	Velocidad (m/s)		DV (m/s)	Profundidad (m)		DH (m)
		Actual	Futura		Actual	Futura	
625	3+165	4,44	6,66	2,22	2,53	1,84	-0,69
620	3+170	4,13	4,13	0	2,06	2,06	0
615	3+175	3,91	3,91	0	1,84	1,84	0
610	3+180	3,72	3,72	0	1,61	1,61	0
605	3+185	3,78	3,78	0	1,74	1,74	0
600	3+190	3,86	3,86	0	1,83	1,83	0
595	3+195	3,94	3,94	0	1,86	1,86	0
590	3+200	4,1	4,1	0	2,15	2,15	0
585	3+205	4,05	4,05	0	2,18	2,18	0
580	3+210	4,11	4,11	0	2,25	2,25	0

En la Figura 203, se presentan los cambios en la velocidad del flujo para el tramo de la obra de protección lateral – muro de contención, entre ambos escenarios.

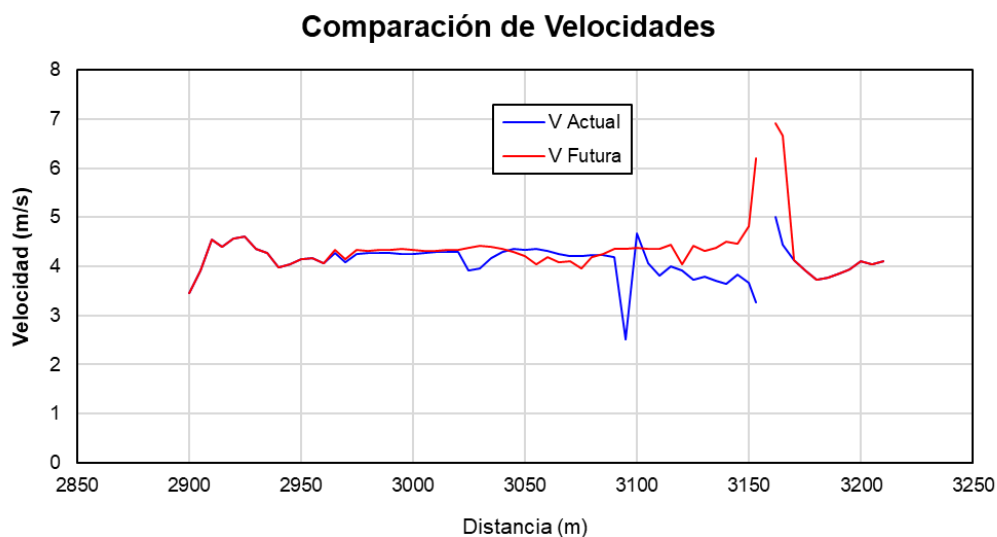


Figura 203. Comparación velocidades en zona de obras de contención.

De acuerdo a los cambios generados en la velocidad del flujo para el escenario futuro, se observa un leve incremento debido al cambio de la rugosidad de la margen derecha por la presencia del muro de contención, En el tramo final de la obra, se presenta un aumento en la velocidad de forma sustancial que se genera por aumentar la capacidad de la obra de cruce para el acceso a la Ladrillera El Diamante, ya que en el escenario actual, la obra presenta insuficiencia y genera un remanso aguas arriba de menor velocidad. Este incremento de velocidad es de

promedio igual a 0,50 m/s, sin que conlleve a afectaciones en la corriente natural, teniendo en consideración, además, que ambas orillas se encuentran protegidas por estructuras de contención.

En la Figura 204, se muestra la comparación gráfica de la profundidad del agua, la cual se reduce en todo el trayecto de interés, debido a que con la presencia de la obra de protección sobre la orilla derecha, se plantea un canal de ancho aproximadamente constante y así, conservar una profundidad similar en todo el tramo.

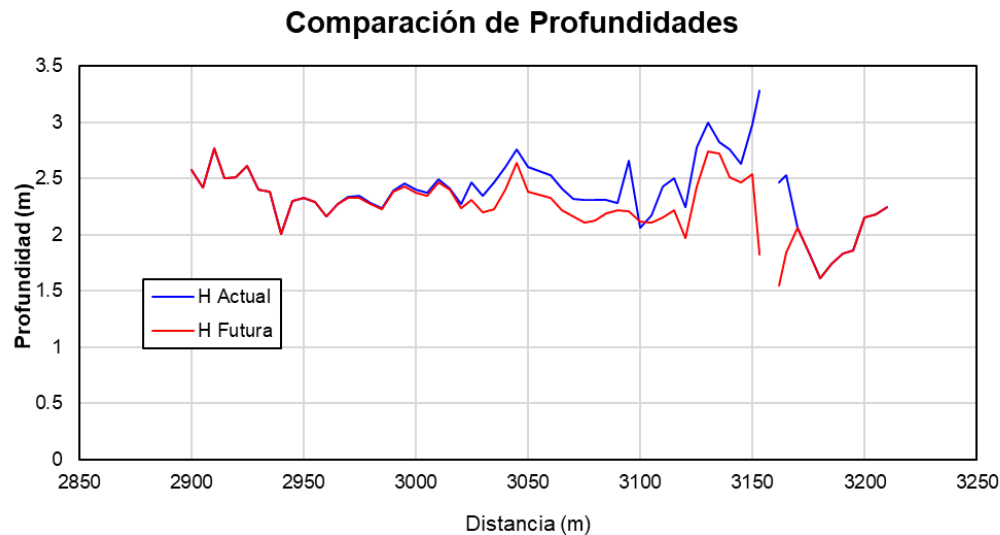


Figura 204. Comparación profundidades en zona de obras de contención.

Al realizar la comparación entre la profundidad y velocidad del flujo en cada uno de los tramos a intervenir, se establece que, si bien se generan cambios por la presencia de las obras, estos son controlados por las estructuras planteadas, en cuanto a la disipación aguas abajo de los azudes proyectados, así como al tramo del muro de contención. Además, no se generan zonas de desbordamiento debido a que las obras representan una reducción en la profundidad del agua.

10.2 AMENAZA POR MOVIMIENTOS EN MASA

A continuación se presentan la zonificación de amenazas por movimientos en masa llevada a cabo a partir de la combinación de los análisis de estabilidad y los contornos obtenidos por el runout, para los polígonos denominados La Picacha 2 y

La Picacha 3. La descripción de esta metodología se encuentra en detalle en el Anexo 1 y en el capítulo 3 del presente informe.

La amenaza por movimientos en masa se considera como la probabilidad de que se presente este tipo de eventos, con una severidad suficiente para causar pérdida de vidas, lesiones u otros impactos en la salud, así como también daños y pérdidas en los bienes, la infraestructura, los medios de sustento, la prestación de servicios y los recursos ambientales.

10.2.1 Amenaza por estabilidad

Para la zonificación de amenazas por movimientos en masa se utilizó el método determinístico, el cual corresponde a un análisis cuantitativo en el que se calcula el factor de seguridad de cada ladera. Para la aplicación específica del método se elaboran modelos de análisis de estabilidad de taludes con base en la información de detalle obtenida a partir de la información de campo y de la exploración del subsuelo, y se calculan los factores de seguridad al deslizamiento. Estos modelos requieren de información específica sobre estratificación, estructura, propiedades de resistencia de los materiales, ángulo de fricción interno, y modelos de simulación de niveles freáticos.

Para el análisis de amenaza por estabilidad, el valor límite para el factor de seguridad en el caso estático se toma de acuerdo a lo planteado en el Decreto 1626 de 2015, en el cual se define que para valores inferiores a 1.2 (o $PF > 0.05/\text{año}$) el nivel de amenaza es alto, valores entre 1.2 y 1.5 (PF entre 0.002 y 0.05/año) se clasifican con nivel de amenaza media y factores de seguridad > 1.5 ($PF < 0.002$) se definen con nivel de amenaza bajo.

Para el caso estático se determina la condición de amenaza de acuerdo al factor de seguridad obtenido, para los casos pseudoestático y saturado se tomarán como valores de referencia los correspondientes a la probabilidad de falla.

La probabilidad de falla presentada en los diferentes análisis realizados es un valor adimensional y corresponde a la probabilidad de que ocurra una falla en el talud, dado que se está presentando un escenario específico, por ejemplo, en el caso pseudoestático la probabilidad de falla presentada corresponde a la probabilidad de falla dado que en ese momento se está presentando el sismo definido, sin embargo, para obtener la probabilidad real debe considerarse también la probabilidad que el sismo realmente ocurra.

La lluvia y el sismo son los factores detonantes considerados dentro de los escenarios planteados y estos factores se encuentran asociados a un periodo de retorno determinado, por lo tanto, la probabilidad de ocurrencia de cualquier evento viene definido por $1/Tr$, donde Tr es el periodo de retorno del factor detonante con unidades $1/año$; al realizar el producto de esta probabilidad de ocurrencia por la probabilidad de falla presentada en cada modelo se obtendrá la probabilidad final para cada escenario analizado, (la cual responde a la probabilidad de que ocurra X dado que ocurrió Y), por ejemplo, la probabilidad de que se dé un deslizamiento dado que se está presentando el sismo (que es finalmente el factor detonante).

Teniendo en cuenta lo expresado anteriormente, y considerando que el periodo de retorno del sismo incorporado en los análisis es de 475 años ($PF=0.0021/año$) se calculan las probabilidades de falla para este escenario y se presentan en cada perfil de manera detallada, lo cual se presenta de manera similar para el escenario saturado donde el periodo de retorno es de 16.2 años.

10.2.1 Amenaza en condiciones estáticas

Basado en la metodología anterior, y en los rangos definidos por el Decreto 1626 de 2015 se definieron las siguientes zonas de amenazas para los polígonos de La Picacha 2 y La Picacha 3 (Figura 205).

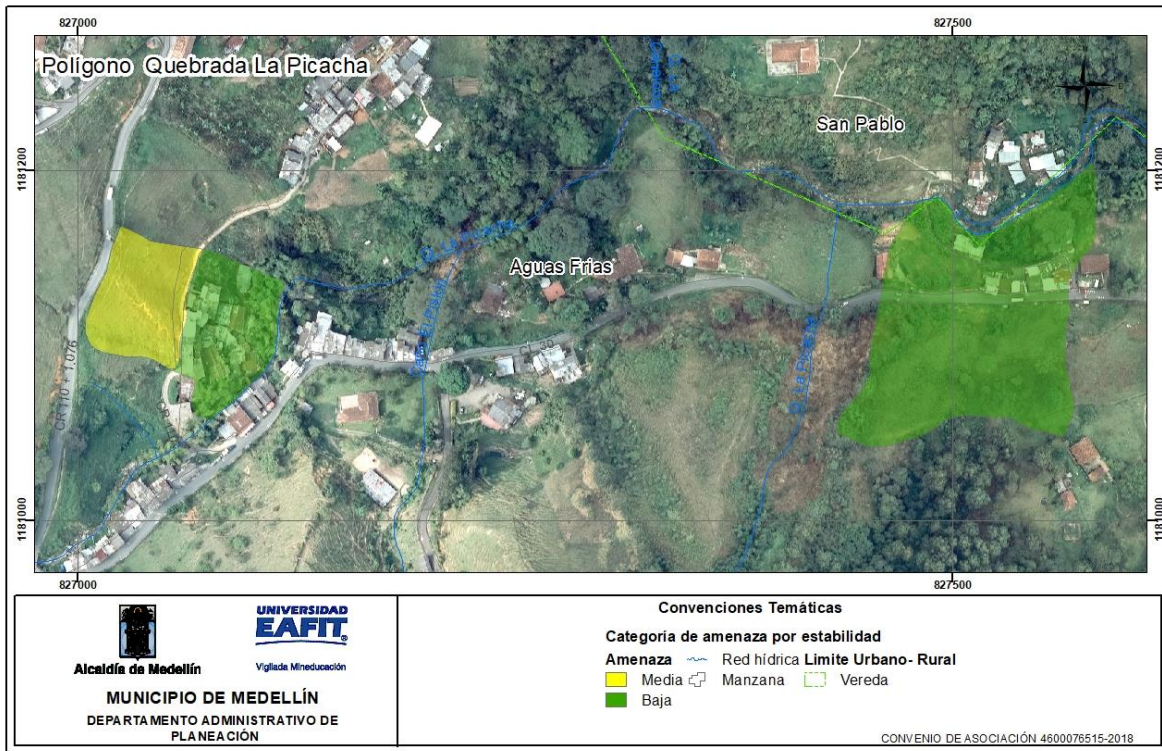


Figura 205. Zonificación de amenazas por estabilidad en condiciones estáticas para los polígonos La Picacha 2 y La Picacha 3

Amenaza media: Corresponde a zonas con una moderada probabilidad de ocurrencia de movimientos en masa y que presentan procesos geológicos generalmente inactivos los cuales podrían reactivarse si no se toman correctivos. Aunque los procesos morfodinámicos en estas zonas no son abundantes, su composición geológica y las altas pendientes hacen que esta zona sea susceptible a este tipo de amenaza, por eso requieren un especial cuidado, ya que la amenaza media puede convertirse fácilmente en amenaza alta, si los usos del suelo no son adecuados.

Este rango se identifica en la parte alta del polígono denominado La Picacha 3, entre la vía que conduce a Aguas Frías y el sendero peatonal que cruza el área de interés. Se caracteriza por la presencia del suelo residual y el saprolito del Stock de Altavista

Asociado a esta zona de amenaza media se analiza el resultado del perfil 1 donde se obtiene un factor de seguridad de 1.41 en condiciones estáticas. Se destaca que este factor de seguridad indica que es probable la formación de inestabilidades asociadas al tipo de material detectado y a las altas pendientes del sector y no

satisface los valores de factor de seguridad estipulados en los códigos para garantizar la estabilidad de la zona.

Amenaza baja: Esta categoría se identifica tanto en el polígono La Picacha 2 como La Picacha 3. En general están conformadas en flujos de lodos y/o escombros y el saprolito del Stock de Altavista, conformando laderas rectas e irregulares.

En la Picacha 2 abarca la totalidad del polígono estudiado, que comprende desde la quebrada La Picacha hasta el límite sur que define la UMI; y donde el perfil analizado arroja un factor de seguridad de 1.58 en condiciones estáticas. En La Picacha 3 se define desde el sendero peatonal del sector hasta el cauce de la quebrada La Picacha, a partir del análisis de estabilidad realizado en el sector.

10.2.2 Amenaza en condiciones pseudo – estáticas

El cálculo de la amenaza en condiciones pseudo – estáticas se realizó a partir de los factores de seguridad obtenidos en los perfiles de los polígonos La Picacha 2 y La Picacha 3, bajo una condición de sismo en los materiales que componen el perfil de suelos, para los cuales se obtuvieron valores de 1.09 y 1.02 respectivamente, por lo que la amenaza es alta en ambos casos.

Igualmente se realizó el cálculo de la amenaza a partir de las probabilidades de falla obtenidas en los perfiles bajo igual condición (influencia del sismo), y se obtuvieron valores 18.9% y 40.1% respectivamente. Relacionando estos valores con el periodo de retorno incorporado en los análisis (475 años), y un período de retorno de 50 años se obtiene probabilidades de falla entre 0.04 y 0.08 por lo que se clasifican los perfiles como de amenaza alta por corresponder a una probabilidad entre 0.002 y 0.5.

10.2.3 Amenaza en condiciones saturadas

El cálculo de la amenaza en condiciones saturadas se realizó a partir de los factores de seguridad obtenidos en los perfiles analizados en La Picacha 2 y La Picacha 3 bajo una condición de saturación de los materiales que componen el perfil de suelos, para los cuales se obtuvieron valores de 1.06 y 1.07 respectivamente, por lo que la amenaza se define como alta en ambos casos. Para las zonas definidas como bajas se tuvo que son las zonas con menor pendiente del polígono, por lo tanto no tendrían afectación por la saturación.

10.2.4 Amenaza por runout

Una vez calificada y analizada la amenaza por estabilidad, se ubicaron puntos a lo largo de la parte alta de la zona de falla, para conocer la altura desde la cual podría desprenderse un posible movimiento en masa, y por medio del modelo de elevación digital se obtuvieron los parámetros para conocer cuáles serían las distancias y el recorrido que podría tomar dicho deslizamiento. De acuerdo con la metodología aplicada (Guimarães, 2015), el contorno 0.4 representa una probabilidad del 90% de que hasta esta zona pueda desplazarse los materiales asociados a la ocurrencia de un movimiento en masa.

Para el polígonos La Picacha 3 el análisis del runout muestran lo siguiente (Figura 206):

- Los deslizamientos que se generen en la parte alta de la zona de amenaza media por estabilidad que coincide con el límite de la UMI, tiene la probabilidad de descender siguiendo la dirección de la pendiente hasta encontrar el cauce actual de la quebrada La Picacha.

Finalmente, se aclara que dada la condición de amenaza baja obtenida en el polígono La Picacha 2 no se define la zona de afectación por un posible deslizamiento.

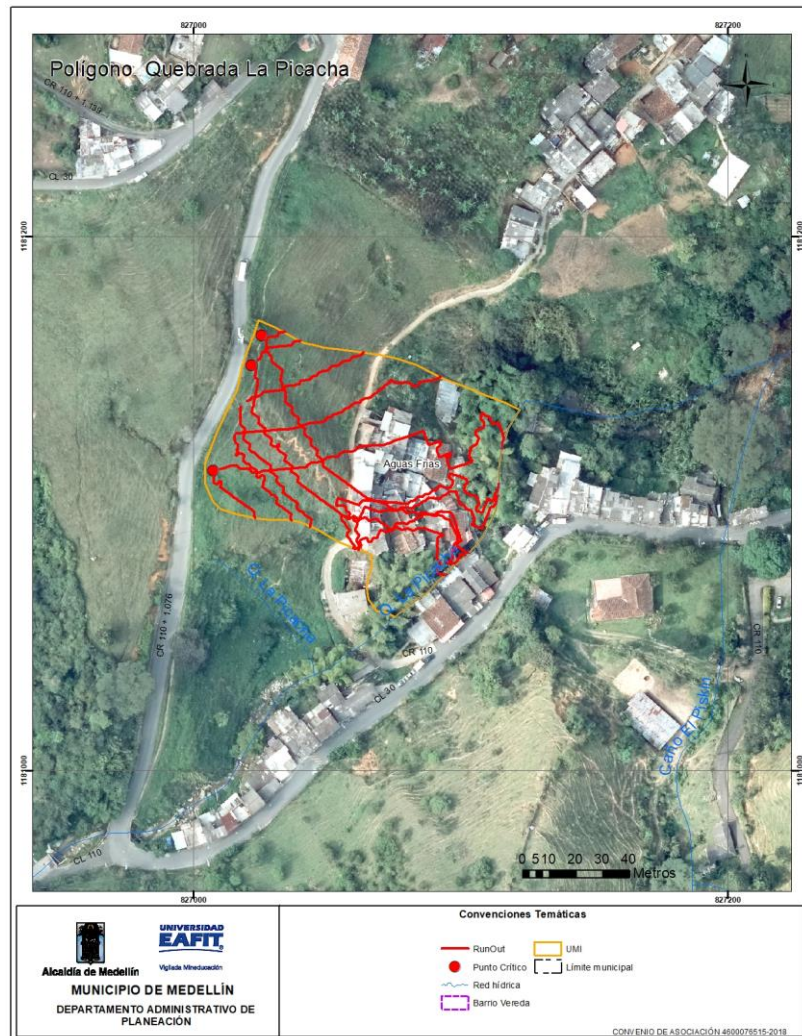


Figura 206. Contornos de runout para el polígono La Picacha 3

10.2.5 Amenaza total

La definición de la amenaza final resulta de la combinación de la amenaza obtenida mediante el método determinístico (análisis de estabilidad) y la distancia de viaje (runout), debido a que es necesario establecer tanto la zona donde hay probabilidad de que se generen los movimientos en masa, como su zona de influencia y depositación. Teniendo en cuenta lo anterior, el nivel de amenaza para una zona está condicionado tanto a la estabilidad propia del terreno en condiciones estáticas como a la probabilidad de que se vea afectada por la depositación de materiales asociados a movimientos en masa que se generen en la zona circundante. Se

destaca que la valoración de la amenaza de las zonas afectadas por runout depende directamente del nivel de amenaza obtenido en la zona con probabilidad de ocurrencia de movimientos en masa.

Teniendo en cuenta lo anterior, para los polígonos La Picacha 2 y La Picacha 3, se identifican zonas de amenaza media y baja por movimientos en masa, distribuidos de la siguiente forma (Figura 209).

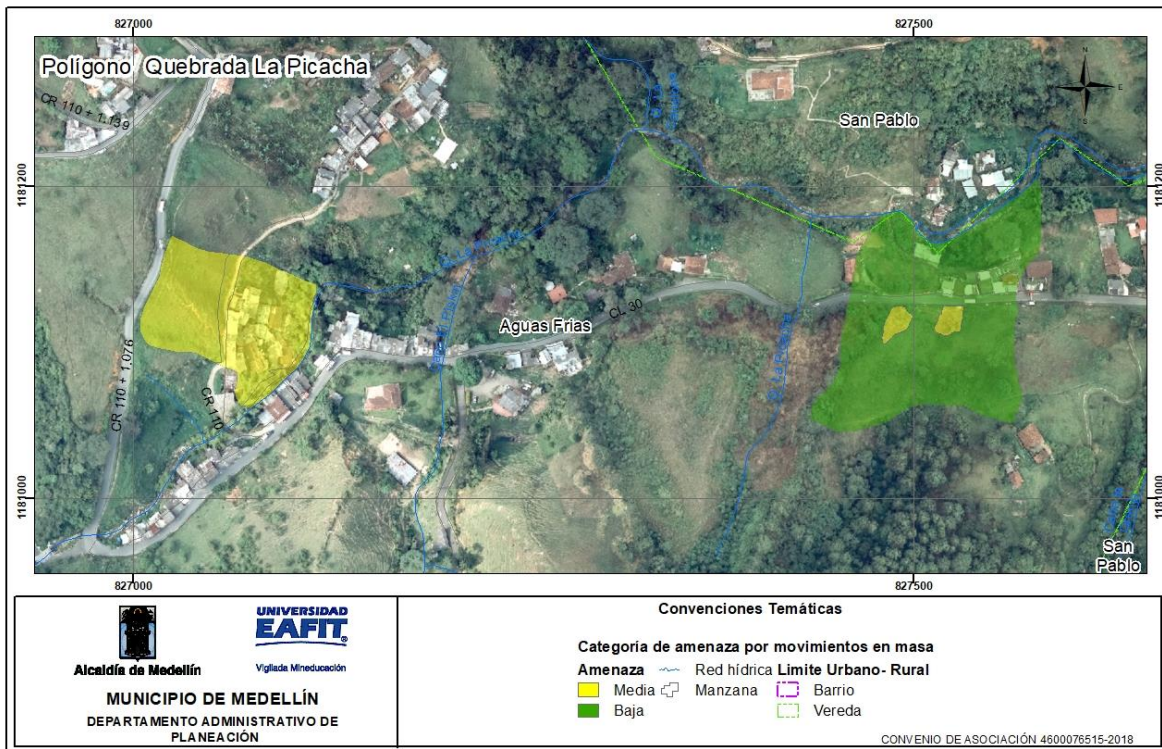


Figura 207. Zonificación de movimientos en masa en los polígonos La Picacha 2 y La Picacha 3

Amenaza media: Son áreas con un nivel medio de probabilidad que se presenten movimientos en masa, debido a la acción en conjunto de la lluvia, la pendiente y en alguna medida a factores antrópicos. El factor de seguridad de las laderas naturales en esta categoría puede estar entre 1.2 y 1.5; o alternatively con probabilidades de falla o ruptura entre 0,0002/año – 0,05/año).

Se identifica en el polígono La Picacha 3 en la parte alta del área de interés, localizada entre la vía que conduce a Aguas Frías y el sendero peatonal; el nivel de amenaza media está asociado a la probabilidad de ocurrencia de movimientos en

masa rápidos y con profundidades de 7 m, y el factor de seguridad de la ladera es de 1.41 bajo condiciones actuales; es importante resaltar que en este sector no se identificaron procesos morfodinámicos representativos, sin embargo podrían ocurrir movimientos en masa tipo deslizamiento tipo rotacional. Adicionalmente, se considera en amenaza media el tramo comprendido entre el sendero peatonal y la quebrada La Picacha, pues es la zona donde se depositaría el material asociado a un posible deslizamiento que ocurra en la parte alta.

En el polígono La Picacha 2 este nivel de amenaza corresponde a dos sectores muy puntuales, definidos a partir del criterio geológico – geomorfológico y asociado a los depósitos de deslizamientos ocurridos en el sector. Se considera que el sector identificado al oriente de este polígono como de amenaza media, está asociado a un movimiento en masa posiblemente detonado por las aguas de escorrentía que fluyen desde la parte alta de ladera por una vaguada que conduce las aguas y llegan directamente hasta el área afectada. El área catalogada como de amenaza media contigua a ésta descrita, se asocia posiblemente a la intervención de la vía.

Amenaza baja: Corresponden a áreas con aceptables condiciones de estabilidad, sin evidencias físicas o históricas de procesos morfodinámicos, o si existen, su densidad es baja, con baja probabilidad de que se presenten movimientos en masa, debido a la acción en conjunto de la lluvia acumulada y las pendientes. El factor de seguridad de las laderas naturales dentro de esta categoría es $FS > 1.5$; o alternativamente probabilidades de falla o ruptura $PF < 0,0002/\text{año}$.

Este nivel de amenaza se identifica en gran parte del polígono La Picacha 2, desde el cauce actual de la quebrada La Picacha hasta la parte alta de la ladera que limita la UMI.

11. CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN

La socavación es un fenómeno natural, asociado principalmente a corrientes aluviales. El término socavación del lecho significa la disminución en el nivel del lecho, por debajo del nivel natural o de un nivel de referencia asumido y se refiere a la profundidad del lecho donde se ha removido material por debajo del nivel establecido (Posada, 1994).

La socavación comprende el levantamiento y transporte de los materiales del lecho del río en el momento de una avenida o creciente, o por la construcción de una obra dentro del cauce. Debe diferenciarse la socavación de la erosión no recuperable en el sentido de que después de que pase la avenida o se elimine la causa de la socavación en procesos posteriores, comúnmente se vuelven a depositar sedimentos en un proceso cíclico, y se puede recuperar el nivel del fondo del cauce. La socavación está controlada por las características hidráulicas del cauce, las propiedades de los sedimentos del fondo y la forma y localización de los elementos que la inducen.

En este estudio se ha empleado el método propuesto por Campo Ordoñez, para determinar la profundidad de socavación general, y que ha sido ampliamente utilizado y validado. Adicionalmente, se emplean métodos para estimar la profundidad de socavación aguas abajo de presas o diques transversales. Este análisis se realiza con el fin de validar la profundidad de las llaves de piso propuestas, así como el empotramiento de la obra de captación, obras que deberán proteger el fondo de la corriente ante posibles procesos de socavación.

11.1.1 Socavación General Método Campo – Ordoñez

La socavación general se puede producir por varias causas:

- a. Aumento del caudal durante las avenidas,
- b. Incremento de la pendiente del cauce por alteración del canal, o corte de meandros,
- c. Remoción de sedimentos del flujo por la construcción de una presa o por extracción de materiales del fondo del cauce,
- d. Transferencia de agua de una cuenca a otra, la cual altera la capacidad de transporte de sedimentos de ambas corrientes,
- e. Disminución de la rugosidad del cauce por obras de regulación del canal,

Para conocer los factores que inducen la profundización de la sección transversal al influjo de un caudal dado, los investigadores Germán Del Campo, Jaime A, Vargas y María del Rosario Gutiérrez, bajo la dirección de J,I, Ordóñez, investigaron más de 3,000 aforos líquidos y sólidos en estaciones de primer orden de cuencas hidrográficas en Colombia.

Un aforo líquido en una estación hidrométrica de primer orden consiste de un grupo de 15 a 20 valores de profundidad (p_i) y caudal (q_i), y el registro completo de aforos en cada estación genera un conjunto más amplio de parejas p_i , q_i , que se puede interpretar independientemente de los valores absolutos de Q y P .

El caudal por unidad de ancho en un sector cualquiera de una sección se expresa por:

$$q_i = Q_i / B_i$$

Donde, Q_i es el caudal y B_i es el ancho del sector. Después de analizar estadísticamente los aforos, los investigadores encuentran una relación relativamente buena entre F_{max} y el valor promedio del número de Froude para toda la sección F_{prom} , así:

$$F_{max} = 0,85 * F_{prom} + 0,01, \text{ para } (0,10 < F < 0,4)$$

$$F_{max} = 0,71 * F_{prom} + 0,1, \text{ para } (F > 0,4)$$

Igualmente obtuvieron una relación aceptable para q_{max} en función de $q_{prom} = Q/T$ así:

$$q_{max} = 1,551 * (Q/T)^{0,984}, \text{ para } (F < 0,4)$$

$$q_{max} = 1,271 * (Q/T)^{1,271}, \text{ para } (F > 0,4)$$

Mientras que la mejor correlación obtenida para P_{max} es:

$$P_{max} = 0,4671 * q_{max}^{0,667} * F_{max}^{-0,667}, \text{ para } (F > 0,4)$$

11.1.2 Socavación Local – Aguas Abajo De Diques

Uno de los problemas a resolver en el ámbito del diseño de diques transversales es el efecto de la disipación energética del flujo, provocada ésta por el desnivel introducido por el dique. Si dicha disipación se produce directamente sobre el sedimento que conforma el lecho del torrente tendrá lugar una erosión local al pie del dique, que puede tener repercusiones negativas tanto para la obra como para el cauce. Si bien existen técnicas destinadas a compatibilizar la disipación energética del flujo y la ausencia práctica de erosión, en ocasiones puede ser interesante desde el punto de vista económico permitir la evolución controlada de la socavación, si ésta no supone un peligro. Se plantea el cálculo de la erosión local provocada por vertido libre en diques y presas. Asimismo, se pretende brindar criterios destinados a decidir si se permite la formación natural de un cuenco de socavación al pie del dique o bien se adoptan medidas que impidan el progreso de la erosión local (López et al, 2005).

El funcionamiento del dique presa, puede considerarse como una obra control de gradiente o presas para control de fondo, donde el proceso de erosión y socavación aguas abajo, pueden contar con similitud en su formación y cálculo. López, et al, 2005, presenta un análisis enfocado en la estimación de la socavación local aguas abajo de las obras para el control de torrentes, información que será presentada en este capítulo y que cuenta con aplicabilidad para las presas o azudes planteados.

Se distinguirán tres esquemas de vertido, motivados por el hecho de que las condiciones hidráulicas aguas arriba del dique varían en el tiempo a medida que se va formando la cuña de aterramiento y también por el hecho de que existe un comportamiento diferente entre dique aislado y diques en serie. Teniendo en cuenta el caso específico de estudio, solo se retomarán los conceptos presentados por López, et al, 2003, para las preseas con cuña de tierra aguas arriba, tal como lo muestra en la Figura 208.

La socavación provocada por el vertido libre sobre el cauce aguas abajo del dique o presa puede comprometer la estabilidad de la estructura. Si la profundidad a la que está cimentado el dique es inferior a la profundidad máxima de socavación, aumenta considerablemente el riesgo de que la estructura falle por vuelco o deslizamiento, o bien, el peligro de tubificación. Asimismo, la erosión puede afectar también a la estabilidad del cauce aguas abajo, tanto en el lecho como en las márgenes. En caso de fosas de grandes dimensiones debe contemplarse la afectación aguas abajo por sedimentación del material excavado.

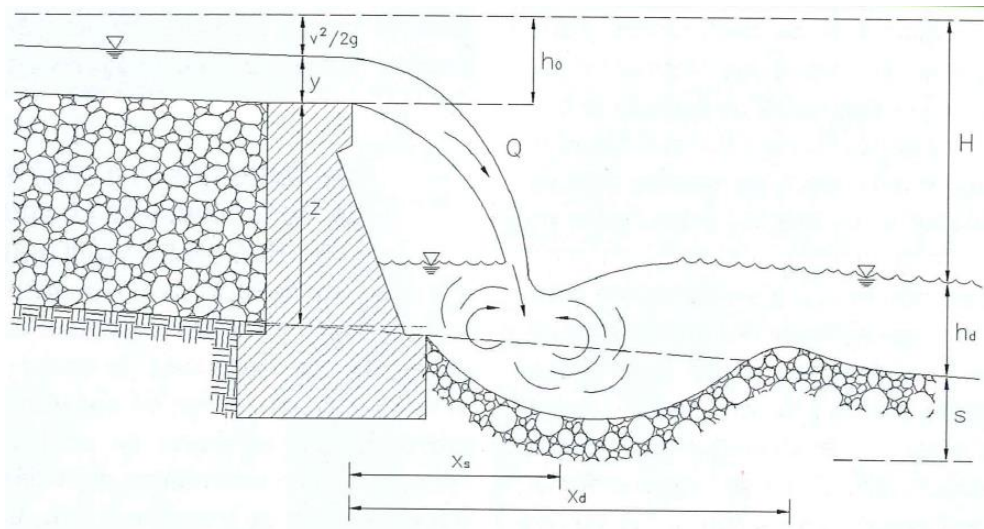


Figura 208. Esquema proceso socavación aguas abajo de dique, sin cuña de tierra.

A fin de reducir el riesgo de fallo de la estructura, incrementado por la fosa de socavación, el nivel de cimentación debe penetrar más allá de la profundidad de erosión máxima estimada. Según dicho requisito y de acuerdo con Benini (1990), la profundidad máxima de la cimentación superficial se encontraría en general comprendida entre el 30% y el 50% de la altura de energía hidráulica en la sección de vertido (compuesta ésta por la altura útil del dique (z) más la altura de energía específica sobre el umbral del vertedero (h_0), tal y como se muestra en la Figura 208). En cualquier caso, una vez ejecutada y puesta en servicio la obra es de importancia el seguimiento de la evolución de la morfología de la fosa a fin de verificar que no se superan los límites pronosticados, pues de lo contrario deberán tomarse las medidas técnicas pertinentes para eliminar el riesgo de fallo por descalce.

En el caso de que las dimensiones del pozo de erosión, pronosticadas o de evolución real, sean consideradas inaceptables para la seguridad estructural o del cauce, puede recurrirse a técnicas como: revestimiento aguas abajo del dique con los mayores bolos de la corriente, ejecución de zampeados, construcción de cuencos amortiguadores, tanto autoformados (Elviro, 1990) como rígidos (de escollera, gaviones u hormigón), etc.

Dentro del análisis propuesto por López, et al, 2003, se presentan cinco grupos de ecuaciones para la determinación de la socavación aguas abajo de las obras tipo presa, metodologías recopiladas a través de un proceso de revisión bibliográfica.

Cada uno de los grupos utilizan ciertas variables, en cuanto al componente hidráulico, a características del sedimento (diámetro característico, densidades), inclusiva, la separación entre presas para el escenario de diques en serie. Teniendo en cuenta la disponibilidad de información, se utilizarán las expresiones dadas en el Grupo I, las cuales solo parte de variables hidráulicas. En la Tabla 81, se presentan las metodologías planteadas.

Tabla 81. Métodos del grupo I, según López, et al, 2005.

ID	Fórmula	Referencia
1	$s + h_d = 1.90 \cdot q^{0.54} \cdot H^{0.225}$	Veronese (1937)
2	$s + h_d = 0.543 \cdot q^{0.50} \cdot H^{0.50}$	Damle (1966)
3	$s + h_d = 1.18 \cdot q^{0.51} \cdot H^{0.235}$	Chian Min Wu (1973)
4	$s + h_d = 0.633 \cdot q^{0.67} \cdot H^{0.25}$	Taraimovich (1978)
5	$s + h_d = 2.98 \cdot q^{0.50} \cdot H^{0.25}$	Machado (1980)
6	$s + h_d = 2.30 \cdot q^{0.60} \cdot H^{0.10}$	SOFRELEC (1980)
7	$s + h_d = 1.413 \cdot q^{0.50} \cdot H^{0.25}$	INCYTH (1985)
8	$s + h_d = 0.798 \cdot q^{0.50} \cdot H^{-0.5}$	Lopardo et al. (1987)

Para las ecuaciones presentadas en la Tabla 81, se tiene que s, es la profundidad de socavación del pozo aguas abajo del dique, h_d , es la profundidad del aguas abajo del pozo, correspondiente a Y2 o profundidad secuente, q es el caudal por unidad de ancho y H es la altura desde la profundidad aguas abajo, hasta el nivel de energía previo al dique.

11.1.3 Resultados

Una vez indicada la metodología a utilizar para determinar la socavación general se partió de los resultados hidráulicos obtenidos en el capítulo 10.1.2.2. En la

Tabla 82, se presenta los resultados de las principales variables para la aplicación del método de Campo y Ordoñez en las corrientes.

Tabla 82. Socavación general para las quebradas de estudio.

Modelo	Abscisa	F max	q max	Pmax (m)	ds (m)
1760	2+030	0,82	13,74	3,34	1,71
1755	2+035	0,80	13,22	3,28	1,68
1750	2+040	0,80	11,24	2,92	1,46
1745	2+045	0,81	21,62	4,61	2,55
1740	2+050	1,39	21,62	3,51	2,12
1735	2+055	0,81	21,62	4,61	2,56
1730	2+060	0,75	23,39	5,06	2,89
1725	2+065	0,74	22,90	5,04	2,90
1720	2+070	0,69	15,56	3,97	2,24
1715	2+075	0,79	15,15	3,64	1,94
1710	2+080	0,77	12,43	3,19	1,65
1705	2+085	1,19	16,43	3,13	1,88
1700	2+090	0,55	14,15	4,15	2,31
1695	2+095	1,74	16,07	2,53	1,53
1690	2+100	0,78	21,12	4,62	2,62
1685	2+105	1,46	14,83	2,62	1,51
1680	2+110	1,21	14,28	2,80	1,56
1675	2+115	0,94	14,10	3,17	1,69
1670	2+120	1,68	14,10	2,35	1,38
1665	2+125	0,81	14,10	3,41	1,77
1660	2+130	0,70	8,24	2,51	1,25
1655	2+135	0,65	7,19	2,38	1,20
1650	2+140	0,58	7,78	2,65	1,38
1645	2+145	0,76	8,37	2,44	1,19
1640	2+150	0,68	11,07	3,14	1,68
1635	2+155	0,77	15,47	3,75	2,01
1630	2+160	0,81	21,62	4,61	2,55
1625	2+165	1,65	21,62	3,21	1,98
1620	2+170	0,81	21,62	4,61	2,56
1615	2+175	0,77	13,40	3,38	1,79
1610	2+180	0,81	18,25	4,09	2,21
1605	2+185	1,68	18,25	2,82	1,71
1600	2+190	0,81	18,25	4,09	2,21
1595	2+195	0,75	15,49	3,79	2,05
1590	2+200	0,78	13,27	3,33	1,73

Modelo	Abscisa	F max	q max	Pmax	ds
				(m)	(m)
850	2+940	0,79	12,86	3,24	1,68
845	2+945	0,80	14,01	3,41	1,77
840	2+950	0,80	15,17	3,61	1,90
835	2+955	0,81	15,82	3,70	1,95
830	2+960	0,77	14,45	3,55	1,89
825	2+965	0,81	18,47	4,13	2,23
820	2+970	0,81	15,51	3,65	1,92
815	2+975	0,81	18,40	4,12	2,23
810	2+980	0,80	18,57	4,16	2,26
805	2+985	0,81	18,62	4,15	2,25
800	2+990	0,81	18,69	4,16	2,25
795	2+995	0,81	18,52	4,14	2,24
790	3+000	0,81	18,23	4,09	2,21
785	3+005	0,80	17,98	4,07	2,20
780	3+010	0,81	17,91	4,04	2,18
775	3+015	0,81	18,26	4,10	2,21
770	3+020	0,81	18,47	4,13	2,24
765	3+025	0,81	19,12	4,23	2,30
760	3+030	0,81	20,06	4,38	2,40
755	3+035	0,81	19,75	4,33	2,37
750	3+040	0,81	18,84	4,19	2,27
745	3+045	0,81	17,93	4,04	2,17
740	3+050	0,80	17,10	3,93	2,10
735	3+055	0,77	17,10	4,02	2,15
730	3+060	0,80	16,43	3,82	2,03
725	3+065	0,80	15,03	3,59	1,88
720	3+070	0,81	14,93	3,55	1,86
715	3+075	0,77	15,62	3,77	1,98
710	3+080	0,81	16,52	3,82	2,03
705	3+085	0,80	17,68	4,02	2,16
700	3+090	0,81	18,79	4,18	2,27
695	3+095	0,80	19,56	4,32	2,36
690	3+100	0,80	19,54	4,32	2,36
685	3+105	0,80	19,35	4,29	2,34
680	3+110	0,80	19,64	4,35	2,38
675	3+115	0,81	20,40	4,43	2,43
670	3+120	0,78	15,97	3,79	2,01

Modelo	Abscisa	F max	q max	Pmax	ds
				(m)	(m)
665	3+125	0,77	19,81	4,44	2,46
660	3+130	0,77	18,89	4,31	2,37
655	3+135	0,76	18,59	4,28	2,37
650	3+140	0,80	20,51	4,49	2,48
645	3+145	0,78	20,06	4,46	2,47
640	3+150	0,80	23,55	4,95	2,81
637	3+153	1,15	26,39	4,44	2,65
630					
628	3+162	1,41	19,59	3,24	1,94

De acuerdo a los resultados obtenidos a partir de la profundidad de socavación general, se obtienen un valor máximo para el descenso del fondo del lecho al pie de los azudes de 2,55 m presentes en las abscisas 2+045 y 2+160, el cual es consecuente con la profundidad de socavación asumida en el diseño de obras, correspondiente a un valor de 2,50 m.

Para el tramo donde se ubicará el muro de contención en la margen derecha del canal, se obtienen un valor máximo de la profundidad de socavación de 2,81 m, presentes en la abscisa 3+150, previa ubicación del cruce para el acceso a la Ladrillera El Diamante. Dicha profundidad, será protegida mediante las pilas que conforman la cimentación de la obra de contención, las cuales estarán ubicadas 5,50 m por debajo del fondo del canal.

Para el cálculo de la socavación al pie de las presas, según la propuesta presentada por López, et al, 2005, es necesario utilizar nuevamente las ecuaciones propuestas por Chow, 1994 para vertederos de caída recta, que se encuentran en función del número de caída, tal como fue presentado en el capítulo 10.1.1.1. En la Tabla 83, se presenta el resumen del cálculo de los parámetros requeridos para aplicar los métodos propuestos por López, et al, 2005, y para cada uno de los diques.

Tabla 83. Parámetros para aplicar métodos definidos en López, et al, 2005.

Parámetro	2+045	2+115	2+160	2+180
Z	1,50	1,50	1,50	1,50
h	3,10	2,48	3,10	2,83
v	4,50	4,49	4,51	4,32
g	9,81	9,81	9,81	9,81
hd	3,23	2,69	3,23	3,00

Parámetro	2+045	2+115	2+160	2+180
$v^2/2g$	1,03	1,03	1,04	0,95
H	2,40	2,31	2,41	2,28
q	9,30	6,64	9,30	8,14

Los parámetros indicados en la Tabla 83, se estimaron a partir de los resultados del modelo hidráulico en condición futura, y en función de la geometría final definida para cada uno de los azudes, especialmente con relación al ancho de las obras Le. A partir del procedimiento propuesto por Chow, 1994, se determina el número de caída para luego estimar el valor de Y2 o profundidad secuente, la cual corresponde a la misma variable hd. En la Tabla 84, se presentan los resultados para la socavación local al pie de los diques.

Tabla 84. Socavación local s (m) aguas abajo del dique, métodos Grupo I.

ID	Método	2+045	2+115	2+160	2+180
1	Veronese (1937)	4,49	3,69	4,49	4,09
2	Damle (1966)	-0,66	-0,56	-0,66	-0,66
3	Chian Min Wu (1973)	1,19	1,01	1,20	1,08
4	Taraimovich (1978)	0,28	0,08	0,29	0,17
5	Machado (1980)	8,09	6,78	8,09	7,45
6	SOFRELEC (1980)	6,34	5,10	6,34	5,78
7	INCYTH (1985)	2,14	1,80	2,14	1,95
8	Lopardo et al, (1987)	-1,66	-1,34	-1,66	-1,50
-	Promedio	2,53	2,07	2,53	2,30

Al aplicar los procedimientos retomados en López, et al, 2005, se estima un máximo valor de la profundidad de socavación de 2,53 m, muy similar al estimado mediante el método de socavación general. Teniendo en cuenta los resultados obtenidos, se considera que la profundidad de socavación asumida en el diseño de 2,50 m, representa adecuadamente dicho parámetro, considerando, además, que los tramos aguas abajo del azud y contra dique, contarán con obras de protección o disipación.

12. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE OBRAS

Los resultados obtenidos en el modelo hidráulico de la quebrada La Picacha, el análisis geomorfológico y las apreciaciones del recorrido de campo, se establece que las crecientes asociadas a la corriente para los caudales de diseño, presentan varias zonas de desbordamiento que afectan las condiciones de varios asentamientos urbanos ubicados sobre las riberas de esta quebrada.

En este documento se muestran los diferentes análisis realizados para el planteamiento de cada una de las obras de protección que se proponen implementar dentro de la quebrada La Picacha en el tramo de estudio, según las condiciones evaluadas dentro del estudio hidráulico. Esta información se presenta como recuento de los aspectos mostrados en el capítulo 10.1.1.

12.1.1 Obra 1 – Tramo Entre 2+030 A 2+205 – Control De Fondo

Según los resultados obtenidos en el modelo hidráulico en condición actual para la quebrada La Picacha, y las condiciones topográficas del fondo de la corriente, entre las abscisas 1+780 y 2+200, secciones del modelo 2020 y 1580, respectivamente, se ha presentado un descenso del fondo del canal natural, asociado a un proceso de incisión que ha generado la afectación de la orilla izquierda con una serie de procesos erosivos.

La pendiente de compensación calculada, a pesar de que existen diferentes formulaciones para su determinación y que implican una serie de parámetros difíciles de obtener, se tomó siguiendo la recomendación práctica la cual sugiere que la pendiente de compensación equivale al 65% del valor de la pendiente del lecho natural no corregido, con un valor definitivo del 0,040 m/m.

Según las condiciones topográficas del fondo de la corriente, se ha propuesto implementar obras de caída de 1,50 m, ubicadas en las abscisas 2+045, 2+115, 2+160 y 2+180, con el fin de generar la mayor extensión en cuanto a la recuperación del fondo del canal de la quebrada en el tramo de estudio.

Para evitar esta profundización del fondo al pie de la obra de control, se recomienda disponer en la zona del pozo, una tela geotextil NT 2500 o similar, y sobre esta una primera capa de triturado de 0,15 m de espesor, la cual contará también con una cama superior de enrocado de 0,60 m de espesor con material de este tamaño, cuyo tamaño medio no debe ser inferior a 0,12 m. Esta obra, podrá empaquerarse mediante la implementación de una malla, tipo colcha gavión, con el fin de evitar

que se presente el desplazamiento independiente de las rocas de protección, las cuales se ubicarán por debajo del cuenco disipador.

Para garantizar el adecuado funcionamiento de la obra, se debe evitar que se presente el flujo a través de la misma, especialmente por las zonas laterales del azud. Por tal razón, se puede realizar el empotramiento de los diques y contra diques dentro de la ladera en longitudes no inferiores a 1,0 m, sin embargo y para la zona específica de la quebrada La Picacha, donde se cuenta con una vertiente izquierda de altura superior a 8,0 m y con inclinación superior al 100%, se recomienda implementar muros laterales de acompañamiento en una longitud mínima de 3,0 m aguas arriba, previo inicio de la cresta, y 10,0 m aguas abajo posterior a la caída, con el fin de evitar el flujo sobre las orillas de la obra de control.

La longitud aguas debajo de 10,0 m, se plantea con el fin de cumplir como mínimo, la longitud de la caída del chorro – L_d , que, según los resultados obtenidos, cuenta con un máximo valor de 8,50 m, lugar donde se presenta el máximo poder erosivo del flujo. Al realizar la protección hasta dicha longitud, se evita la afectación por el desprendimiento del suelo en las orillas. Los muros de acompañamiento, tendrán una altura de 2,50 m en el tramo aguas arriba y sobre el azud, correspondiente a la altura promedio del flujo a través de la sección del vertedero, y de 3,0 m para la zona aguas abajo, con el fin de proteger la altura máxima de formación para el resalto hidráulico. Adicionalmente, se recomienda implementar lagrimales o lloraderos (4" mínimo) en la estructura tipo presa, con el fin de minimizar el empuje hidrostático que se generará en la zona aguas arriba, lugar donde se presentará la formación de la cuña.

Se considera ubicar la obra tipo presa o azud, así como los contradiques, una profundidad de 2,50 m por debajo del lecho de la quebrada, con el fin de evitar que la estructura sea afectada por el descenso natural o local de la corriente – socavación.

Se contará entonces con vertederos de ancho igual a 7,0 m, 9,80 m, 7,0 m y 8,0 m, para las abscisas 2+045, 2+115, 2+160 y 2+180, respectivamente. Todas las obras contarán con un espesor de 2,0 m y altura igual a 1,50 m por encima del lecho, conservando 2,50 m por debajo del fondo. Las obras se realizarán en concreto reforzado en conjunto con las paredes de acompañamiento, tal como fueron definidas previamente. La longitud del pozo de disipación será de 20,0 m, con espesor de 0,75 m, y el pozo de disipación para el contra dique de 10,0 m de 0,50 m de espesor, con rocas de 0,50 de tamaño en promedio, zona que también podrá

empaquetarse mediante la implementación de una malla, tipo colcha gavión. El contradique para todas las obras, contará con una altura de 0,50 m por encima del fondo del canal y 2,50 m por debajo, de 1,50 m de espesor y distribuido en toda la sección transversal, sin que se presente el flujo por los costados de la obra. En la Tabla 85, se presentan las coordenadas de ubicación de las obras control de fondo.

Tabla 85. Coordenadas de ubicación obras de control de fondo.

Obra	Este	Norte
Azud 1	828370,23	1181404,85
Contradique 1	828392,89	1181404,00
Azud 2	828418,01	1181434,87
Contradique 2	828429,20	1181452,65
Azud 3	828449,84	1181442,95
Azud 4	828469,66	1181441,72
Contradique 4	828491,87	1181439,08

En este tramo, se recomienda demoler el muro existente sobre la margen derecha ubicado entre abscisas 2+070 y 2+100, el cual finaliza con un tramo de muro que redirecciona el flujo hacia la margen izquierda y agrava el fenómeno erosivo actual.

12.1.2 Obra 2 - Canal De Descarga – Afluente – 2+140

En el tramo donde se plantean las obras para el control de fondo, se presenta la descarga de un afluente sobre la margen izquierda de la quebrada La Picacha. Teniendo en cuenta el proceso de incisión de este tramo, la entrega de la corriente afluente se realiza de forma “colgada”, donde se genera un descenso de aproximadamente 8 m de altura en una corta longitud, situación que ha conllevado a la formación de un fuerte proceso erosivo y que podría desencadenar una erosión de tipo remontante.

Se plantea la construcción de un canal de descole que permita el paso del flujo desde el canal natural de la corriente afluente, hasta el sitio de entrega final sobre la margen izquierda de la quebrada La Picacha.

Se propone un canal en concreto de sección 1,20 m por 1,20 m, y piedra pegada en el fondo de la estructura. Según la topografía de la zona en el sitio de entrega de la quebrada afluente, se plantea un canal con 14,50 m de longitud, compuesto inicialmente por una obra de encole de 1,36 m de longitud con abertura de aletas de 3,20 m, las cuales presentan un ángulo de 33,7° con la línea de dirección del flujo. Se tendrá un total de 10 huellas con longitudes que varían entre 1,0 m y 2,0 m

y contra huellas de 0,50 m a 1,0 m, finalizando con una llave anti socavación de 2,0 m. Es de indicar que el nivel de descarga del canal, corresponderá a una zona donde el fondo de la quebrada La Picacha será realizado a través de las obras de control de fondo, por la cuña de recuperación.

Esta obra iniciará en las coordenadas 828420.23 Este y 1181464.21 Norte y finalizará en las coordenadas 828431.14 Este y 1181454.66 Norte.

12.1.3 Obra 3 – Tramo Entre 2+965 A 3+162 - Muro De Contención

El tramo comprendido entre las abscisas 2+975 y 3+153, secciones del modelo 815 y 637, se implementará una obra de protección con el fin de controlar los niveles máximos de creciente que generan desbordamiento sobre la margen derecha del canal de la quebrada La Picacha. Este será el único tramo a intervenir con el fin de controlar los niveles máximos de la corriente, ya que en general, las zonas que presentan afectaciones por el desbordamiento del agua, se plantea atender estas áreas mediante la reubicación de las viviendas afectadas.

Se plantea una obra similar a la ya ejecutada sobre la margen izquierda, correspondiente a una pantalla de 0,25 m de espesor, la cual será complementada con estructuras tipo contra fuerte de 0,25 m de espesor por 0,50 m de ancho, y que empalman sobre un pedestal de 0,80 m de ancho por 1,0 m de alto. Esta obra, se encuentra apoyada sobre una viga cabezal de 0,50 m de espesor por 1,50 m de ancho, la cual empalma con el sistema de fundación, conformado por pilas de 1,20 m de diámetro y 5,50 m de profundidad, con separación entre ejes de 3,0 m.

Con el fin de conservar el nivel superior de la obra de contención y con relación al muro ya existente, se plantea una altura de la pantalla de 4,0 m desde el fondo de la quebrada y a partir de la viga de fundación. A partir de la ubicación de la obra de contención, la cual inicia en la abscisa 2+965 y finaliza en 3+162, secciones del modelo 825 y 628, respectivamente, se requiere de un total de 63 pilas.

El alineamiento del muro propuesto se ubica sobre la zona de la orilla derecha, conservando un ancho constante en todo el tramo de interés, evitando zonas de menor o mayor ancho que pueden conllevar a variaciones en el perfil del agua. En la

Tabla 86, se presentan las coordenadas de las pilas que conforman el muro de contención sobre la margen derecha de la quebrada La Picacha.

Tabla 86. Coordenadas de ubicación pilas que conforman muro de contención.

Pila	Este	Norte	Pila	Este	Norte
P1	829118,82	1181617,23	P33	829201,48	1181658,08
P2	829120,96	1181619,33	P34	829204,43	1181657,58
P3	829123,26	1181621,27	P35	829207,40	1181657,12
P4	829125,60	1181623,14	P36	829210,37	1181656,70
P5	829127,94	1181625,02	P37	829213,34	1181656,26
P6	829130,28	1181626,90	P38	829216,30	1181655,83
P7	829132,64	1181628,76	P39	829219,28	1181655,43
P8	829135,01	1181630,60	P40	829222,25	1181655,08
P9	829137,39	1181632,42	P41	829225,24	1181654,68
P10	829139,78	1181634,21	P42	829228,19	1181654,18
P11	829142,19	1181636,01	P43	829231,14	1181653,64
P12	829144,61	1181637,78	P44	829234,08	1181653,04
P13	829147,04	1181639,55	P45	829237,00	1181652,33
P14	829149,48	1181641,29	P46	829239,90	1181651,59
P15	829151,92	1181643,05	P47	829242,82	1181650,90
P16	829154,34	1181644,83	P48	829245,76	1181650,30
P17	829156,71	1181646,65	P49	829248,72	1181649,83
P18	829159,05	1181648,52	P50	829251,69	1181649,40
P19	829161,39	1181650,40	P51	829254,66	1181648,93
P20	829163,75	1181652,30	P52	829257,62	1181648,51
P21	829166,44	1181653,62	P53	829260,61	1181648,17
P22	829169,16	1181654,88	P54	829263,59	1181647,92
P23	829171,84	1181656,28	P55	829266,59	1181647,72
P24	829174,71	1181657,15	P56	829269,58	1181647,55
P25	829177,66	1181657,69	P57	829272,58	1181647,38
P26	829180,62	1181658,22	P58	829275,58	1181647,26
P27	829183,59	1181658,70	P59	829278,58	1181647,17
P28	829186,55	1181659,10	P60	829281,58	1181647,08
P29	829189,55	1181659,36	P61	829284,56	1181647,12
P30	829192,55	1181659,22	P62	829287,56	1181647,25
P31	829195,55	1181658,98	P63	829290,57	1181647,45
P32	829198,52	1181658,60	-	-	-

12.1.4 Obra 4 - Intervenciones Complementarias

Se plantearán los ajustes en las obras de paso que se requieran para el paso de las crecientes, con el fin de analizar que las mismas, permitan un mejor comportamiento del agua sin generar las afectaciones por desbordamiento o controles hidráulicos. Se recomienda para el puente ID 5, ubicado en la sección 2412 correspondiente a un paso peatonal, el realce de la placa o plataforma en 1,50 m por encima del nivel actual, lo que permite contar con una cota inferior de la estructura de 1738,50 m.s.n.m.

El puente peatonal ID 10, ubicado en la sección 1132, permite el acceso al sector ubicado entre las abscisas 2+610 y 2+755, secciones del modelo 1180 y 1035, que, según el análisis de las zonas inundables, es afectado por el paso de las crecientes, planteando la reubicación de las viviendas en dicho sector. Por ello, no se requiere realizar el reemplazo o modificación del puente peatonal, ya que no presentará ningún tipo de servicio al reubicar el sector.

Para el caso del puente vehicular que permite el acceso a la Ladrillera El Diamante, se plantea la ampliación de la sección hidráulica en el ancho, en aproximadamente 2,20 m. Para ello, se conservará la cota inferior de la estructura, ya que, según la conformación topográfica, se cuenta con orillas de niveles fijos, y realzar la plataforma de cruce, conlleva al levantamiento de la rasante en la vía o la generación de una fuerte curva vertical.

Como complemento a las diferentes obras de protección en todo el tramo de estudio de la quebrada La Picacha, se implementarán obras de fijación de fondo denominadas vigas umbral de piso, las cuales son similares a las obras tipo azud o contradiques previamente descritas, cuya corona se encontrará al mismo nivel del fondo actual de la corriente. Estas obras, permitirán conservar el nivel del fondo actual, mitigando cualquier tipo de proceso de incisión del lecho – descenso a largo plazo.

Estas obras serán distribuidas a lo largo de toda la zona de interés, con espaciamiento cada 50 m en promedio, con un ancho igual a toda la sección transversal, incluida una zona de empotramiento sobre las orillas de 0,50 m aproximadamente, un espesor de 1,0 m y una profundidad de 2,50 m por debajo del fondo de la quebrada. En la Tabla 87, se presentan las coordenadas de ubicación

de cada una de las vigas de piso, las cuales serán en total 54 estructuras de este tipo.

Tabla 87. Coordenadas de ubicación vigas umbral de piso.

Viga	Abscisa	Este	Norte	Viga	Abscisa	Este	Norte
1	0+080	826995,43	1180981,85	28	1+495	828060,76	1181223,18
2	0+130	827024,07	1181019,55	29	1+555	828116,79	1181203,37
3	0+190	827072,97	1181051,42	30	1+605	828166,24	1181201,35
4	0+245	827109,31	1181088,64	31	1+700	828221,71	1181264,01
5	0+290	827114,80	1181132,70	32	1+785	828200,00	1181339,91
6	0+340	827148,77	1181132,74	33	1+835	828238,14	1181357,31
7	0+385	827185,79	1181138,36	34	1+910	828294,19	1181311,78
8	0+435	827218,10	1181172,14	35	1+980	828346,90	1181347,71
9	0+485	827266,63	1181170,14	36	2+020	828359,91	1181384,71
10	0+530	827289,27	1181197,32	37	2+250	828537,27	1181444,68
11	0+600	827337,01	1181230,92	38	2+290	828573,71	1181460,75
12	0+650	827373,00	1181203,78	39	2+340	828619,60	1181479,89
13	0+715	827424,85	1181182,52	40	2+385	828655,71	1181465,59
14	0+765	827473,09	1181179,42	41	2+450	828717,08	1181452,64
15	0+820	827509,53	1181167,55	42	2+520	828784,29	1181447,95
16	0+870	827556,33	1181179,12	43	2+580	828831,04	1181484,56
17	0+920	827580,62	1181221,07	44	2+620	828857,60	1181512,64
18	0+975	827624,23	1181213,49	45	2+680	828905,55	1181547,63
19	1+030	827673,78	1181229,93	46	2+740	828957,86	1181556,08
20	1+090	827731,77	1181232,05	47	2+800	829009,76	1181567,83
21	1+135	827773,50	1181234,45	48	2+850	829037,49	1181608,15
22	1+195	827828,47	1181215,21	49	2+915	829079,04	1181628,13
23	1+240	827864,83	1181200,00	50	2+965	829117,53	1181622,40
24	1+300	827916,04	1181221,79	51	3+015	829156,74	1181653,30
25	1+340	827949,98	1181239,77	52	3+065	829203,84	1181663,37
26	1+385	827978,35	1181215,02	53	3+115	829253,12	1181654,97
27	1+450	828022,19	1181206,05	54	3+200	829333,99	1181669,88

Todas las coordenadas de ubicación de cada una de las obras, se encuentran en sistema Magna Colombia Bogotá.

13. VULNERABILIDAD

A continuación, se presenta el análisis de la vulnerabilidad por avenidas torrenciales y movimientos en masa para el polígono La Picacha. Inicialmente se analizará esta variable para las construcciones y posteriormente para las líneas vitales. Al final del capítulo se presentará la estimación para personas, la cual se basa en datos de información secundaria y en aproximaciones a partir de la vulnerabilidad de las construcciones. La descripción de esta metodología se encuentra en detalle en el Anexo 1 y en capítulo 3 del presente informe.

De manera general, en el polígono La Picacha, para el análisis de vulnerabilidad por avenidas torrenciales, se analizaron 664 construcciones, de las cuales son afectadas por la mancha de torrencialidad 218 edificaciones, 475 postes de energía, de los cuales son afectados por la mancha de torrencialidad 53 postes y 78 vías, esta información proviene de la evaluación realizada en campo, de su estructuración y almacenamiento en una base de datos y su procesamiento posterior (Anexo 5).

Para los polígonos La Picacha 2 y La Picacha 3, para el análisis de vulnerabilidad por movimientos en masa, se analizaron 31 construcciones, 17 postes de energía y 5 vías, esta información proviene de la evaluación realizada en campo, de su estructuración y almacenamiento en una base de datos y su procesamiento posterior (Anexo 5).

13.1 ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LAS CONSTRUCCIONES POR AVENIDAS TORRENCIALES

La vulnerabilidad de las construcciones consta de dos factores: la fragilidad y la intensidad. El primero de ellos corresponde a la respuesta del elemento expuesto ante determinada amenaza y depende de las características propias, mientras que la intensidad depende de las características del fenómeno amenazante (velocidad y profundidad).

13.1.1 Cálculo de la fragilidad de las construcciones

Para la identificación de la fragilidad de las construcciones, se tuvo en cuenta la evaluación o análisis de los parámetros predominantes de las estructuras

expuestas, los cuales son: tipología estructural, edad de la construcción, cantidad de niveles de la edificación y estado de conservación de la misma, todo esto de acuerdo a los parámetros y calificaciones definidos en el documento metodológico con la siguiente expresión (anexo 1).

$$S_e = 1 - \pi(1 - S_i)$$

$$S_e = 1 - (1 - S_{tip})(1 - S_{alt_{inun}})(1 - S_{con})(1 - S_{ed})(1 - S_{Acueducto})(1 - S_{Alcantarillado})$$

Donde se consideran seis parámetros para la evaluación de la fragilidad de las edificaciones:

S_{tip} : tipo de la edificación.

$S_{alt_{inun}}$: altura de la edificación.

S_{con} : conservación de la edificación.

S_{ed} : edad de la edificación.

$S_{Acueducto}$: caracterización del sistema de acueducto de la edificación.

$S_{Alcantarillado}$: caracterización del sistema del alcantarillado de la edificación.

De acuerdo con la Figura 209 se muestra que el 99% de las construcciones analizadas en el polígono denominado La Picacha, presentan fragilidades altas, referenciadas en un rango entre 0,7-1, con un valor representativo de 657 edificaciones, las cuales se encuentran distribuidas a lo largo y ancho del polígono desde la vereda Aguas Frías hasta el barrio Las Violetas, el 1% de las construcciones presentan una fragilidad baja referenciadas en un rango entre 0-0,5, con un número de 7 edificaciones, estas se encuentran hacia el centro del polígono entre las quebradas La Calima 1 y el cañón de la Margarita (Figura 210, Figura 211, Figura 212).

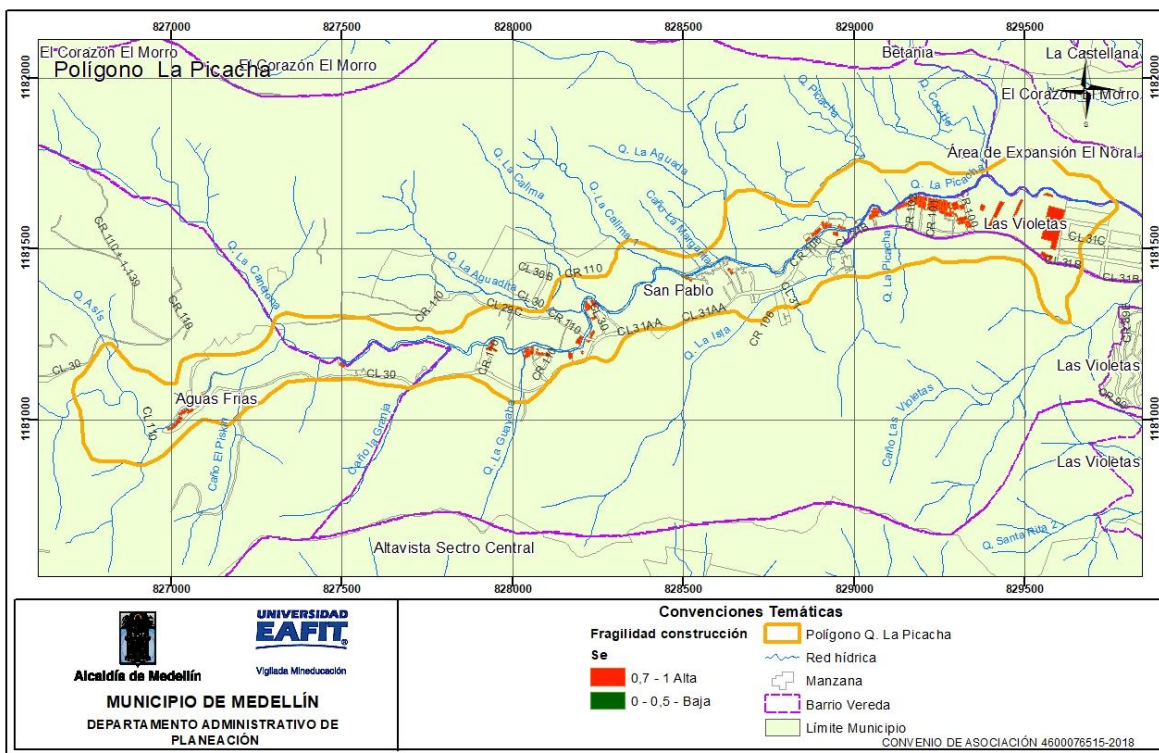


Figura 209. Distribución espacial de la fragilidad de las construcciones por avenidas torrenciales, identificadas en el polígono La Picacha.

La Figura 210, corresponde a una construcción que se puede clasificar como estructuras ligeras dentro de la tipología E, la cual se caracteriza por poseer un sistema estructural de muros cargueros. Esta tipología representa el 68% de las construcciones del polígono.



Figura 210. Tipología estructuras ligeras (E). Construcción ubicada en el polígono La Picacha.

En la Figura 211, se puede visualizar una estructura que se clasifica como construcción simple dentro de la tipología F, la cual se caracteriza por no poseer una estructura definida y suele ser construida con materiales precarios o de recuperación, paneles de madera desgastados, metal, entre otros, estas estructuras no tienen un sistema de cimentación definido y usualmente se encuentran ubicadas en los puntos más altos o donde se visualizan grandes cambios de pendiente. Esta tipología representa el 4% de las construcciones del polígono.

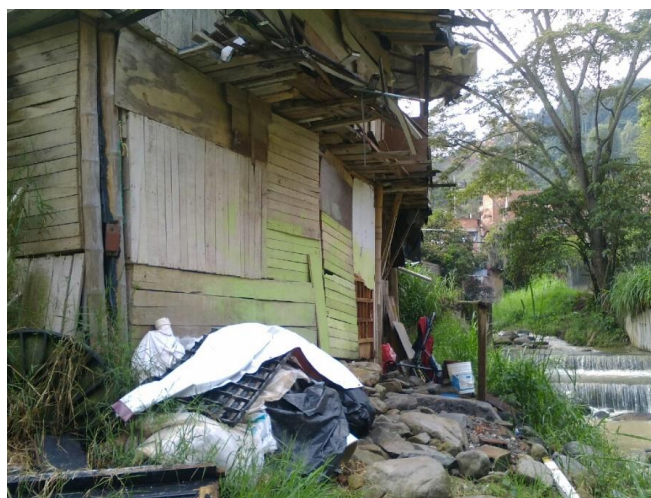


Figura 211. Tipología construcciones simples (F). Estructura ubicada en el polígono La Picacha.

En la Figura 212 se puede visualizar una estructura que tiene un valor de fragilidad intermedio asociado; la misma se puede clasificar como tipología D o estructuras con confinamiento deficiente e híbridas, ya que, si bien no cuentan con un confinamiento adecuado, tienen elementos estructurales que hacen que la edificación sea menos vulnerable, como columnas de sección menor y cimentaciones de zapatas. Esta tipología se encuentra representada en el 26% de las construcciones del polígono.



Figura 212. Tipología estructuras con confinamiento deficiente e híbridas (D). Estructura ubicada en el polígono La Picacha.

13.1.2 Cálculo de la intensidad sobre las construcciones.

En el polígono de estudio se presenta el evento amenazante de avenidas torrenciales, definidos en un escenario de desplazamiento de la lámina de agua, donde se calcula la intensidad, en función de la relación entre la presión de impacto del fluido y la presión límite soportada por la edificación, además se debe tener en cuenta la relación existente entre la profundidad de la lámina de agua y la altura de la edificación, descritos en el capítulo de Análisis Geotécnico.

En el polígono La Picacha se identifica una intensidad alta para el 83% de las construcciones evaluadas, la intensidad media se encuentra en el 16% de las construcciones del polígono y tan solo un 1% de ellas se encuentran con una intensidad baja; como se mencionó anteriormente dicha intensidad está en función de la profundidad de la lámina de agua y la presión de impacto (Figura 213).

Para estructuras de tipología ligeras (E), las cuales son el 68% del total de las construcciones evaluadas, la presión límite de la estructura es 5 Kpa, del mismo modo para una presión límite se presenta una velocidad límite.

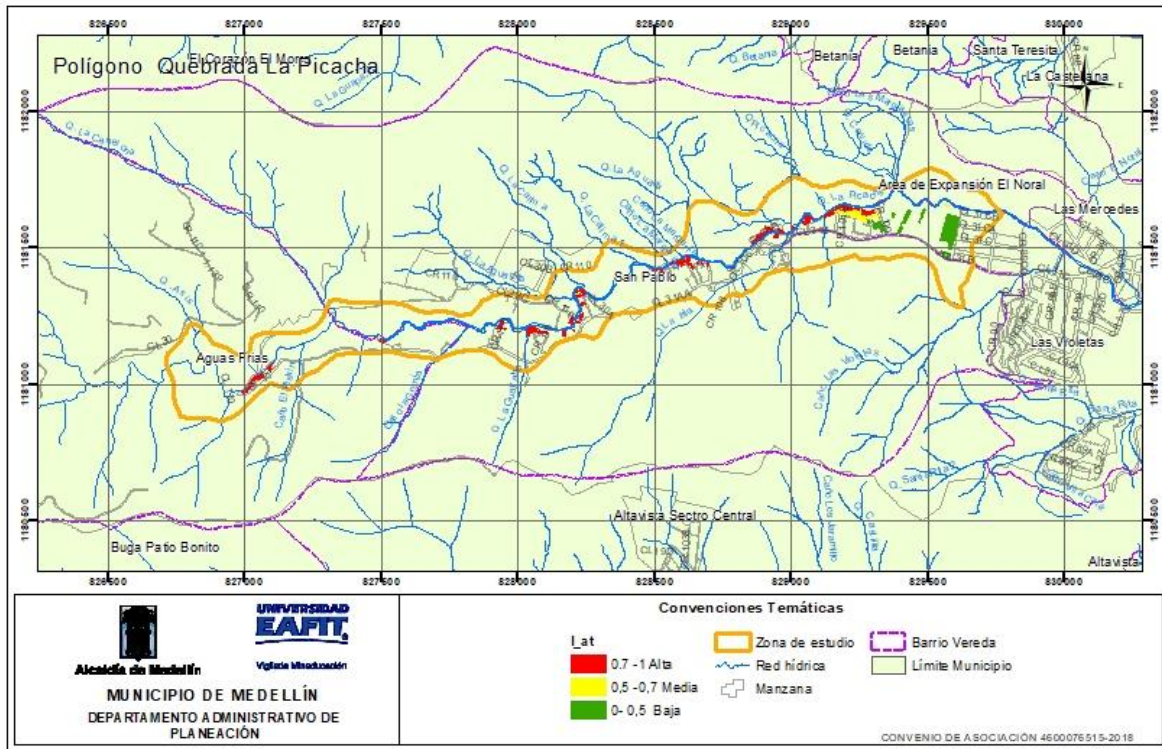


Figura 213. Distribución espacial de la intensidad de las construcciones por avenidas torrenciales, identificada en el polígono La Picacha.

13.1.3 Cálculo de la vulnerabilidad de las construcciones

El grado de vulnerabilidad de una edificación se define como el factor de exposición de la misma a percibir daños a causa de amenazas naturales, conforme a esta premisa la vulnerabilidad se calcula teniendo presente los resultados obtenidos de la fragilidad y de la intensidad a partir de los parámetros representados en los ítems analizados anteriormente.

Los valores de la vulnerabilidad se determinan en los siguientes rangos: vulnerabilidad baja, cuando se obtienen resultados menores o iguales a 0,1, vulnerabilidad media cuando se obtienen resultados entre 0,1-0,5, y vulnerabilidad

alta, cuando los resultados sobrepasan de 0,5 todo esto de acuerdo con los parámetros y calificaciones definidos en el documento metodológico, más específicamente en el numeral 3.4. (Anexo 1.)

La vulnerabilidad alta corresponde al 99% de las edificaciones, las cuales se caracterizan por presentar valores altos de fragilidad y medios a altos de intensidad, estas no tienen una distribución espacial preferencial y se encuentran a lo largo y ancho del polígono de la quebrada La Picacha, el 1% de las construcciones presenta vulnerabilidad media y se caracterizan por presentar valores bajos de fragilidad y medios a bajos de intensidad, estas se encuentran en la desembocadura de la quebrada La Guayaba (Figura 214).

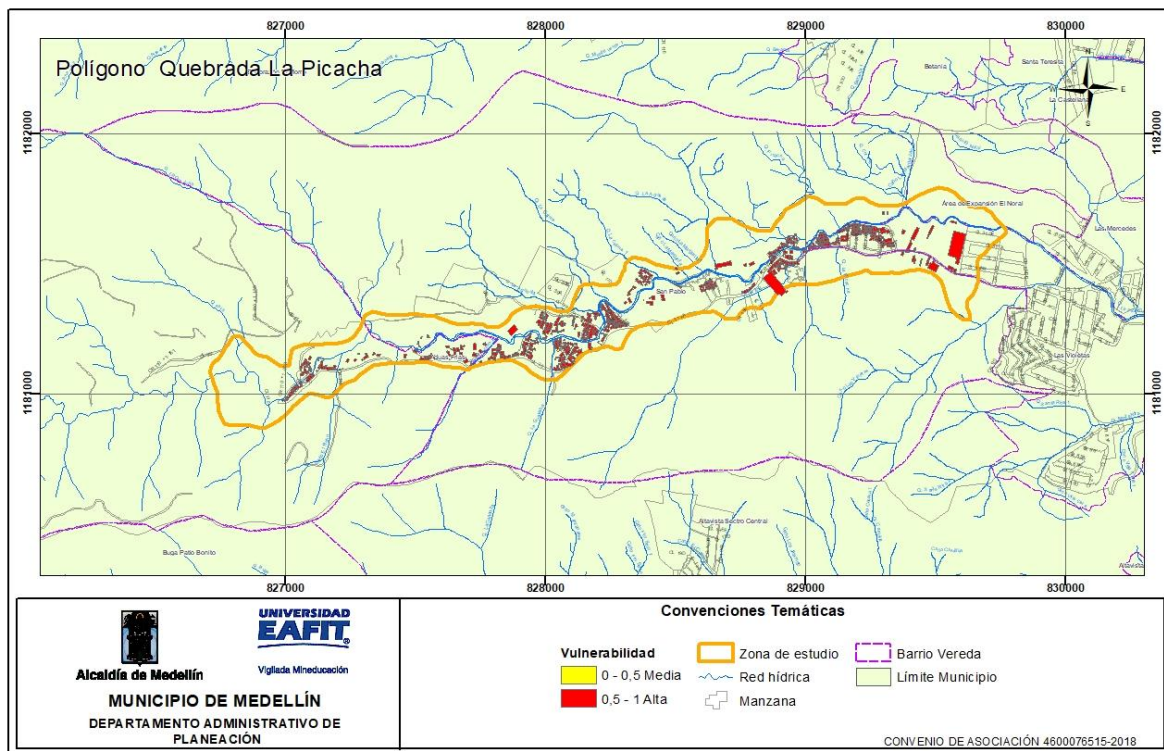


Figura 214. Distribución espacial de la vulnerabilidad de las construcciones por avenidas torrenciales, identificada en el polígono La Picacha.

13.2 ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LAS LÍNEAS VITALES POR AVENIDAS TORRENCIALES

Similar al procedimiento, los parámetros y características que se utilizan para determinar la vulnerabilidad en construcciones, se deberá calcular la fragilidad conforme la información obtenida de campo y los criterios de medición en cada una de las denominadas líneas vitales (vías, energía, acueducto y alcantarillado, estos últimos dos cuando se identifican daños visibles en puntos específicos de la red) y luego se procede a realizar la evaluación de la intensidad.

Como se mencionó anteriormente en el polígono La Picacha se analizaron 475 postes de energía, de los cuales son afectados por la mancha de torrencialidad 53 postes y 78 vías, de las cuales son afectadas por la mancha de torrencialidad 32 vías, que pertenecen al componente de líneas vitales (anexo 5).

13.2.1 Cálculo de la fragilidad de la línea vital – energía

La fragilidad de la línea vital energía se mide teniendo en cuenta los parámetros de carga y estado de las redes localizadas en la zona de estudio del polígono denominado La Picacha.

En el polígono La Picacha se encontraron 475 postes, de los cuales son afectados por la mancha de torrencialidad 53 postes, donde 17 de ellos están en mal estado, es decir, agrietados y/o fisurados, los cuales en su gran mayoría son de madera y por ende su carga mínima de rotura es 0 (KgF), lo que hace que tengan una fragilidad alta con valores entre 0,7-1; estos postes se encuentran localizados de manera homogénea en el polígono (Figura 215).

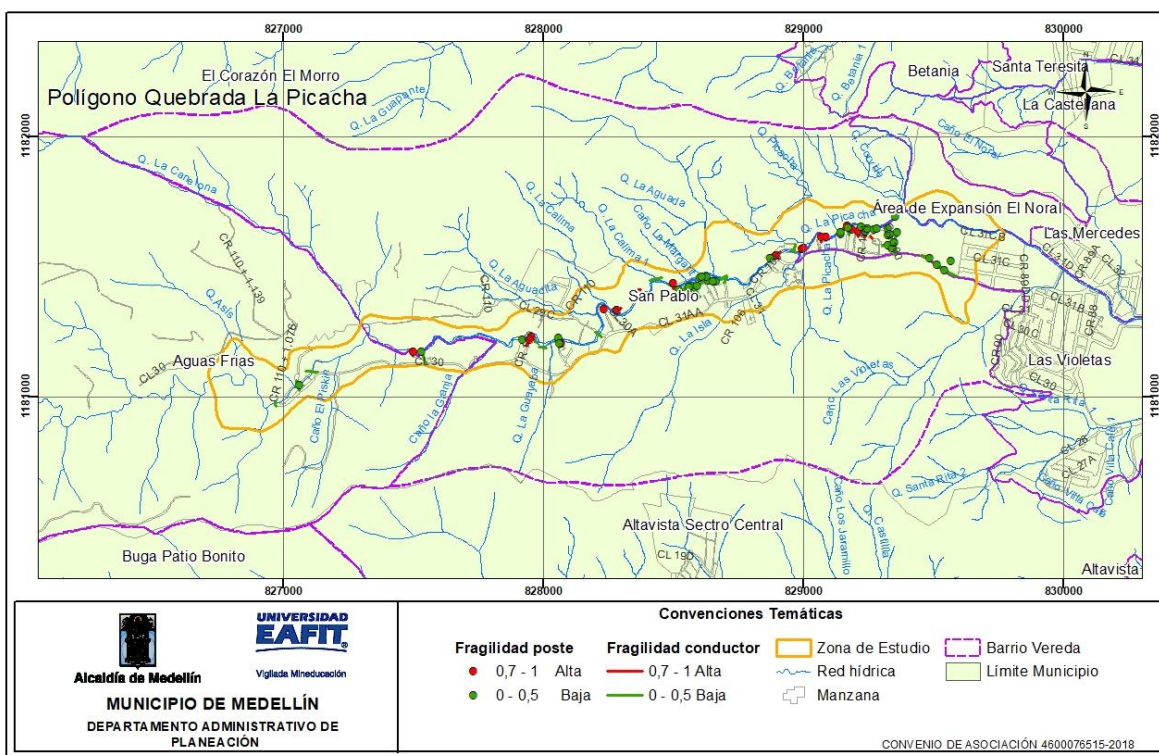


Figura 215. Distribución espacial de la fragilidad de la línea vital energía por avenidas torrenciales, identificada en el polígono La Picacha.

13.2.2 Cálculo de la intensidad de la línea vital – energía

Para la determinación de la intensidad en el caso del polígono estudiado, el parámetro de intensidad se expresa como la relación entre la altura de la lámina de agua, velocidad y la altura nominal del poste (Anexo 1).

La intensidad alta de las líneas vitales energía en el polígono La Picacha está representada con el 64% y corresponde a 34 postes localizados a lo largo del polígono, muy cerca al cauce principal de la quebrada La Picacha. Dicho resultado se debe a la relación que hay entre la altura de la lámina del agua y la altura nominal de los postes, lo que indica que para los elementos que se encuentran dentro de la zona de viaje del evento amenazante, el mecanismo de impacto puede ser enterramiento e impacto.

La intensidad media representa el 9% de los postes los cuales tienen un rango de valores entre 0,5-0,7, estos se encuentran cerca a la carrera 10.

En cuanto a la intensidad baja, esta representa el 26% de los postes del polígono, los cuales están localizados preferentemente hacia el este del polígono cerca al Área de Expansión EL Noral (Figura 216).

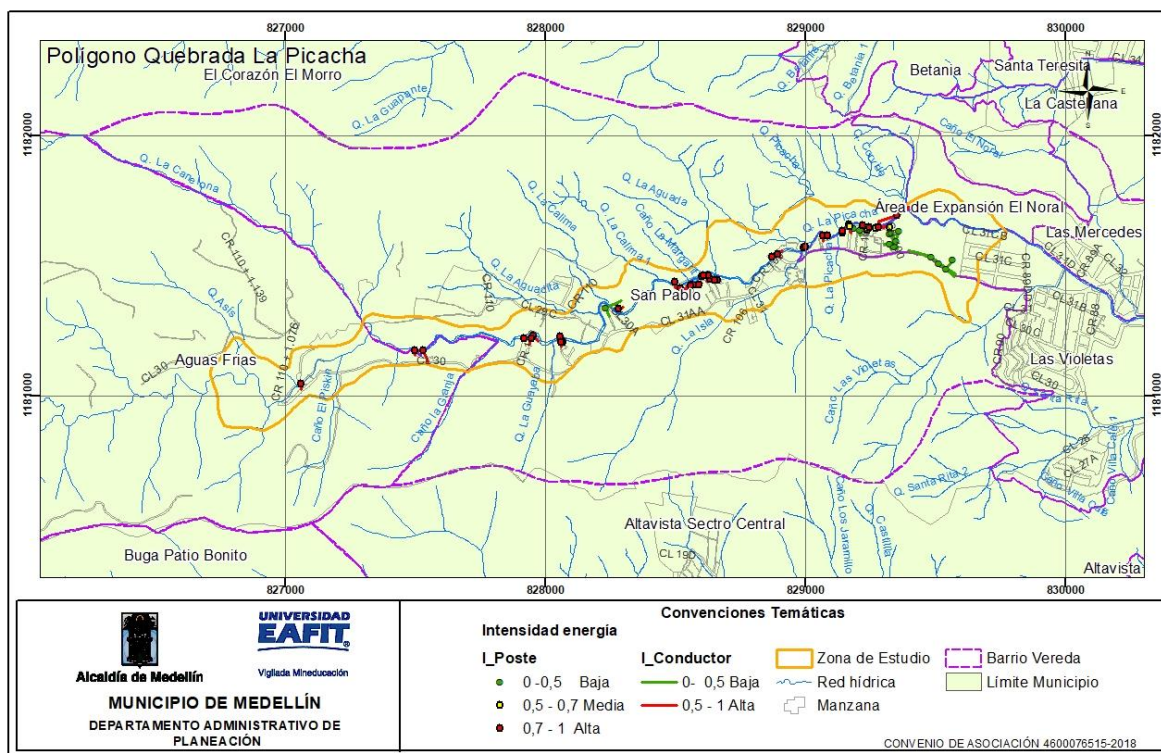


Figura 216. Distribución espacial de la intensidad de la línea vital energía por avenidas torrenciales, identificada en el polígono La Picacha.

13.2.3 Cálculo de la vulnerabilidad de la línea vital – energía

La vulnerabilidad alta corresponde al 32% de los postes de energía evaluados, los cuales se caracterizan por presentar valores altos de fragilidad e intensidad, los postes con esta vulnerabilidad se localizan a lo largo del polígono cerca a el canal principal de la quebrada La Picacha (Figura 217).

La vulnerabilidad media corresponde al 68% de los postes de energía evaluados, los cuales se caracterizan por presentar valores bajos de fragilidad y altos de intensidad, los postes con esta vulnerabilidad se localizan a lo largo del polígono cerca a el canal principal de la quebrada La Picacha.

encontraron vías con valores entre 0,7 – 1 que comprenden una fragilidad alta, con un valor porcentual del 88% y se encuentran ubicadas a lo largo del polígono (Figura 218).

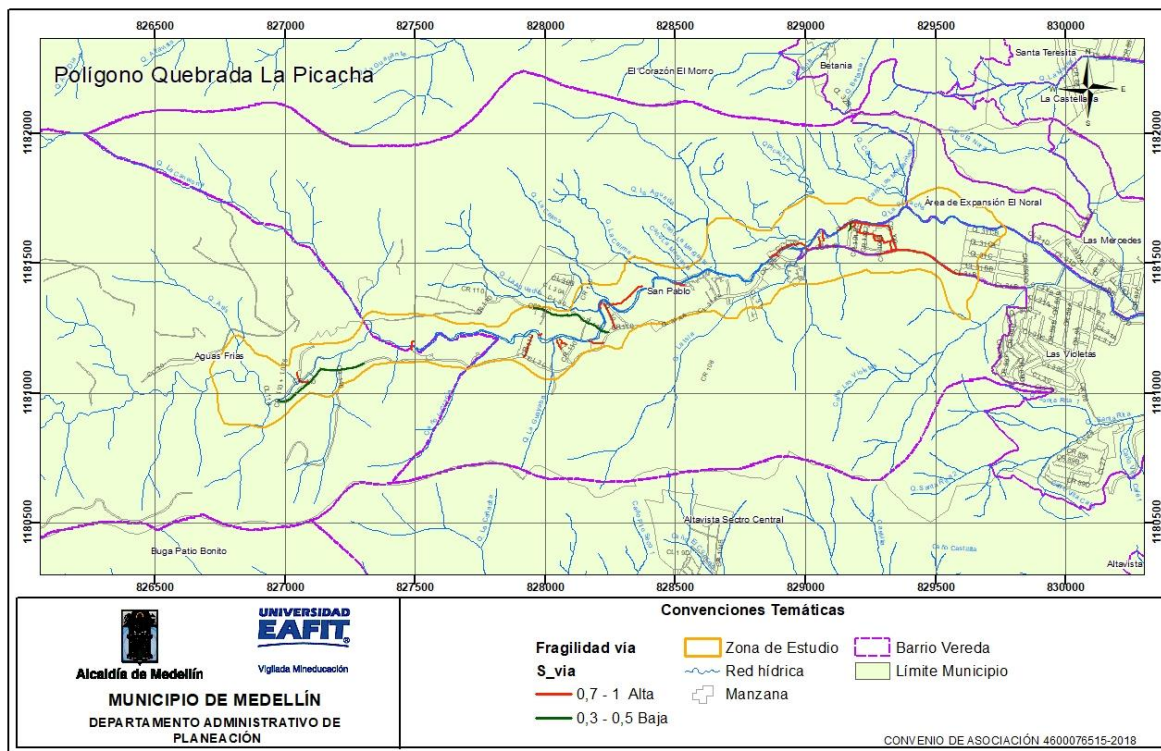


Figura 218. Distribución espacial de la fragilidad de la línea vital vías por avenidas torrenciales, identificadas en el polígono La Picacha.

13.2.5 Cálculo de la intensidad de la línea vital – vías

La determinación del parámetro de intensidad para redes viales se define a partir de la ocupación por la mancha de inundación que afecta el ancho de vía invadido (determinado a partir de la distancia de viaje calculada de acuerdo con los métodos presentados en el capítulo de amenaza de la Metodología General).

La intensidad alta corresponde al 75% de las vías evaluadas, las cuales se define a partir del ancho invadido u ocupado por la mancha de inundación, en el caso de registrarse este evento, la vía con esta intensidad se localiza a lo largo del polígono (Figura 219).

La intensidad media corresponde al 13% de las vías evaluadas, se localizan en el centro y el nororiente del polígono.

La intensidad baja corresponde al 12% de las vías evaluadas, se localizan en el nororiente del polígono.

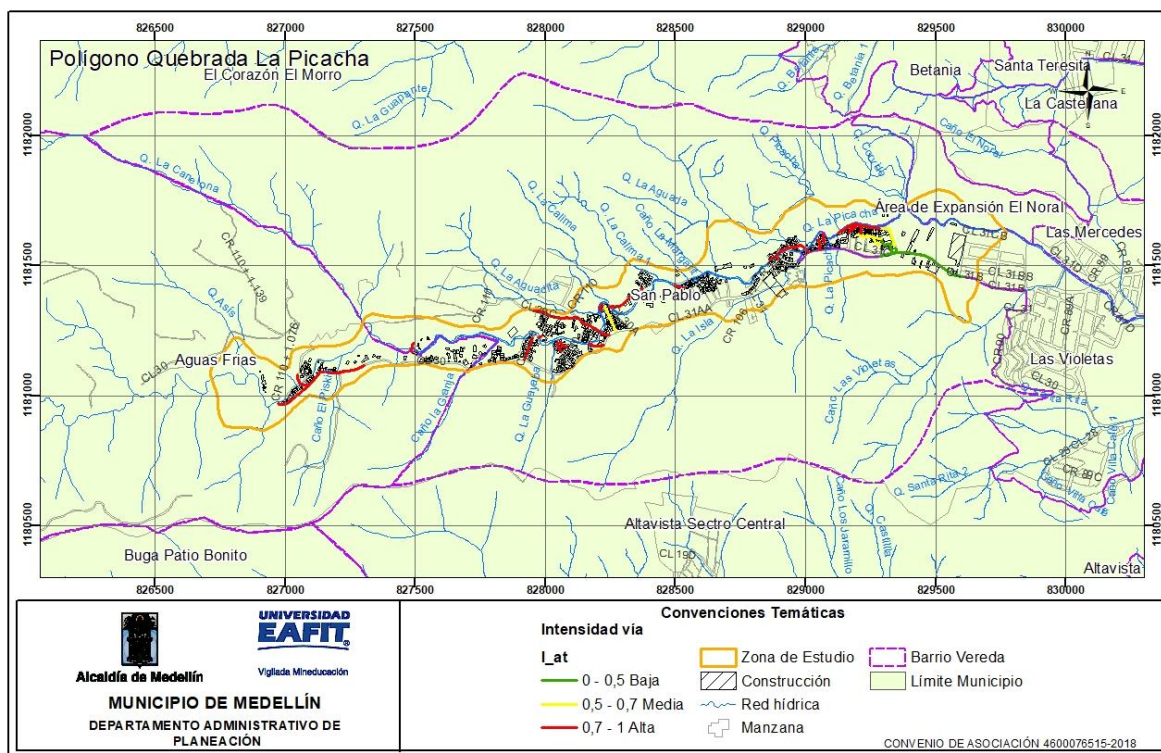


Figura 219. Distribución espacial de la intensidad de la línea vital vías por avenidas torrenciales, identificadas en el polígono La Picacha.

13.2.6 Cálculo de la vulnerabilidad de la línea vital – vías

La vulnerabilidad alta corresponde al 100% de las vías evaluadas, las cuales se caracterizan por presentar valores medios a altos de fragilidad y altos de intensidad, las vías con esta vulnerabilidad se localizan a lo largo del polígono. (Figura 220).

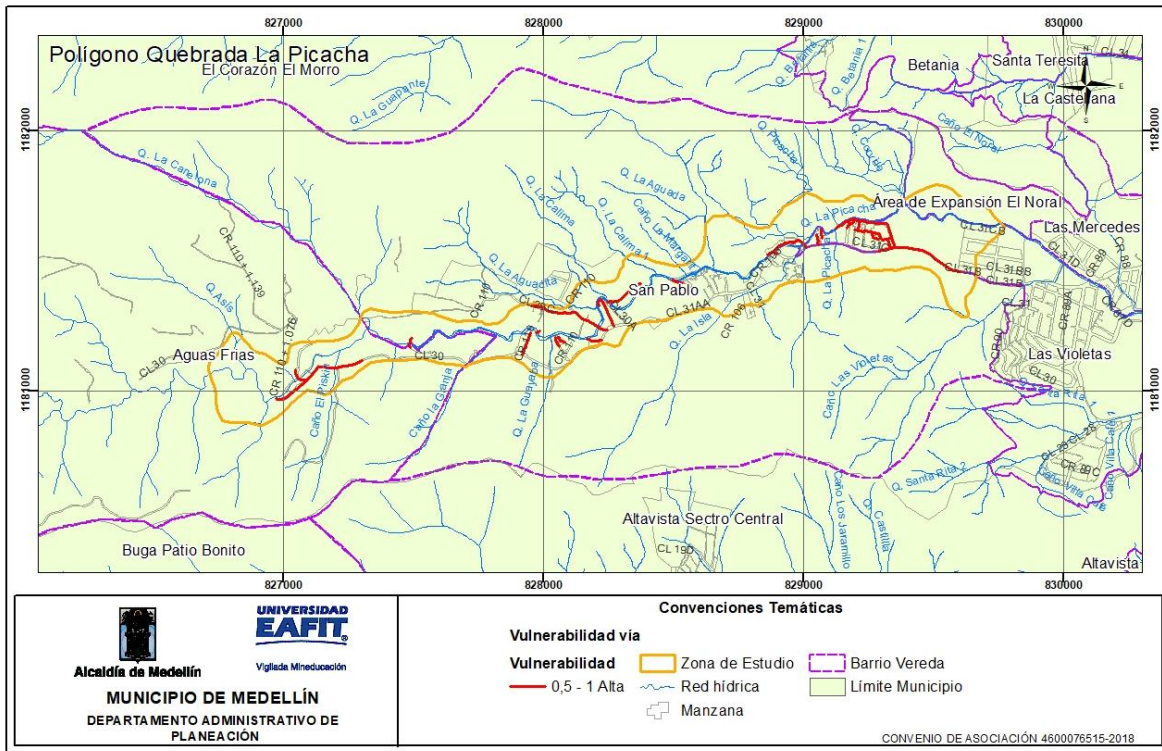


Figura 220. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital vías por avenidas torrenciales, identificadas en el polígono La Picacha.

13.2.7 Cálculo de la fragilidad del acueducto

La fragilidad representa la respuesta de los elementos expuestos frente a las cargas generadas por la interacción de las avenidas torrenciales con dichos elementos, para determinar el cálculo de la fragilidad en el caso puntual de la línea vital de acueducto, es necesario contemplar los siguientes parámetros: operador de red, estado de la red, diámetro, si la tubería presenta deflexión y el tipo de material de la tubería, como, PVC, hierro dúctil, polietileno, etc.

La fragilidad en la red del acueducto en el polígono La Picacha, arroja en su totalidad valores bajos presentando un valor de 0,19 en todos los tramos, esto debido a las características propias de la red y a que no se hallaron daños en esta línea vital, donde se transporta agua potable, abastecida por EPM (Figura 221).

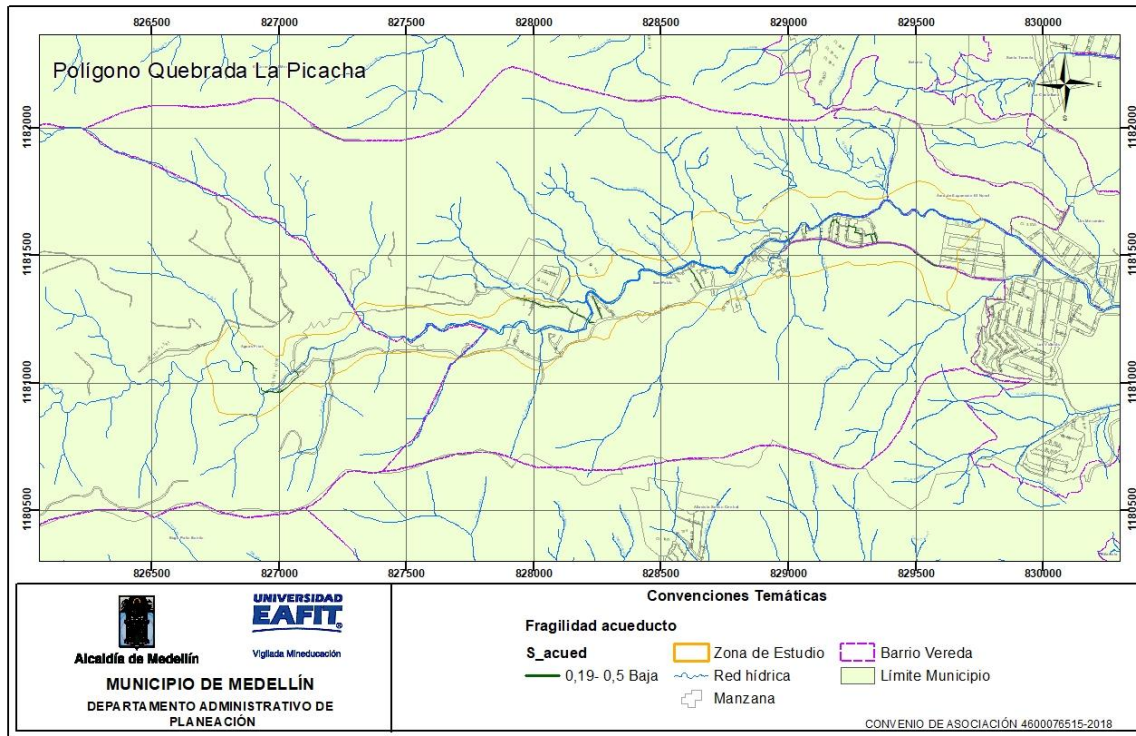


Figura 221. Distribución espacial de la fragilidad de la línea vital acueducto por avenidas torrenciales, identificada en el polígono La Picacha.

13.2.8 Cálculo de la intensidad del acueducto

Teniendo en cuenta que el fenómeno de avenida torrencial impone una carga uniforme a lo largo de la red del acueducto, la determinación de los umbrales tolerables está dada en función del diámetro de la tubería.

La intensidad de la red de acueducto del polígono La Picacha es alta para el 57% de las redes evaluadas, el 17% de las redes se encuentran con una intensidad media y el 62% presentan una intensidad baja. Dicho cálculo depende netamente de las deflexiones medidas en campo, con respecto a las deflexiones permitidas de acuerdo al diámetro de la tubería (Figura 222).

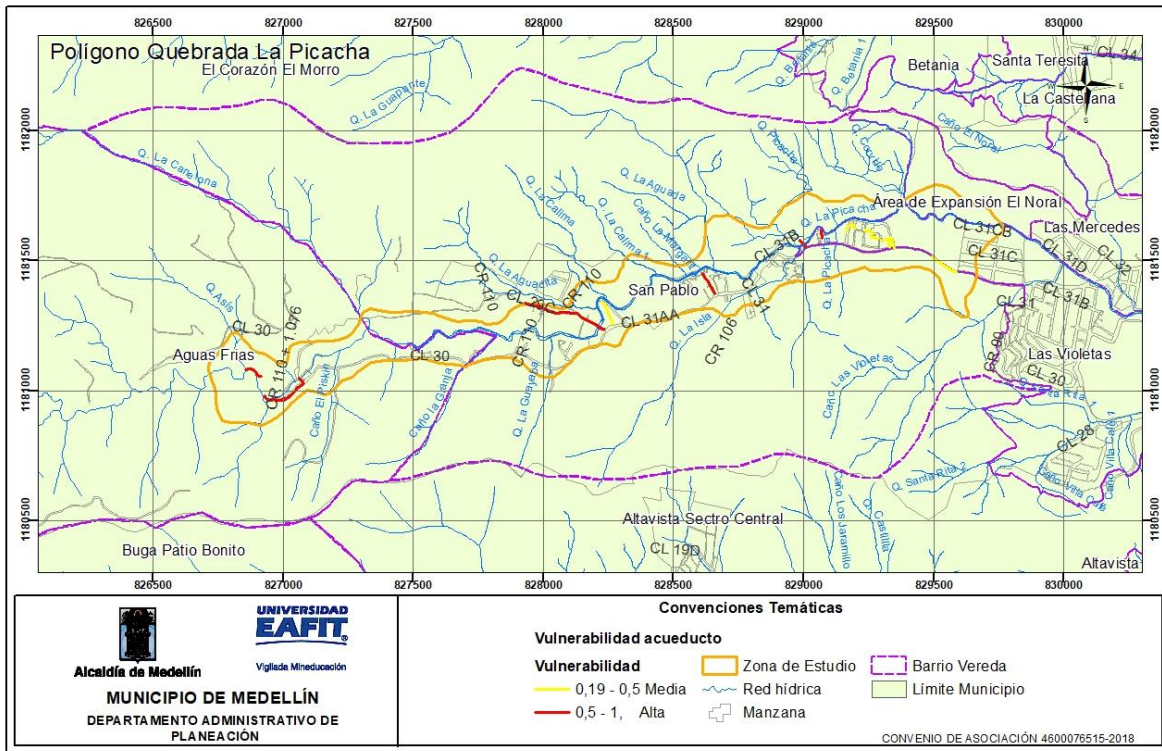


Figura 223. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital acueducto por avenidas torrenciales, identificada en el polígono La Picacha.

13.2.10 Cálculo de la fragilidad del alcantarillado

El sistema de alcantarillado también tiene elementos expuesto, el parámetro de fragilidad depende de las características del bien que sufre afectación, es decir, que la fragilidad estará en función, en este caso, del operador de red, el estado de conservación y del material de fabricación de la tubería, como concreto PVC, polietileno, etc.

La fragilidad en la red del alcantarillado en el polígono La Picacha, arroja valores bajos los cuales se encuentran en un rango entre 0,05-0,335, esto debido a las características propias de la red y a que no se hallaron daños en esta línea vital, donde se transportan aguas residuales, recolectadas por EPM (Figura 224).

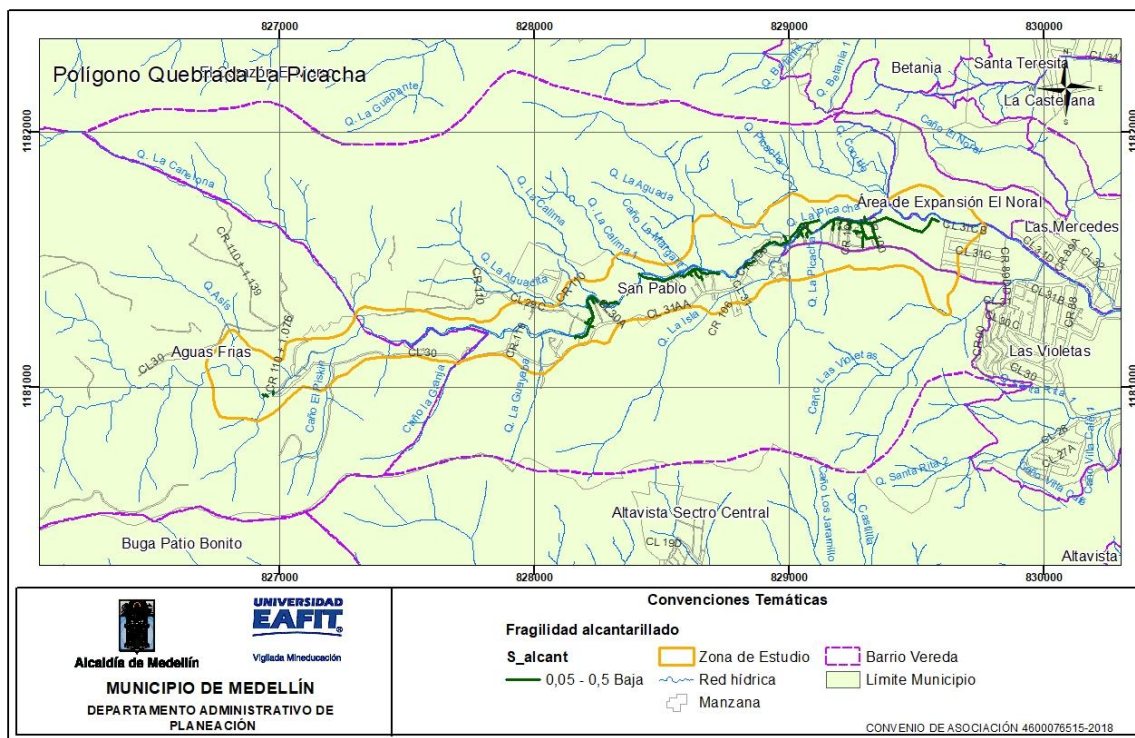


Figura 224. Distribución espacial de la fragilidad de la línea vital alcantarillado por avenidas torrenciales, identificada en el polígono La Picacha.

13.2.11 Cálculo de la intensidad del alcantarillado

El cálculo de la intensidad de la red de alcantarillado se evalúa en función de la tolerancia que tiene el material del mismo. Conforme a las características de los elementos que hacen parte de la red, acorde al SGC se define un umbral tolerable para la misma de 5 cm.

La intensidad del alcantarillado del polígono La Picacha es alta para el 78% de las redes evaluadas, en toda el área de estudio, el 14% de las redes presentan una intensidad media y el 8% de ellas se encuentran en intensidad baja. Dicho cálculo depende netamente de las deflexiones medidas en campo, con respecto a las deflexiones permitidas de la tubería (Figura 225).

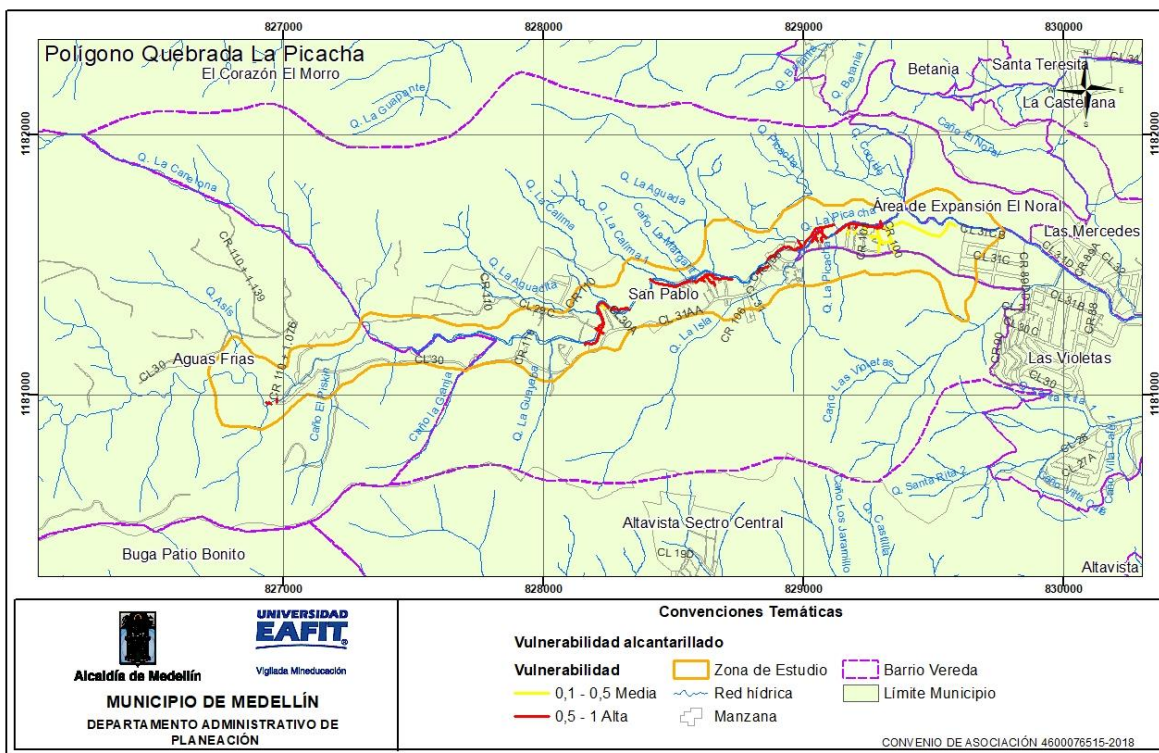


Figura 226. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital alcantarillado por avenidas torrenciales, identificada en el polígono La Picacha.

13.3 VULNERABILIDAD DE PERSONAS POR AVENIDAS TORRENCIALES

13.3.1 Análisis de vulnerabilidad de personas.

Para hallar el número de personas en vulnerabilidad, se parte de la vulnerabilidad calculada para las construcciones, (en el cual se cambia básicamente la fragilidad de la construcción por la fragilidad de las personas, del número de niveles de la edificación y el número de habitantes promedio por vivienda, el cual fue calculado en 3,29 para el año 2018 de acuerdo con el análisis que presenta el Departamento Administrativo de Planeación - Subdirección de Información y Evaluación Estratégica, como resultado de la Encuesta de Calidad de Vida realizada en el año 2017). Para la clasificación de los valores se toma como una vulnerabilidad alta el rango entre 0,5-1, media el rango de 0,2-0,5 y por último baja entre 0-0,2.

El anterior análisis arroja que para el polígono La Picacha hay un número estimado de 1163 personas en vulnerabilidad alta por avenidas torrenciales

13.4 DESCRIPCIÓN DE PROBLEMAS ENCONTRADOS EN LAS CONSTRUCCIONES.

- Las tipologías de las construcciones encontradas en un alto porcentaje, son estructuras ligeras con una fragilidad alta. Por lo tanto, son edificaciones que no cumplen con la Norma Sismo Resistente de 2010 NSR-10.
- Las cimentaciones de las estructuras, en su gran mayoría son poco profundas y en algunos casos, no existen (anexo 5).
- En las construcciones evaluadas se presentan fallas en los morteros de pega, se podría decir que en su mayoría corresponden a morteros con permeabilidad entre media y alta, lo que genera como consecuencia humedades interiores, sobre todo en zonas donde el viento golpea en momentos de lluvia.
- Las fachadas en ladrillo no se encuentran protegidas (hidrofugadas) o con algún recubrimiento, brindando la posibilidad de generar eflorescencias, manchas y ensuciamiento.
- En general la mampostería de las viviendas presenta procesos degradatorios incipientes y se identifica, presencia de cripto eflorescencias aisladas.
- Se observan grietas sin tratamiento, muchas de ellas asociadas a uniones entre distintos materiales de cerramiento (ladrillo, ventanas, puertas).
- Los tipos de cubiertas en losa de concreto, presentan permeabilidad, lo cual generan humedades al interior de las construcciones, lo anterior aplica para edificaciones de un solo nivel con dicho tipo de cubierta.
- Se observaron humedades en general en sobre cimientos, ocasionado por aguas de escorrentía.
- Se evidencio deterioro y desgaste propio del material en cubiertas en fibrocemento, zinc y barro, por malos procesos constructivos y falta de mantenimiento de los sistemas de cubiertas de las estructuras.
- En algunas edificaciones se realiza la recolección de las aguas lluvias de techos mediante bajantes, pero estos son descargados al terreno natural por falta de

una red de alcantarillado en la cercanía o desconocimiento del habitante, humedeciendo el suelo y por ende afectando las fundaciones y favoreciendo la amenaza.

13.5 ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LAS CONSTRUCCIONES POR MOVIMIENTOS EN MASA

La vulnerabilidad de las construcciones consta de dos factores: la fragilidad y la intensidad. El primero de ellos corresponde a la respuesta del elemento expuesto ante determinada amenaza y depende de las características propias, mientras que la intensidad depende de las características del fenómeno amenazante (velocidad, volumen de la masa deslizante, profundidad, entre otras).

13.5.1 Cálculo de la fragilidad de las construcciones

Para la identificación de la fragilidad de las construcciones, se tuvo en cuenta la evaluación o análisis de los parámetros predominantes de las estructuras expuestas, los cuales son: tipología estructural, edad de la construcción, cantidad de niveles de la edificación y estado de conservación de la misma, todo esto de acuerdo a los parámetros y calificaciones definidos en el documento metodológico con la siguiente expresión (Anexo 1).

$$S_e = 1 - \pi(1 - S_i)$$

$$S_e = 1 - (1 - S_{tip})(1 - S_{alt})(1 - S_{con})(1 - S_{ed})(1 - S_{Acueducto})(1 - S_{Alcantarillado})$$

Donde se consideran seis parámetros para la evaluación de la fragilidad de las edificaciones:

S_{tip} : tipo de la edificación.

S_{alt} : altura de la edificación.

S_{con} : conservación de la edificación.

S_{ed} : edad de la edificación.

$S_{Acueducto}$: caracterización del sistema de acueducto de la edificación.

$S_{Alcantarillado}$: caracterización del sistema del alcantarillado de la edificación.

De acuerdo con Figura 227, se puede concluir que las construcciones analizadas en el polígono La Picacha 2 y La Picacha 3, presentan fragilidades altas, referenciadas en un rango entre 0.7 y 1, con un valor representativo de 31 edificaciones, las cuales se encuentran ubicadas espacialmente a lo largo del área de interés (Figura 228, Figura 229 y Figura 230).

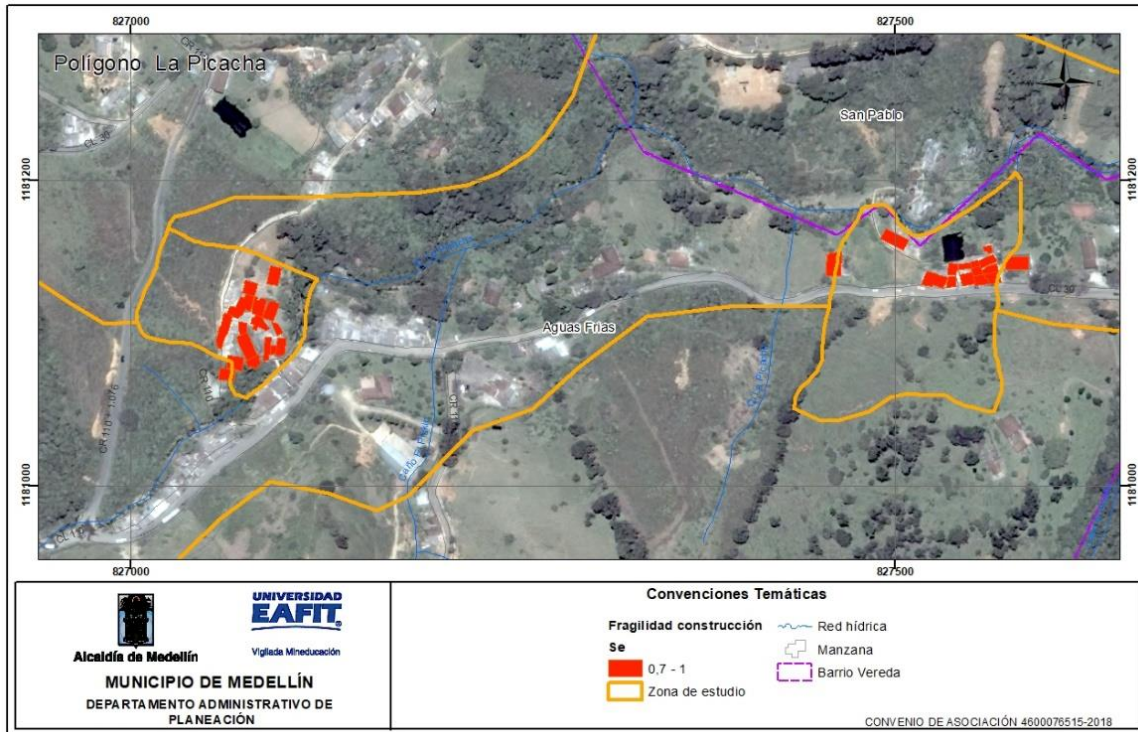


Figura 227. Distribución espacial de la fragilidad de las construcciones por movimiento en masa, identificadas en La Picacha 2 y La Picacha 3.

La Figura 228 corresponde a una construcción que se puede clasificar como mampostería no reforzada dentro de la tipología E, la cual se caracteriza por poseer un sistema estructural de muros cargueros. En un análisis de datos para los dos polígonos estudiados, La Picacha 2 y La Picacha 3, esta tipología representa el 48% de las construcciones.



Figura 228. Tipología estructuras ligeras (E). Construcción ubicada en el polígono Quebrada La Picacha.

En la Figura 229, se visualiza una estructura que se clasifica como construcción improvisada dentro de la tipología F, la cual se caracteriza por no poseer una estructura definida y suele ser construida con materiales precarios o de recuperación, paneles de madera desgastados, metal, entre otros, estas estructuras no tienen un sistema de cimentación definido y usualmente se encuentran ubicadas en los puntos más altos o donde se visualizan grandes cambios de pendiente. En un análisis de datos para los dos polígonos estudiados, La Picacha 2 y La Picacha 3, esta tipología representa el 10% de las construcciones.



Figura 229. Tipología construcciones simples (F). Estructura ubicada en el polígono Quebrada La Picacha.

En la Figura 230 se puede visualizar una estructura que tiene un valor de fragilidad intermedio asociado; la misma se puede clasificar como tipología D o estructuras con confinamiento deficiente e híbridas, ya que, si bien no cuentan con un confinamiento adecuado, tienen elementos estructurales que hacen que la edificación sea menos vulnerable, como columnas de sección menor y cimentaciones de zapatas. En un análisis de datos para los dos polígonos estudiados, La Picacha 2 y La Picacha 3, ésta tipología se encuentra representada en el 42% de las construcciones.



Figura 230. Tipología estructuras con confinamiento deficiente e híbridas (D).
Estructura ubicada en el polígono Quebrada La Picacha.

13.5.2 Cálculo de la intensidad sobre las construcciones.

En la valoración de la intensidad de los eventos amenazantes se tienen en cuenta dos tipos de movimientos que producen deformación en el terreno, el movimiento lento y el movimiento rápido.

En el polígono de estudio se presentan los movimientos rápidos, definidos en un escenario de desplazamiento en etapa de falla, donde se calcula la intensidad, en función de la relación entre la presión de impacto del deslizamiento y la presión límite soportada por la edificación, además se debe tener en cuenta la relación existente entre la profundidad de la falla del deslizamiento y la altura de la edificación, descritos en el capítulo de Análisis Geotécnico. En un análisis de datos para los dos polígonos estudiados, La Picacha 2 y La Picacha 3, se identifica una intensidad alta para el 52% construcciones evaluadas y baja en el 48% de las edificaciones; como se mencionó anteriormente dicha intensidad está en función de la profundidad y la presión de impacto (Figura 231).

Para estructuras de tipología ligeras (E), las cuales son el 48% del total de las construcciones evaluadas, la presión límite de la estructura es 5 Kpa, del mismo modo para una presión límite se presenta una velocidad límite, la cual indica que

los movimientos de masa a esas velocidades provocarían el colapso total de las estructuras (Figura 231).

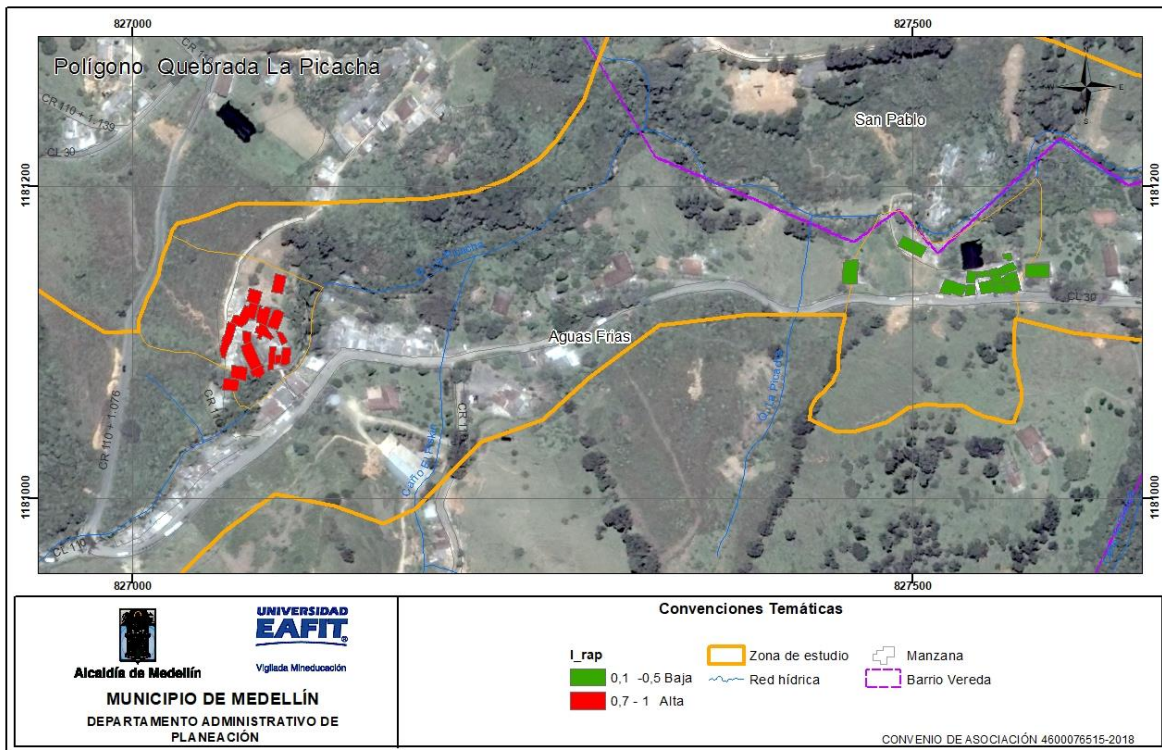


Figura 231. Distribución espacial de la intensidad de las construcciones por movimiento en masa, identificada en el polígono Quebrada La Picacha.

13.5.3 Cálculo de la vulnerabilidad de las construcciones

El grado de vulnerabilidad de una edificación se define como el factor de exposición de la misma a percibir daños a causa de amenazas naturales, conforme a esta premisa la vulnerabilidad se calcula teniendo presente los resultados obtenidos de la fragilidad y de la intensidad a partir de los parámetros representados en los ítems analizados anteriormente.

Los valores de la vulnerabilidad se determinan en los siguientes rangos: vulnerabilidad baja, cuando se obtienen resultados menores o iguales a 0,1, vulnerabilidad media cuando se obtienen resultados entre 0,1 y 0,5, y vulnerabilidad alta, cuando los resultados sobrepasan de 0,5 todo esto de acuerdo a los

parámetros y calificaciones definidos en el documento metodológico, más específicamente en el numeral 3.4. (Anexo 1).

La vulnerabilidad alta corresponde al 100% de las edificaciones, las cuales se caracterizan por presentar valores altos de fragilidad y medios a altos de intensidad, las construcciones con esta vulnerabilidad se ubican a lo largo del polígono (Figura 232).

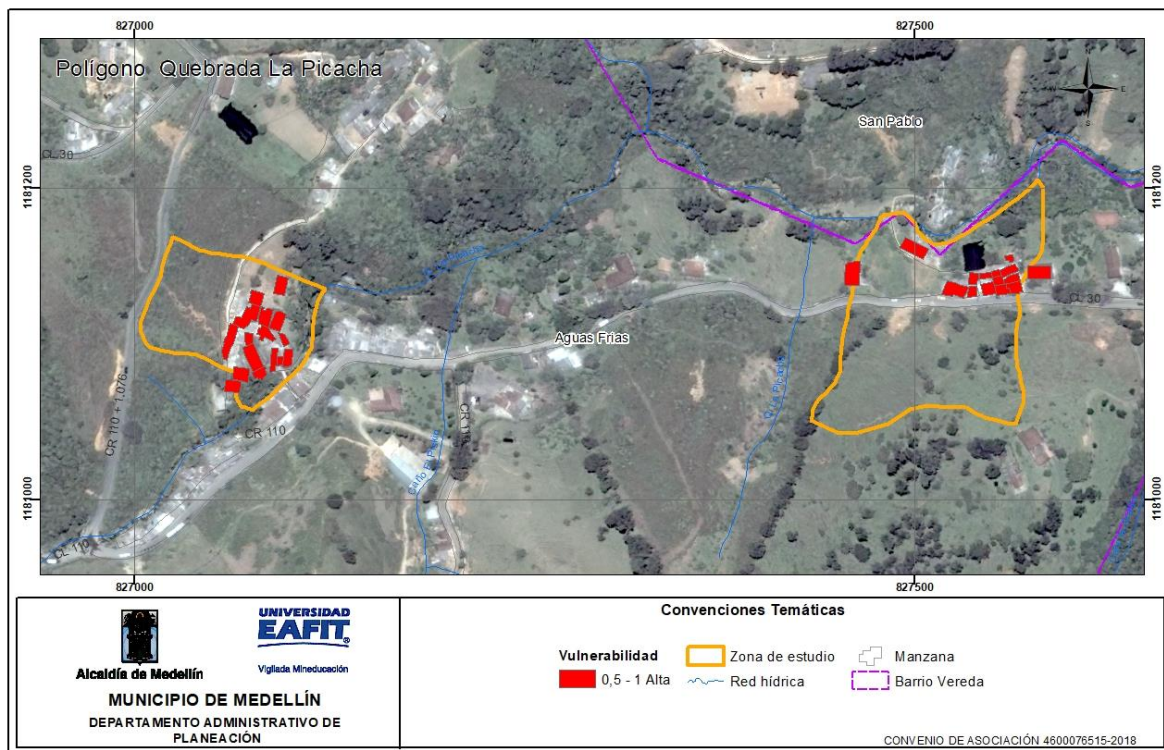


Figura 232. Distribución espacial de la vulnerabilidad de las construcciones por movimiento en masa, identificada en el polígono Quebrada La Picacha.

13.5.4 Cálculo de la vulnerabilidad de las construcciones

El grado de vulnerabilidad de una edificación se define como el factor de exposición de la misma a percibir daños a causa de amenazas naturales, conforme a esta premisa la vulnerabilidad se calcula teniendo presente los resultados obtenidos de la fragilidad y de la intensidad a partir de los parámetros representados en los ítems analizados anteriormente.

Los valores de la vulnerabilidad se determinan en los siguientes rangos: vulnerabilidad baja, cuando se obtienen resultados menores o iguales a 0,1, vulnerabilidad media cuando se obtienen resultados entre 0,1 y 0,5, y vulnerabilidad alta, cuando los resultados sobrepasan de 0,5 todo esto de acuerdo a los parámetros y calificaciones definidos en el documento metodológico, más específicamente en el numeral 3.4. (Anexo 1).

La vulnerabilidad alta corresponde al 100% de las edificaciones, las cuales se caracterizan por presentar valores altos de fragilidad y medios a altos de intensidad, las construcciones con esta vulnerabilidad se ubican a lo largo del polígono (Figura 233).

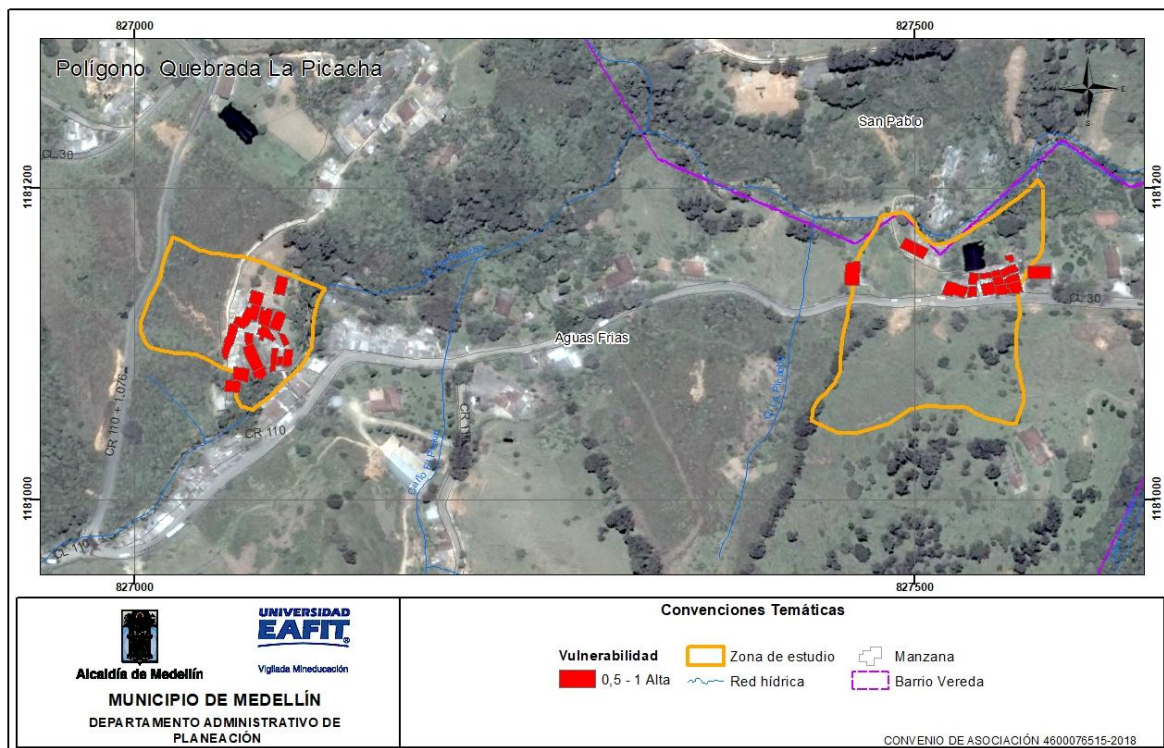


Figura 233. Distribución espacial de la vulnerabilidad de las construcciones por movimiento en masa, identificada en el polígono Quebrada La Picacha.

13.6 ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LAS LÍNEAS VITALES POR MOVIMIENTO EN MASA

Similar al procedimiento, los parámetros y características que se utilizan para determinar la vulnerabilidad en construcciones, se deberá calcular la fragilidad conforme la información obtenida de campo y los criterios de medición en cada una de las denominadas líneas vitales (vías, energía, acueducto y alcantarillado, estos últimos dos cuando se identifican daños visibles en puntos específicos de la red) y luego se procede a realizar la evaluación de la intensidad.

Para el polígono La Picacha 2 y La Picacha 3 se analizaron 17 postes de energía y 5 vías, que corresponden al componente de líneas vitales (Anexo 5).

13.6.1 Cálculo de la fragilidad de la línea vital – energía

La fragilidad de la línea vital energía se mide teniendo en cuenta los parámetros de carga y estado de las redes localizadas en la zona de estudio del polígono denominado Quebrada La Picacha.

En el polígono La Picacha 2 y La Picacha 3 se encontraron 17 postes, de los cuales 6 de ellos están en mal estado, es decir, agrietados y/o fisurados, identificándose su tipo de material como madera, por ende su carga mínima de rotura es 0 (KgF), lo que hace que tengan una fragilidad de 1, con respecto a su localización, podemos decir que los mismos están ubicados a lo largo del polígono (Figura 234).

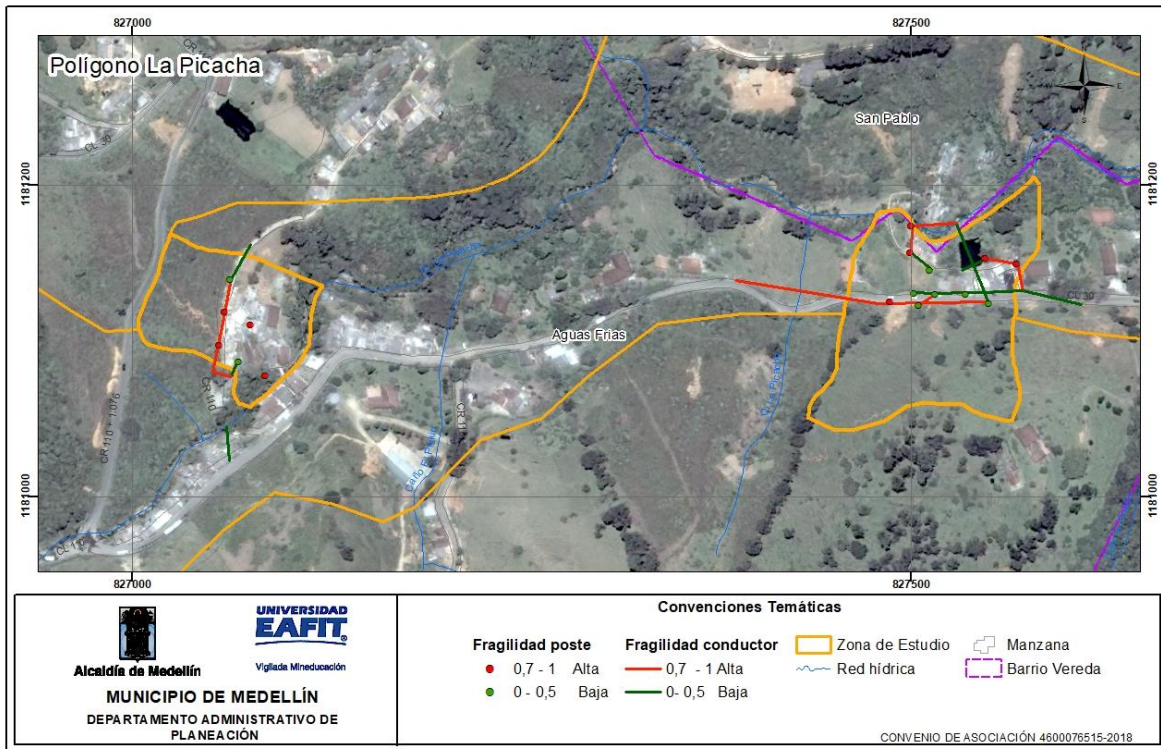


Figura 234. Distribución espacial de la fragilidad de la línea vital energía por movimiento en masa, identificada en el polígono Quebrada La Picacha.

13.6.2 Cálculo de la intensidad de la línea vital – energía

Para la determinación de la intensidad en movimientos rápidos, como es el caso del polígono estudiado, el parámetro de intensidad en función de la presión de tierras crítica, se expresa como la relación entre la altura del deslizamiento y la altura nominal del poste (Anexo 1).

Con base en el criterio mencionado anteriormente y teniendo presente el valor de la tolerancia que tiene el material de los postes de energía se realiza el cálculo de la intensidad, para esto, se evalúa la mitad de la deflexión máxima permitida en el diseño de los postes, correspondiente al 3% de la altura nominal de estos.

Cuando se presenta el fenómeno de movimientos rápidos, como es el caso del polígono estudiado, el parámetro de intensidad en función de la presión de tierras crítica, se expresa como la relación entre la altura del deslizamiento y la altura nominal del poste (anexo 1).

La intensidad de las líneas vitales energía en el polígono La Picacha 3 es alta para el 100% de los postes evaluados, los cuales se localizan sobre el sendero peatonal del sector, adicionalmente se evidencian postes con intensidad baja, representados por el 100%, ubicados sobre la vía a Aguas Frías y al norte de ésta. Dicho resultado se debe a la relación que hay entre la altura del deslizamiento y la altura nominal de los postes, lo que indica que para los elementos que se encuentran dentro de la zona de viaje del deslizamiento, el mecanismo de impacto puede ser enterramiento e impacto (Figura 235).

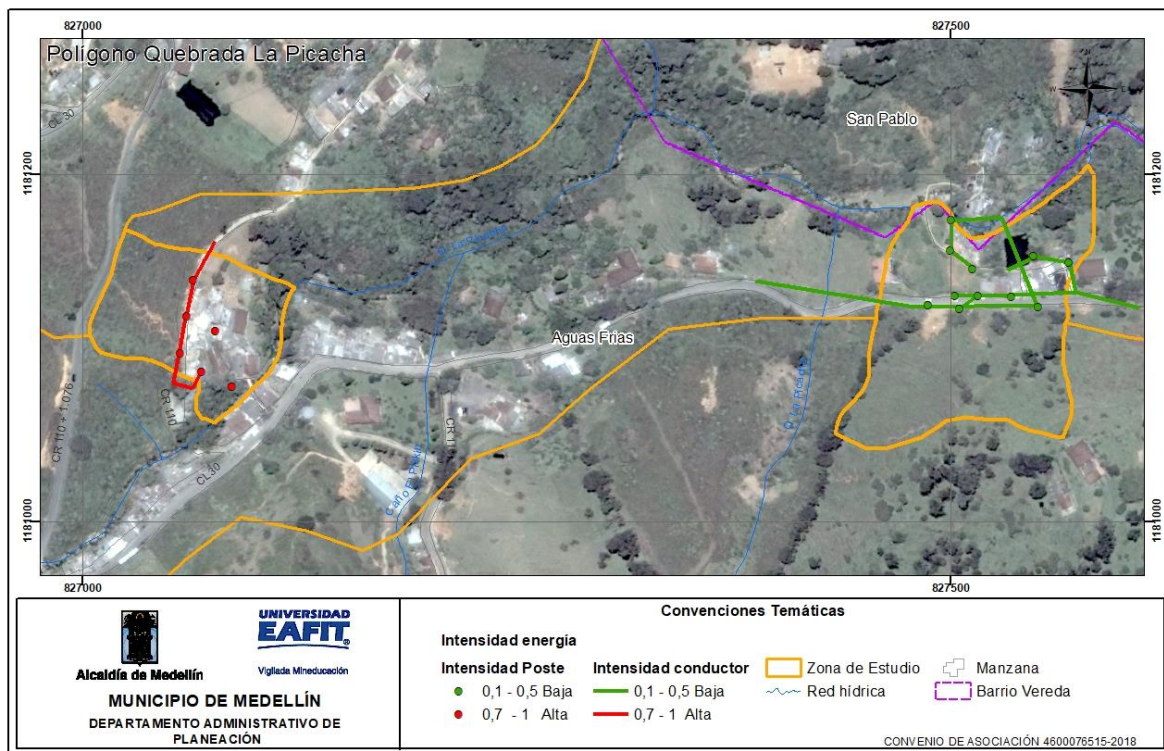


Figura 235. Distribución espacial de la intensidad de la línea vital energía por movimiento en masa, identificadas en el polígono Quebrada La Picacha.

13.6.3 Cálculo de la vulnerabilidad de la línea vital – energía

La vulnerabilidad alta corresponde al 12% de los postes de energía evaluados, los cuales se caracterizan por presentar valores altos de fragilidad y altos de intensidad, los postes con esta vulnerabilidad se ubican a lo largo del polígono (Figura 236).

En un análisis de datos para los dos polígonos estudiados, La Picacha 2 y La Picacha 3, la vulnerabilidad media corresponde al 53% de los postes de energía evaluados, los cuales se caracterizan por presentar valores altos de fragilidad y

medios a bajos de intensidad, los postes con esta vulnerabilidad se ubican en La Picacha 3.

La vulnerabilidad baja corresponde al 35% de los postes de energía evaluados, los cuales se caracterizan por presentar valores bajos de fragilidad y bajos de intensidad, los postes con esta vulnerabilidad se ubican en La Picacha 2.

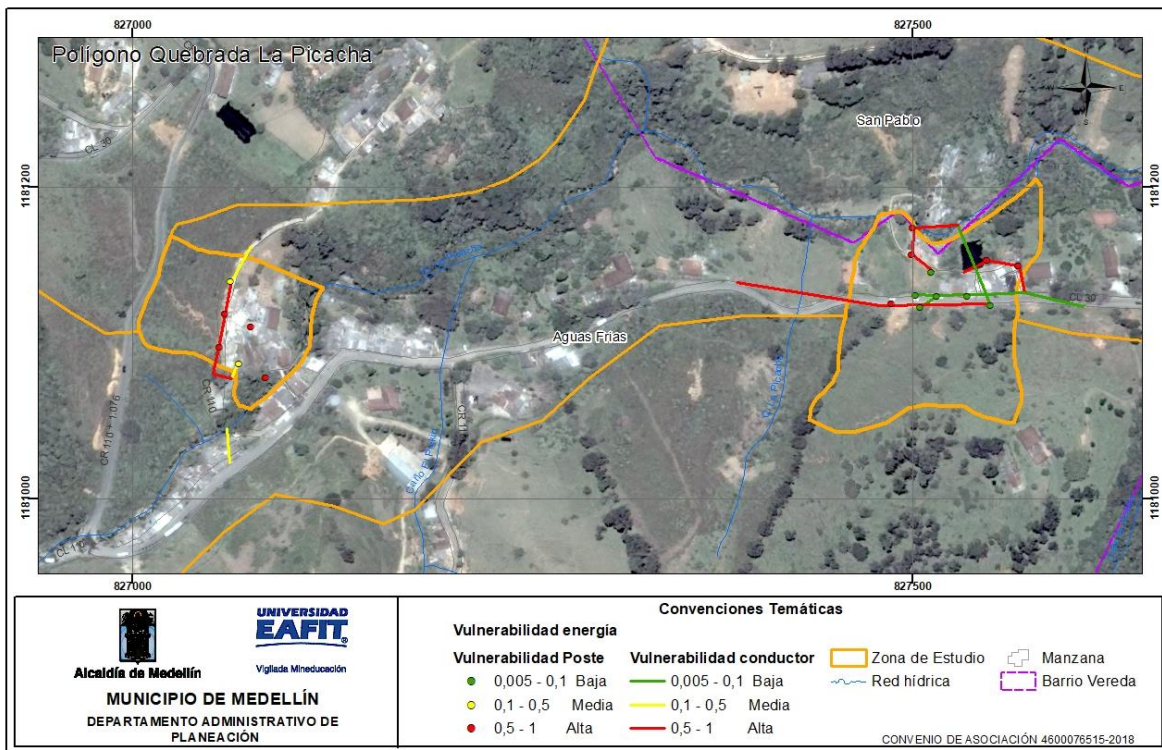


Figura 236. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital energía por movimiento en masa, identificadas en el polígono Quebrada La Picacha.

13.6.4 Cálculo de la fragilidad de la línea vital – vías

Para la valoración de la fragilidad de las vías, se consideran los parámetros de material o tipo, existencia de obras de drenaje y presencia de daños. La tipología de estas vías puede ser: vehicular, puente vehicular o peatonal, sendero peatonal a nivel y a desnivel (con escaleras).

Las vías de acceso del polígono que están representadas con color verde son vías con fragilidad baja, que no presentan daños de rotura ni asentamientos, tienen valores de fragilidad inferiores a 0,5, sin embargo, al nororiente del polígono, se evidencian vías con fragilidad entre 0,5 y 0,7 debido a la presencia de daños como

baches, fisuras entre otras que comprometen el ancho útil de la misma, correspondientes al 20%. Adicionalmente la falta de obras de drenaje hace que aumente la fragilidad de los accesos viales ya que la gran mayoría de las vías internas del polígono corresponden a vías locales como andenes de circulación, conformados por pavimento rígido a nivel y desnivel; en el polígono de estudio se identificaron tramos de vías con valoración entre 0,7 – 1 que representa una fragilidad alta, con un valor porcentual del 80% y se encuentran ubicadas de manera uniforme en el polígono (Figura 237).

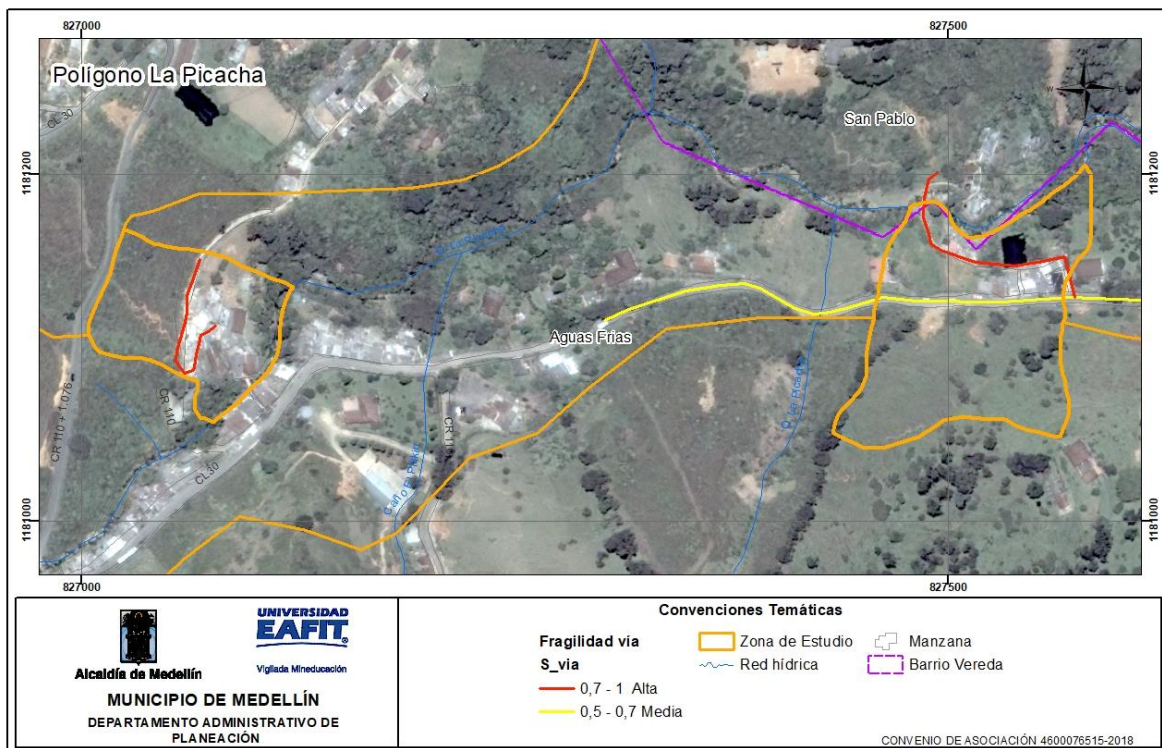


Figura 237. Distribución espacial de la fragilidad de la línea vital vías por movimiento en masa, identificadas en el polígono de Quebrada La Picacha.

13.6.5 Cálculo de la intensidad de la línea vital – vías

La determinación del parámetro de intensidad en movimientos rápidos para redes viales se define a partir de la ocupación por la masa deslizada o el ancho de vía invadido (determinado a partir de la distancia de viaje calculada de acuerdo con los métodos presentados en el capítulo de amenaza de la Metodología General).

En un análisis de datos para los dos polígonos estudiados, La Picacha 2 y La Picacha 3, la intensidad alta corresponde al 40% de las vías evaluadas, las cuales

se define a partir del ancho invadido u ocupado por la masa deslizada, en el caso de registrarse un movimiento, las vías con esta intensidad se localizan La Picacha 3 (Figura 238).

La intensidad baja corresponde al 60% de las vías evaluadas, las cuales se define a partir del ancho invadido u ocupado por la masa deslizada, en el caso de registrarse un movimiento, las vías con esta intensidad se identifican en La Picacha 2.

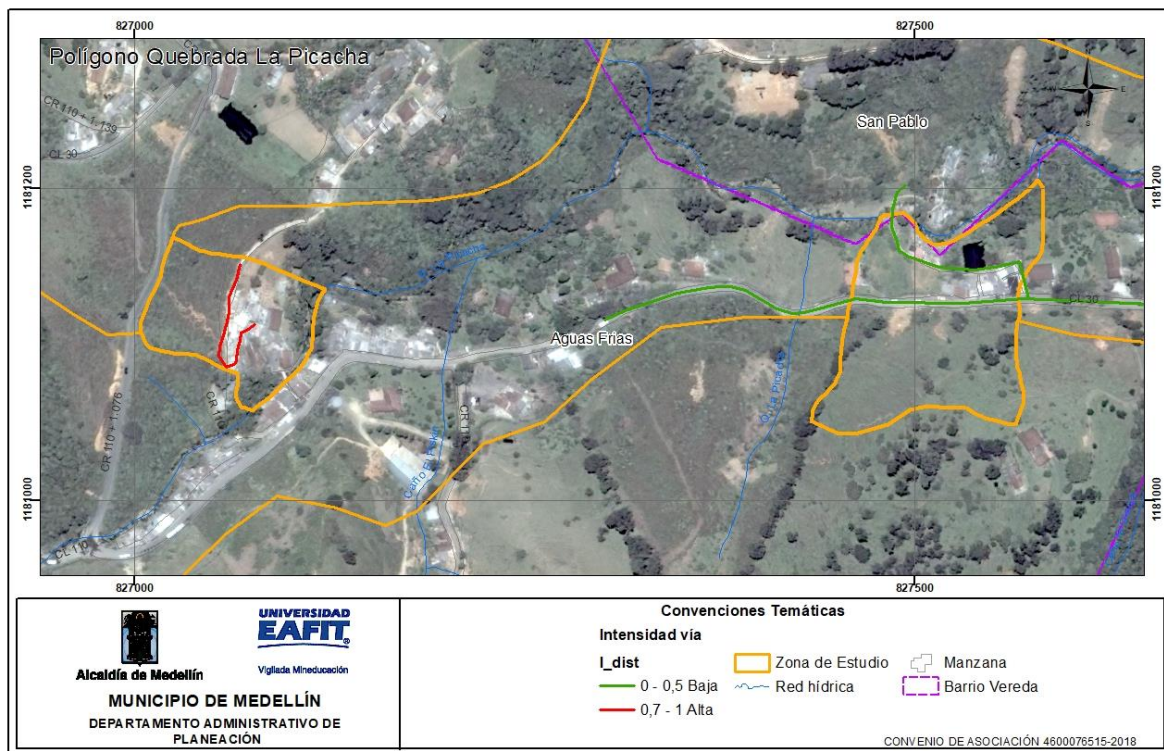


Figura 238. Distribución espacial de la intensidad de la línea vital vías por movimiento en masa, identificadas en el polígono Quebrada La Picacha.

13.6.6 Cálculo de la vulnerabilidad de la línea vital – vías

En un análisis de datos para los dos polígonos estudiados, La Picacha 2 y La Picacha 3, la vulnerabilidad alta corresponde al 60% de las vías evaluadas, las cuales se caracterizan por presentar valores medios a altos de fragilidad y medios a altos de intensidad, las vías con esta vulnerabilidad se ubican a lo largo de La Picacha 3 (Figura 239).

La vulnerabilidad baja corresponde al 40% de las vías evaluadas, las cuales se caracterizan por presentar valores bajos a medios de fragilidad y bajos de intensidad, la vía con esta vulnerabilidad se localiza en La Picacha 2.

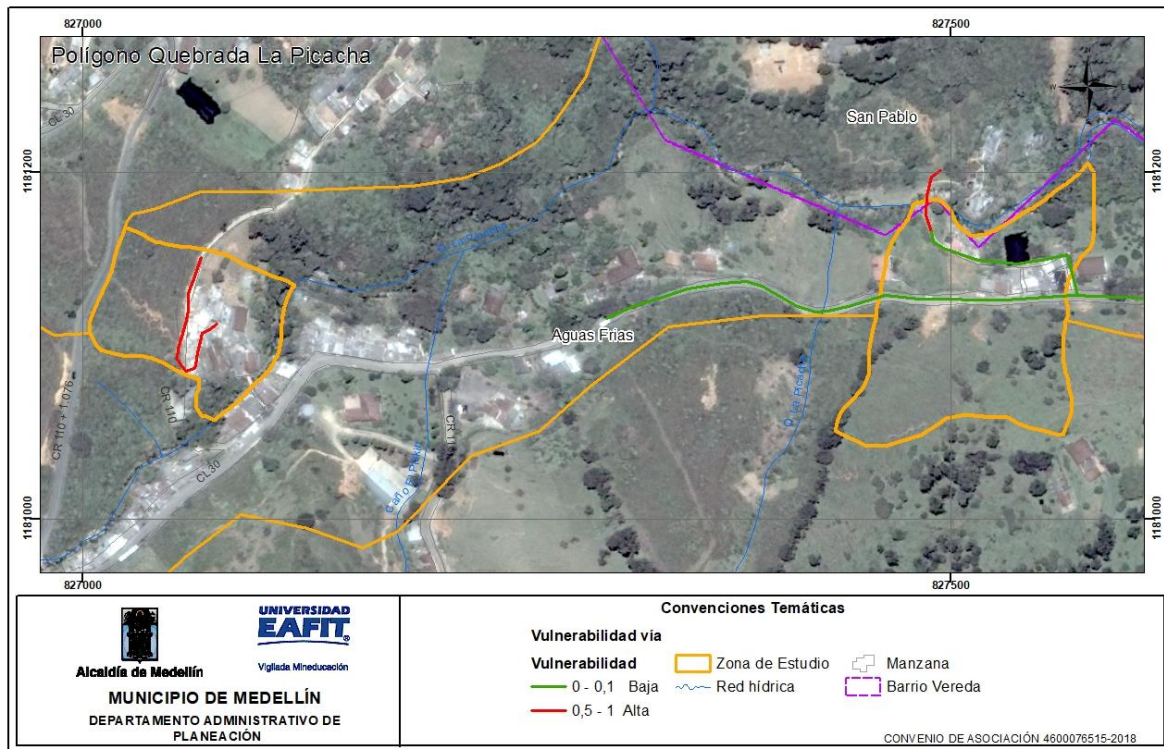


Figura 239. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital vías por movimiento en masa, identificadas en el polígono Quebrada La Picacha.

13.6.7 Cálculo de la fragilidad del acueducto

La fragilidad representa la respuesta de los elementos expuestos frente a las cargas generadas por la interacción de los movimientos en masa con dichos elementos, para determinar el cálculo de la fragilidad en el caso puntual de la línea vital de acueducto, es necesario contemplar los siguientes parámetros: operador de red, estado de la red, diámetro, si la tubería presenta deflexión y el tipo de material de la tubería, como, PVC, hierro dúctil, polietileno, etc.

La fragilidad en la red del acueducto en el polígono La Picacha 2 y La Picacha 3, arroja valores bajos debido a las características propias de la red y a que no se hallaron daños en esta línea vital, donde se transporta agua potable, abastecida por EPM (Figura 240).

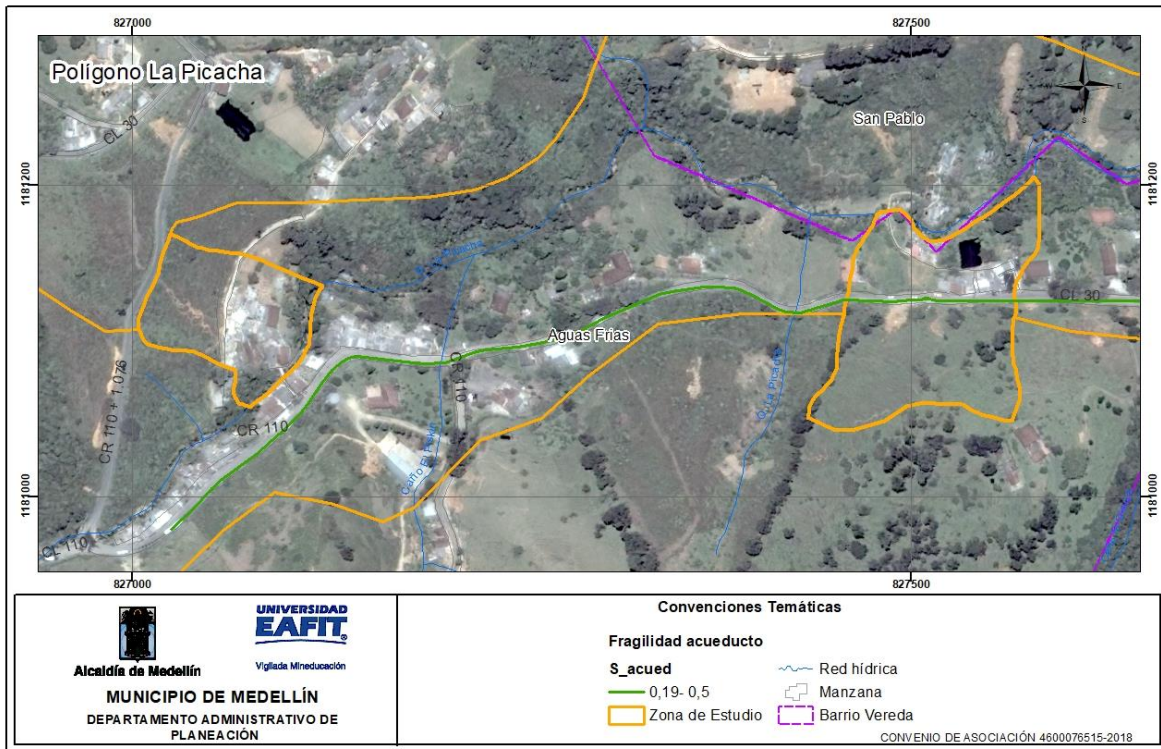


Figura 240. Distribución espacial de la fragilidad de la línea vital acueducto por movimiento en masa, identificada en el polígono de Quebrada La Picacha.

13.6.8 Cálculo de la intensidad del acueducto

Teniendo en cuenta que el fenómeno de movimiento en masa impone una carga uniforme a lo largo de la red del acueducto, la determinación de los umbrales tolerables está dada en función del diámetro de la tubería.

La intensidad del acueducto del polígono La Picacha 2 y La Picacha 3 es baja, en toda el área de estudio. Dicho cálculo depende netamente de las deflexiones medidas en campo, con respecto a las deflexiones permitidas de acuerdo al diámetro de la tubería (Figura 241).

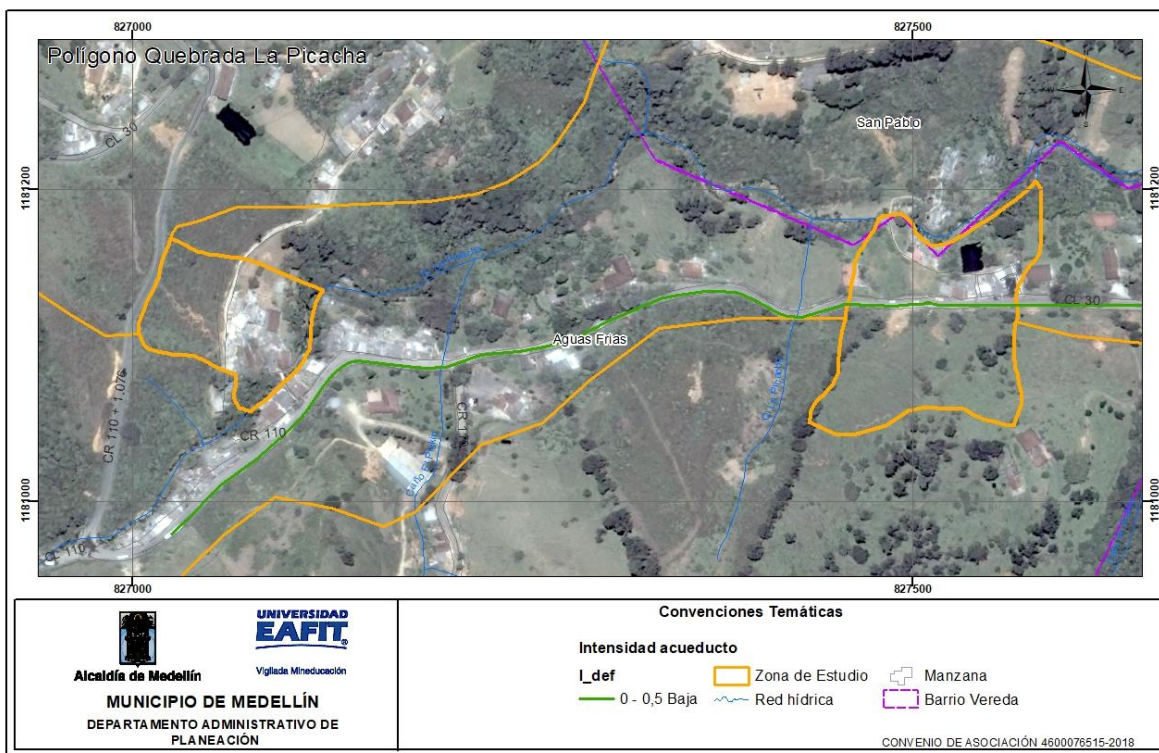


Figura 241. Distribución espacial de la intensidad de la línea vital acueducto por movimiento en masa, identificada en el polígono Quebrada La Picacha.

13.6.9 Cálculo de la vulnerabilidad del acueducto

Para el polígono La Picacha 2 y La Picacha 3, predomina la vulnerabilidad baja correspondiente al 100% de los tramos del acueducto evaluados, los cuales se caracterizan por presentar valores bajos de fragilidad y bajos de intensidad, los tramos del acueducto con esta vulnerabilidad se ubican a lo largo del polígono (Figura 242).

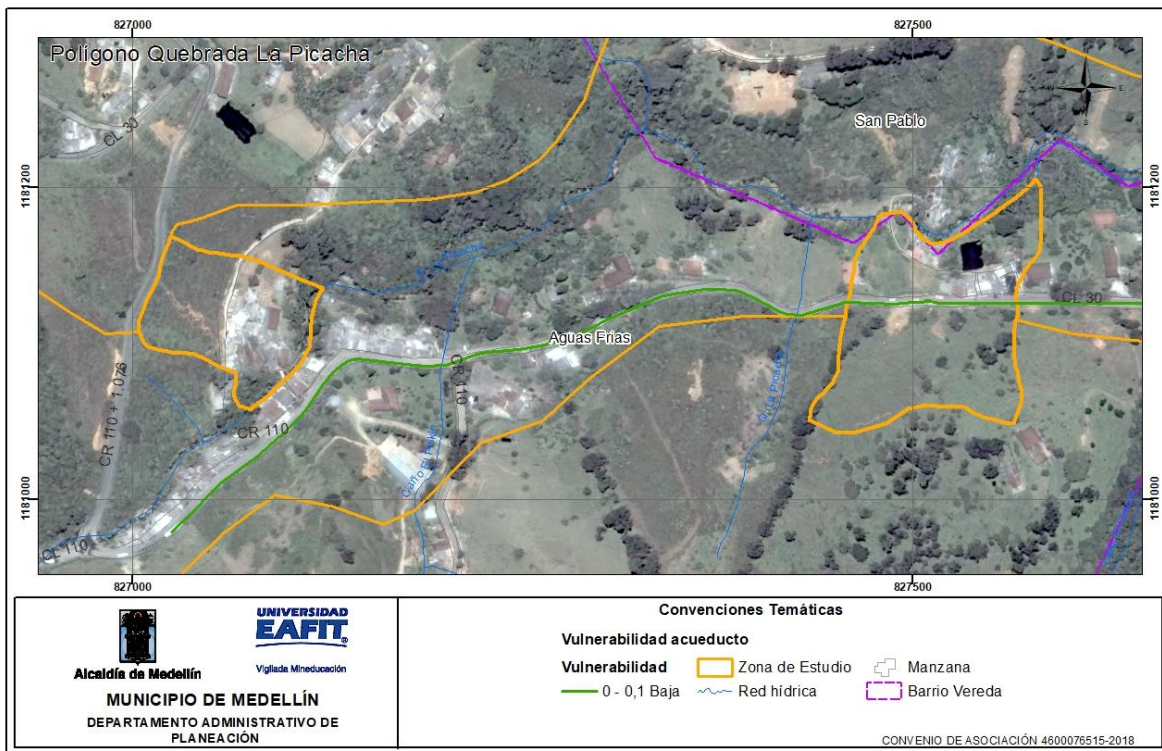


Figura 242. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital acueducto por movimiento en masa, identificada en el polígono Quebrada La Picacha.

13.6.10 Cálculo de la fragilidad del alcantarillado

El sistema de alcantarillado también tiene elementos expuesto, el parámetro de fragilidad depende de las características del bien que sufre afectación, es decir, que la fragilidad estará en función, en este caso, del operador de red, el estado de conservación y del material de fabricación de la tubería, como concreto PVC, hierro dúctil, etc.

La fragilidad en la red del alcantarillado en el polígono La Picacha 2 y La Picacha 3, arroja valores bajos debido a las características propias de la red y a que no se hallaron daños en esta línea vital, donde se transportan aguas residuales, recolectadas por EPM (Figura 243).

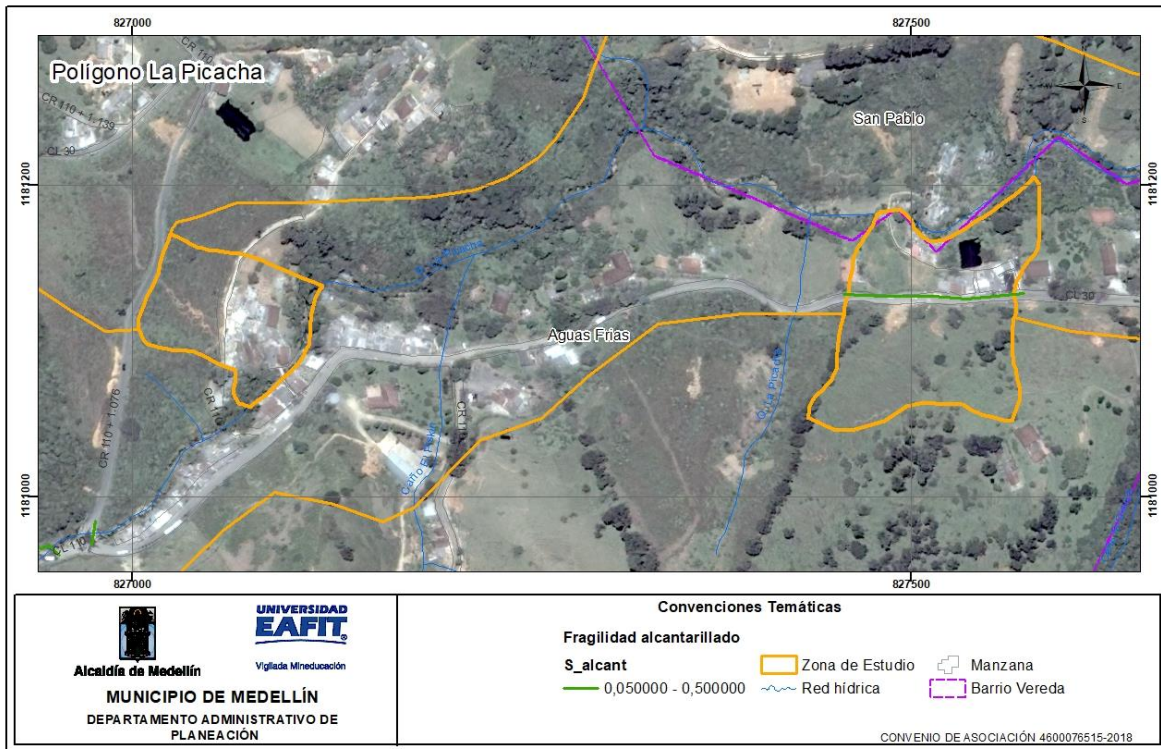


Figura 243. Distribución espacial de la fragilidad de la línea vital alcantarillado por movimiento en masa, identificada en el polígono de Quebrada La Picacha.

13.6.11 Cálculo de la intensidad del alcantarillado

El cálculo de la intensidad de la red de alcantarillado se evalúa en función de la tolerancia que tiene el material del mismo. Conforme a las características de los elementos que hacen parte de la red, acorde al SGC se define un umbral tolerable para la misma de 5 cm.

La intensidad del alcantarillado del polígono La Picacha 2 y La Picacha 3 es baja, en toda el área de estudio. Dicho cálculo depende netamente de las deflexiones medidas en campo, con respecto a las deflexiones permitidas, acorde al SGC se define un umbral tolerable para la misma de 5 cm (Figura 244).

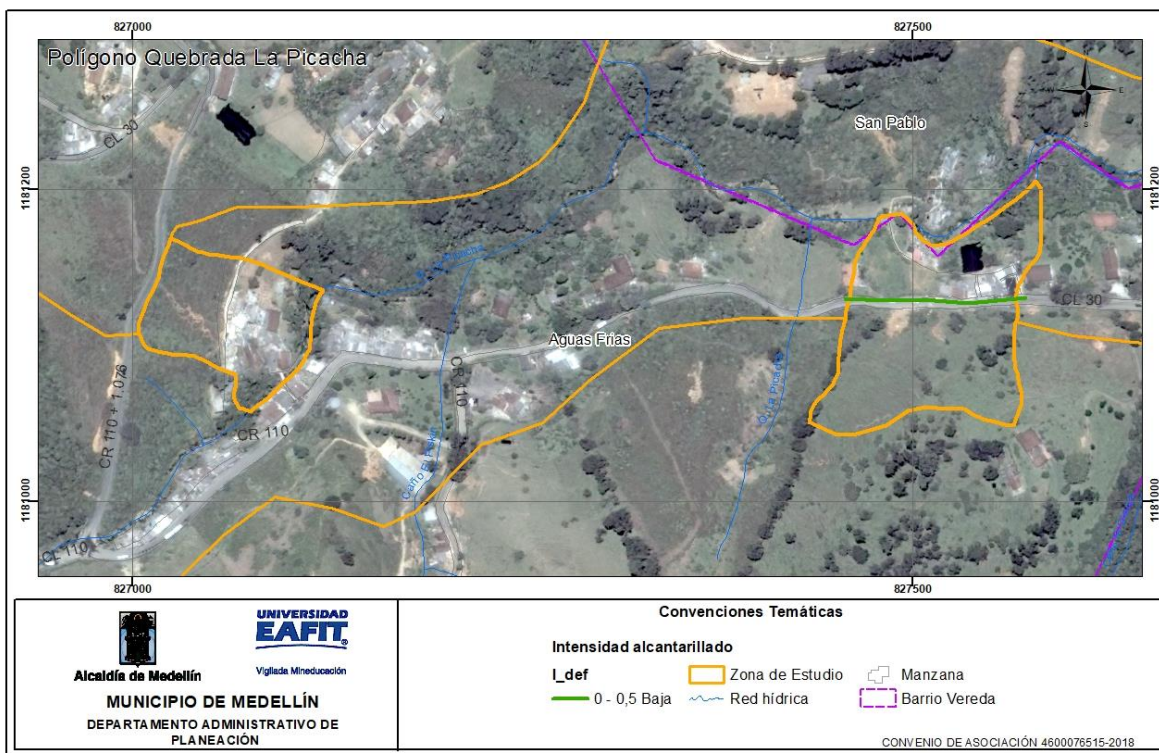


Figura 244. Distribución espacial de la intensidad de la línea vital alcantarillado por movimiento en masa, identificada en el polígono Quebrada La Picacha.

13.6.12 Cálculo de la vulnerabilidad del alcantarillado

Para el polígono La Picacha 2 y La Picacha 3, predomina la vulnerabilidad baja correspondiente al 100% de los tramos del alcantarillado evaluados, los cuales se caracterizan por presentar valores bajos de fragilidad y medios a bajos de intensidad, los tramos del alcantarillado con esta vulnerabilidad se ubican a lo largo del polígono (Figura 245).

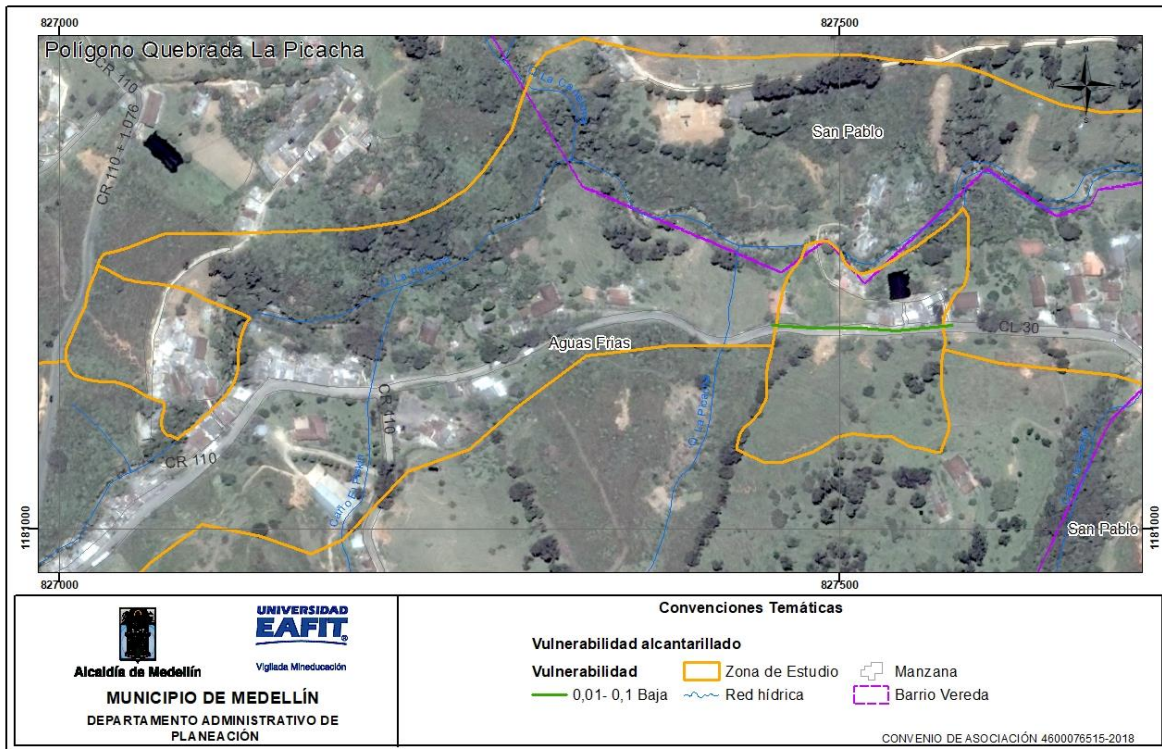


Figura 245. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital alcantarillado por movimiento en masa, identificada en el polígono Quebrada La Picacha.

13.7 VULNERABILIDAD DE PERSONAS POR MOVIMIENTOS EN MASA

13.7.1 Análisis de vulnerabilidad de personas

Para hallar el número de personas en vulnerabilidad, se parte de la vulnerabilidad calculada para las construcciones, (en el cual se cambia básicamente la fragilidad de la construcción por la fragilidad de las personas, del número de niveles de la edificación y el número de habitantes promedio por vivienda, el cual fue calculado en 3,46 de acuerdo al análisis demográfico realizado por la EDU y suministrado a la universidad EAFIT). Para la clasificación de los valores se toma como una vulnerabilidad alta el rango entre 0,5-1, media el rango de 0,2-0,5 y por último baja entre 0-0,2.

En un análisis de datos para los dos polígonos estudiados, La Picacha 2 y La Picacha 3, hay un número estimado de 221 personas en vulnerabilidad por movimientos en masa.

13.8 DESCRIPCIÓN DE PROBLEMAS ENCONTRADOS EN LAS CONSTRUCCIONES

- Las tipologías de las construcciones encontradas en un alto porcentaje, son estructuras ligeras con una fragilidad alta. Por lo tanto, son edificaciones que no cumplen con la Norma Sismo Resistente de 2010 NSR-10.
- Las cimentaciones de las estructuras, en su gran mayoría son poco profundas y en algunos casos, no existen (anexo 5).
- En las construcciones evaluadas se presentan fallas en los morteros de pega, se podría decir que en su mayoría corresponden a morteros con permeabilidad entre media y alta, lo que genera como consecuencia humedades interiores, sobre todo en zonas donde el viento golpea en momentos de lluvia.
- Las fachadas en ladrillo no se encuentran protegidas (hidrofugadas) o con algún recubrimiento, brindando la posibilidad de generar eflorescencias, manchas y ensuciamiento.
- En general la mampostería de las viviendas presenta procesos degradatorios incipientes y se identifica, presencia de cripto eflorescencias aisladas.
- Se observan grietas sin tratamiento, muchas de ellas asociadas a uniones entre distintos materiales de cerramiento (ladrillo, ventanas, puertas).
- Los tipos de cubiertas en losa de concreto, presentan permeabilidad, lo cual generan humedades al interior de las construcciones, lo anterior aplica para edificaciones de un solo nivel con dicho tipo de cubierta.
- Se observaron humedades en general en sobre cimientos, ocasionado por aguas de escorrentía.
- Se evidencio deterioro y desgaste propio del material en cubiertas en fibrocemento, zinc y barro, por malos procesos constructivos y falta de mantenimiento de los sistemas de cubiertas de las estructuras.

- En algunas edificaciones se realiza la recolección de las aguas lluvias de techos mediante bajantes, pero estos son descargados al terreno natural por falta de una red de alcantarillado en la cercanía o desconocimiento del habitante, humedeciendo el suelo y por ende afectando las fundaciones y favoreciendo la amenaza.

14. ZONIFICACIÓN DE RIESGO

De acuerdo a lo planteado en la metodología, se realiza el cálculo del riesgo de dos maneras. La primera, para las construcciones y líneas vitales de manera individual, a partir de la información recolectada en campo por cada uno de los elementos y que se encuentra en una base de datos con los debidos registros fotográficos. Este cálculo se enfoca hacia las acciones particulares en los elementos expuestos.

Por otro lado, se tiene el cálculo del riesgo por polígono a partir de la información de la magnitud de la avenida torrencial (velocidad y profundidad). Este último cálculo se enfoca hacia la planificación integral del sector y para la definición de acciones en congruencia con lo definido en el POT del municipio.

De igual manera, se presenta la zonificación de riesgos por movimientos en masa para el polígono La Picacha 2 y La Picacha 3. La descripción de esta metodología se encuentra en detalle en el Anexo 1 y en el capítulo 3 del presente informe.

14.1 RIESGO POR AVENIDAS TORRENCIALES

En el análisis del riesgo por avenidas torrenciales se presenta tanto en análisis individual de los elementos expuestos como el análisis de riesgos por polígono.

14.1.1 Riesgo de elementos expuestos.

Una vez realizados los análisis de campo y laboratorio para todas las variables involucradas en los modelos de riesgo, se obtiene la zonificación de riesgo por avenidas torrenciales, para las construcciones y líneas vitales del polígono La Picacha, como que se presenta a continuación.

14.1.1.1 Análisis de riesgo de las construcciones

En el polígono La Picacha, se evidencia un nivel de riesgo bajo representado por el 7% de las construcciones, las cuales se encuentran en el nororiente del polígono de intervención y se presenta un nivel de riesgo alto que corresponde al 93% de las edificaciones, las cuales se caracterizan por presentar valores altos de vulnerabilidad y medios a altos para la amenaza, las construcciones con este riesgo se localizan a lo largo del polígono (Figura 246).

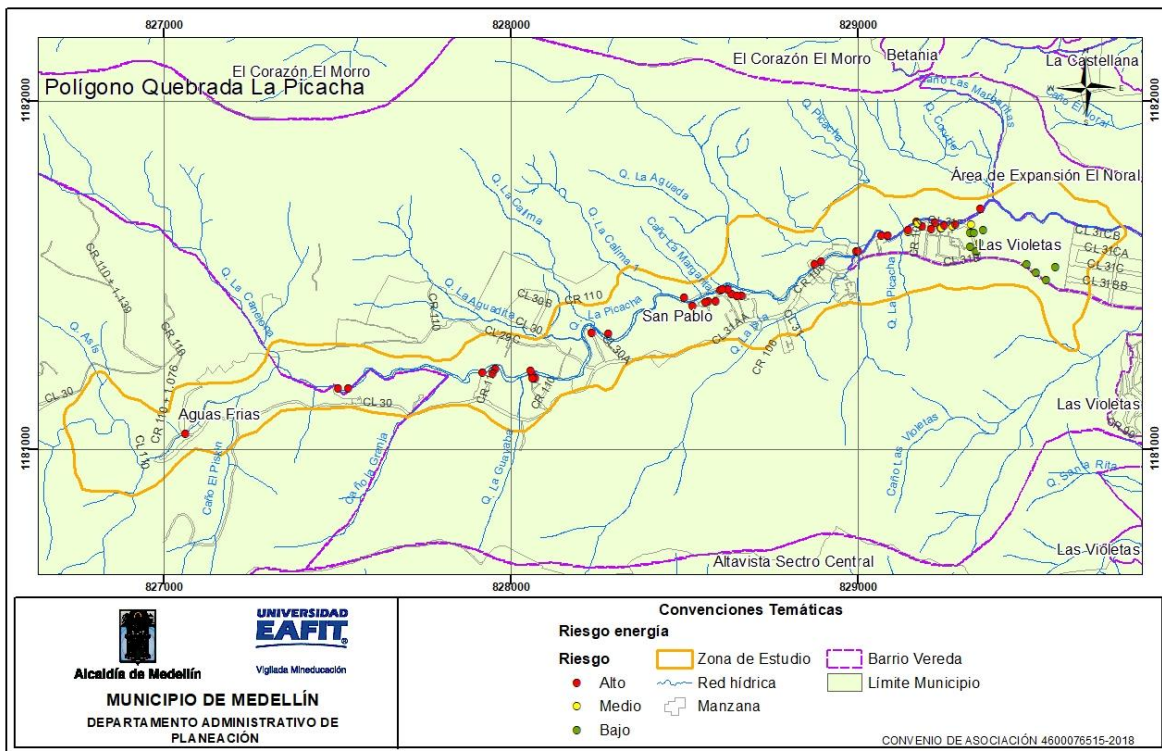


Figura 247. Distribución espacial del riesgo de la línea vital energía por avenidas torrenciales, identificada en el polígono La Picacha.

14.1.1.3 Análisis de riesgo de línea vital - vías

En el polígono La Picacha, se evidencia un nivel de riesgo bajo representado por el 12% de las vías estudiadas, las cuales se localizan en el nororiente del polígono estudiado y un nivel de riesgo alto que corresponde al 88% de las vías, las cuales se caracterizan por presentar valores altos de vulnerabilidad y medios a altos para la amenaza, las vías con este riesgo se encuentran de manera general a lo largo del polígono (Figura 248).

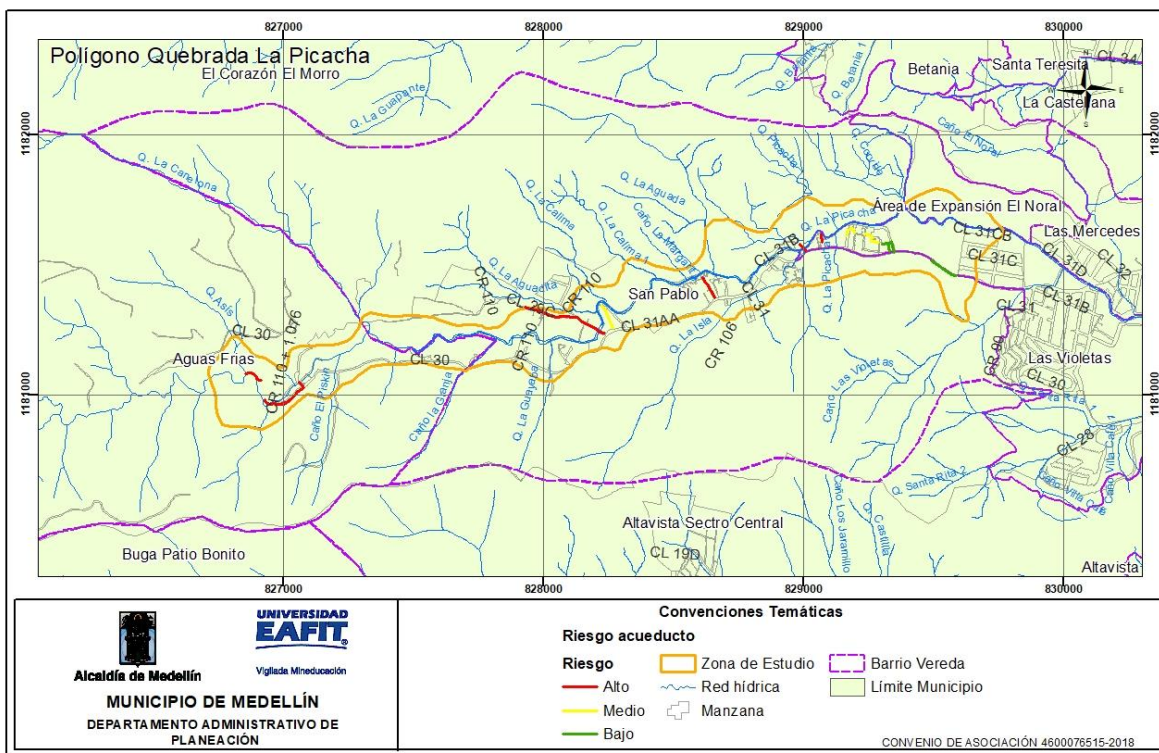


Figura 249. Distribución espacial del riesgo de la línea vital acueducto por avenidas torrenciales, identificada en el polígono La Picacha.

14.1.1.5 Análisis de riesgo de línea vital - alcantarillado

En el polígono La Picacha, se evidencia un nivel de riesgo bajo para la línea vital alcantarillado representado por el 8% de las redes evaluadas, las cuales se localizan en el nororiente del área de estudio, en el caso del nivel de riesgo medio identificado con el 14% de las redes evaluadas, se localizan en la zona centro y nororiental del polígono y un nivel de riesgo alto que corresponde al 78% de las redes, las cuales se caracterizan por presentar valores altos de vulnerabilidad y altos para la amenaza, las cuales se localizan a lo largo del polígono (Figura 250).

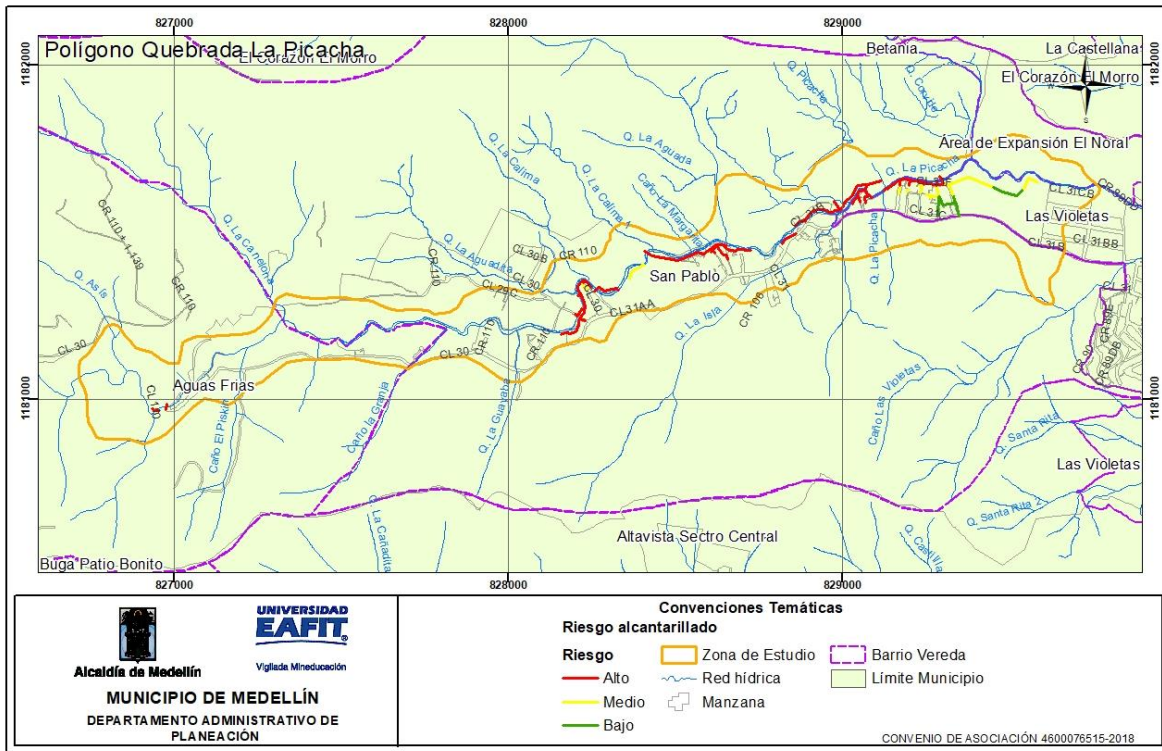


Figura 250. Distribución espacial del riesgo de la línea vital alcantarillado por avenidas torrenciales, identificada en el polígono La Picacha.

14.1.1.6 Análisis de riesgo de personas.

Para hallar el número de personas en riesgo, se parte del nivel de riesgo calculado para las construcciones, (en el cual se cambia básicamente la fragilidad de la construcción por la fragilidad de las personas, todo esto de acuerdo a los parámetros y calificaciones definidos en el documento metodológico, más específicamente en el numeral 3.3.1. (Anexo 1.), del número de niveles de la edificación y el número de habitantes promedio por vivienda, el cual fue calculado en 3,29 para el año 2018 de acuerdo con el análisis que presenta el Departamento Administrativo de Planeación- Subdirección de Información y Evaluación Estratégica, como resultado de la Encuesta de Calidad de Vida realizada en el año 2017

El anterior análisis arroja que para el polígono La Picacha hay un número estimado de 1073 personas en riesgo.

14.1.2 Riesgo por polígono

Para los eventos de inundación y avenidas torrenciales, el riesgo por polígono se definió en función de la velocidad del flujo y la altura de la lámina de agua, se establece que para el polígono La Picacha se obtiene una zonificación de riesgo asociada a las categorías de **riesgo alto no mitigable** y **riesgo alto mitigable**, las cuáles se describen a continuación y se presentan en la siguiente figura:

Riesgo alto no mitigable:

Corresponden a aquellas áreas de alto riesgo por movimientos en masa, inundación y avenidas torrenciales, donde la implementación de medidas de mitigación estructural resultan de mayor complejidad y costo técnico-económico, que llevar a cabo el reasentamiento de la población y equipamiento urbano respectivo.

Esta categoría corresponde a una franja alargada, irregular y paralela al cauce principal, que se localizan sobre ambos márgenes de la Quebrada La Picacha. Presentan valores de velocidad máxima de 10,92 m/s y profundidad máxima de la lámina de agua 3.02 metros para caudal POMCA (Figura 251). De igual manera, bajo esta categoría se encuentran las zonas próximas a la quebrada La Picacha asociadas desde el punto de vista geomorfológico a las llanuras aluviotorrenciales de carácter reciente que presentan una alta recurrencia de eventos de magnitudes importantes registradas en las bases de datos analizadas.

Riesgo alto mitigable:

Son aquellas áreas de alto riesgo por movimientos en masa, inundación y avenidas torrenciales, en las cuales el fenómeno es controlable a través de la implementación de obras de mitigación y/o protección (medidas estructurales), cuyas consecuencias de tipo económico, ambiental, financiero y social traen consigo un costo razonable y no se hace necesario el reasentamiento de la población.

Bajo esta categoría se encuentran las zonas de amenaza alta y media por este fenómeno hacia el sector de San Pablo – El Hoyo, en el cual se proyecta una obra para la protección de los asentamientos encontrados en el sector.

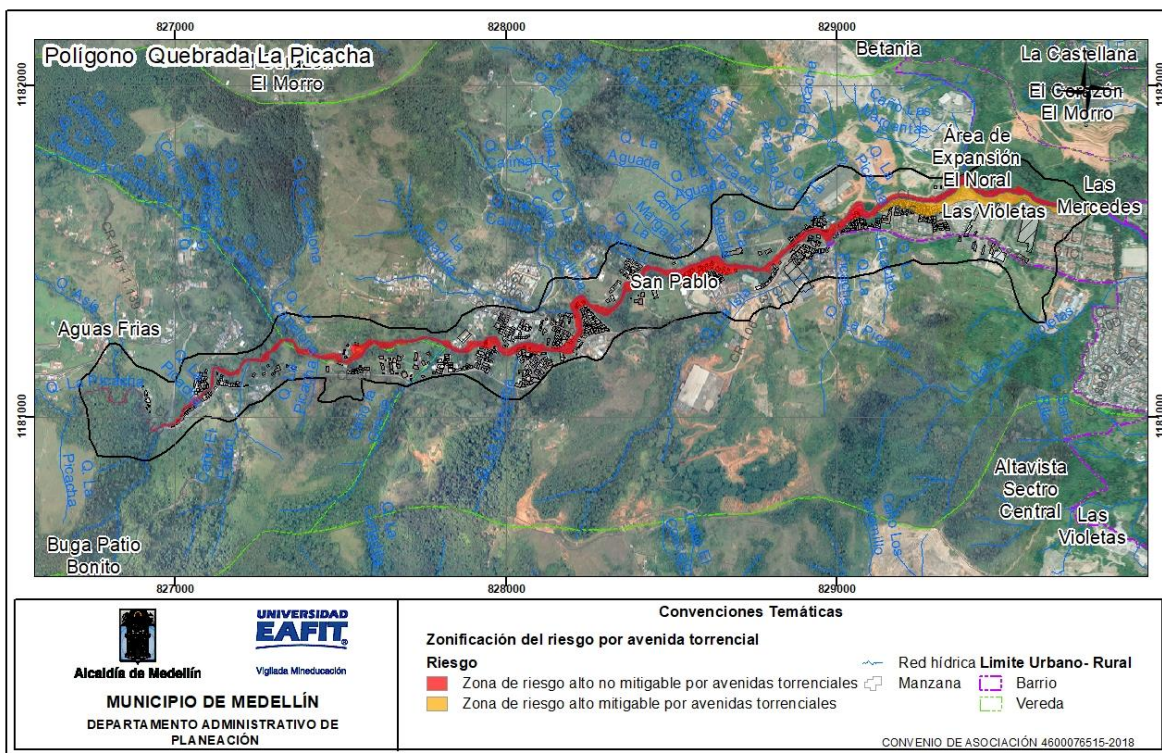


Figura 251. Zonificación de riesgos por polígono por avenidas torrenciales del polígono La Picacha.

14.2 RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA

En el análisis del riesgo por movimientos en masa se presenta tanto el análisis individual de los elementos expuestos como el análisis de riesgo por polígono.

14.2.1 Riesgo de elementos expuestos

Una vez realizados los análisis de campo y laboratorio para todas las variables involucradas en los modelos de riesgo, se obtiene la zonificación de riesgo por movimientos en masa, de acuerdo con la regla de decisión de la Tabla 88 , para las construcciones y líneas vitales del polígono La Picacha 2 y La Picacha 3 como se presenta a continuación.

Tabla 88. Regla de decisión para el riesgo individual. Modificado de Phoon (2008) citado por Alcaldía de Medellín (2015).

NIVEL DE AMENAZA	VULN. ALTA	VULN. MEDIA	VULN. BAJA
ALTA	ALTO	ALTO	MEDIO
MEDIA	ALTO	MEDIO	BAJO
BAJA	BAJO	BAJO	BAJO

14.2.1.1 Análisis de riesgo de las construcciones

En un análisis de datos para los dos polígonos estudiados, La Picacha 2 y La Picacha 3, se evidencia un nivel de riesgo bajo representado por el 53% de las construcciones, las cuales se encuentran se concentran en La Picacha 2, adicionalmente se presenta un nivel de riesgo alto para las construcciones, que corresponde al 47% de las edificaciones, las cuales se caracterizan por presentar valores altos de vulnerabilidad y medios a altos para la amenaza, las construcciones con este riesgo se localizan en La Picacha 2 y de manera puntual en la La Picacha 2 (Figura 252).

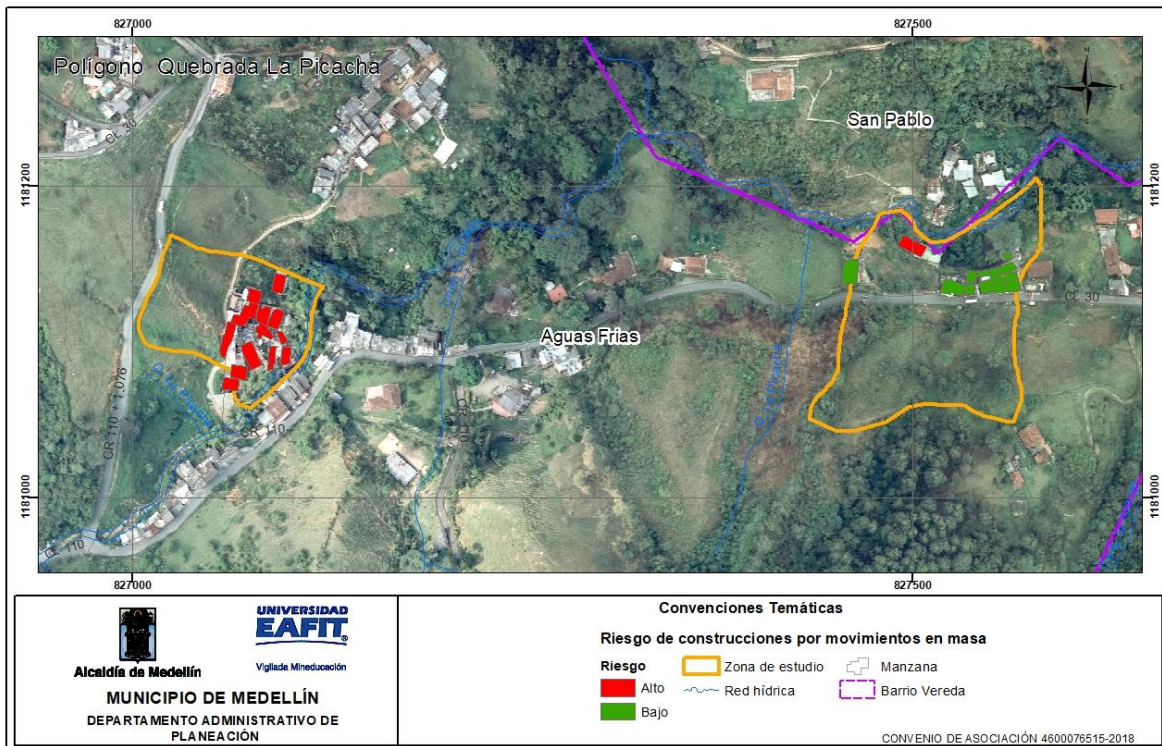


Figura 252. Distribución espacial del riesgo de las construcciones por movimiento en masa, identificada en el polígono Quebrada La Picacha.

14.2.1.2 Análisis de riesgo de línea vital - energía

En un análisis de datos para los dos polígonos estudiados, La Picacha 2 y La Picacha 3, se evidencia un nivel de riesgo bajo para las redes de energía, que corresponde al 61% de los postes evaluados, los cuales se caracterizan por presentar valores bajos a altos de vulnerabilidad y bajos para la amenaza, los postes con este riesgo se localizan en La Picacha 2 principalmente (Figura 253).

El riesgo alto corresponde al 28% de los postes evaluados, los cuales se caracterizan por presentar valores altos de vulnerabilidad y medios a altos para la amenaza, los postes con este riesgo se localizan en La Picacha 3 y algunos en La Picacha 2.

El riesgo medio corresponde al 11% de los postes evaluados, los cuales se caracterizan por presentar valores bajos de vulnerabilidad y medios para la amenaza, los postes con este riesgo se localizan en La Picacha 3.

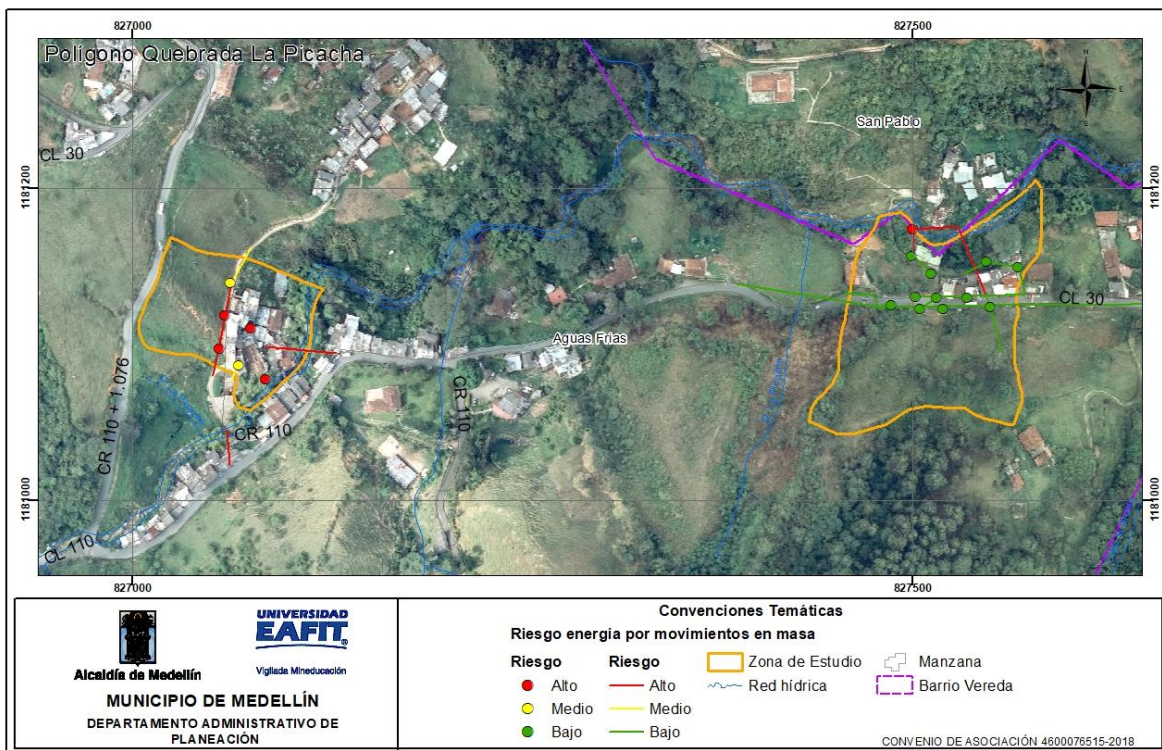


Figura 253. Distribución espacial del riesgo de la línea vital energía por movimiento en masa, identificada en el polígono Quebrada La Picacha.

14.2.1.3 Análisis de riesgo de línea vital - vías

En un análisis de datos para los dos polígonos estudiados, La Picacha 2 y La Picacha 3, se evidencia un nivel de riesgo alto para la red vial, que corresponde al 50% de las vías evaluadas, las cuales se caracterizan por presentar valores altos de vulnerabilidad y medios para la amenaza, las vías con este riesgo se localizan en la La Picacha 3 (Figura 254).

El riesgo bajo corresponde al 50% de las vías evaluadas, las cuales se caracterizan por presentar valores altos de vulnerabilidad y bajos para la amenaza, las vías con este riesgo se localizan en La Picacha 2.

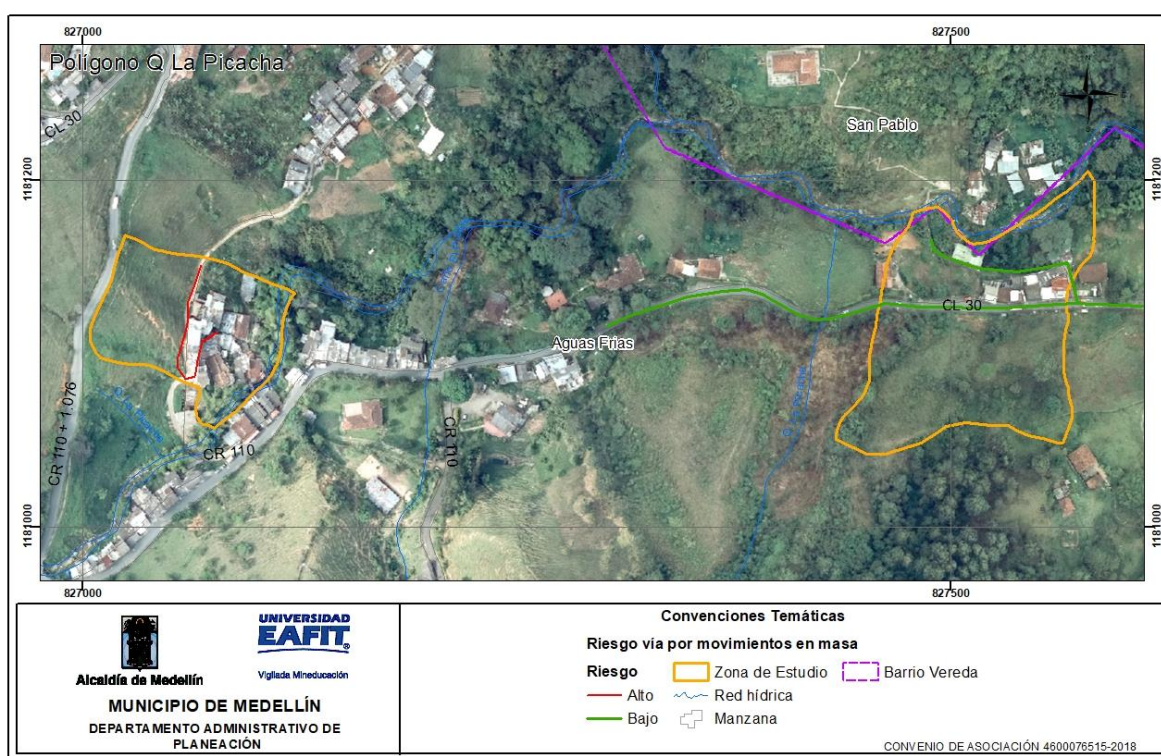


Figura 254. Distribución espacial del riesgo de la línea vital vías por movimiento en masa, identificada en el polígono Quebrada La Picacha.

14.2.1.4 Análisis de riesgo de línea vital - acueducto

En un análisis de datos para los dos polígonos estudiados, La Picacha 2 y La Picacha 3, se evidencia un nivel de riesgo bajo para la red de acueducto, que

corresponde al 100% de la red evaluada, la cual se caracterizan por presentar valores bajos de vulnerabilidad y bajos para la amenaza y se localiza a lo largo del polígono (Figura 255).

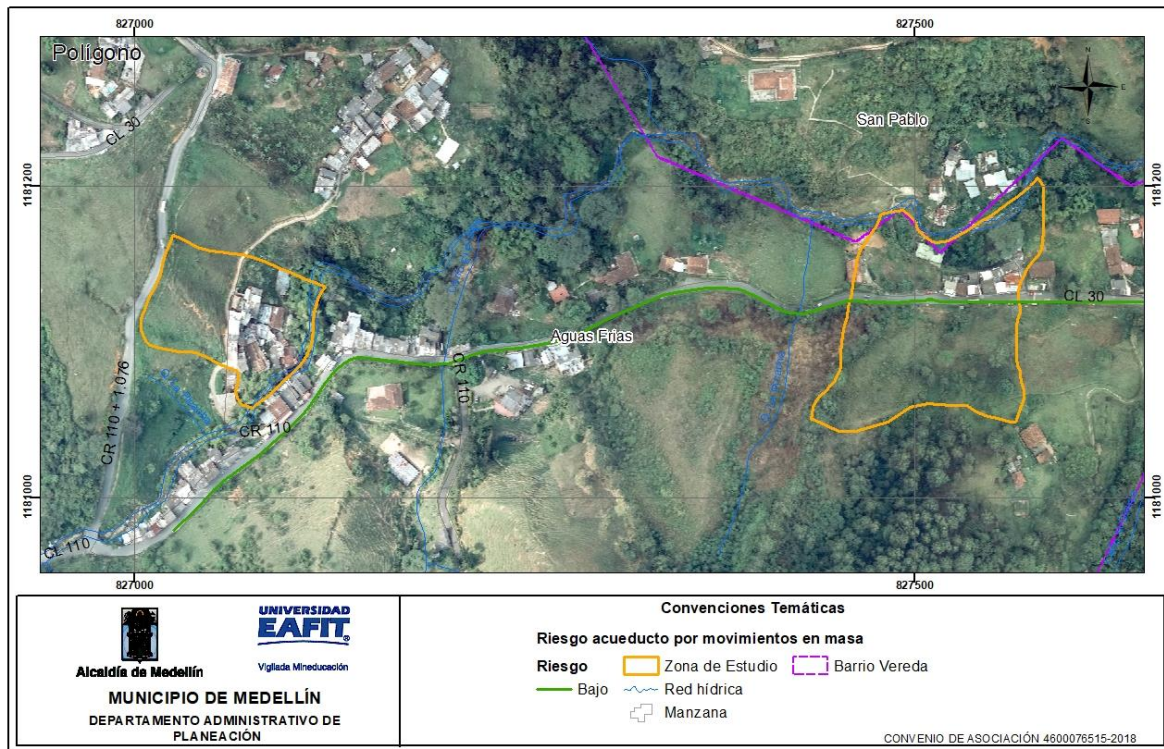


Figura 255. Distribución espacial del riesgo de la línea vital acueducto por movimiento en masa, identificada en el polígono Quebrada La Picacha.

14.2.1.5 Análisis de riesgo de línea vital - alcantarillado

En un análisis de datos para los dos polígonos estudiados, La Picacha 2 y La Picacha 3, se evidencia un nivel de riesgo bajo para la red alcantarillado, que corresponde al 100% de la red evaluada, la cual se caracteriza por presentar valores bajos de vulnerabilidad y bajos para la amenaza, los tramos de alcantarillado con este riesgo se localizan a lo largo del polígono (Figura 256).

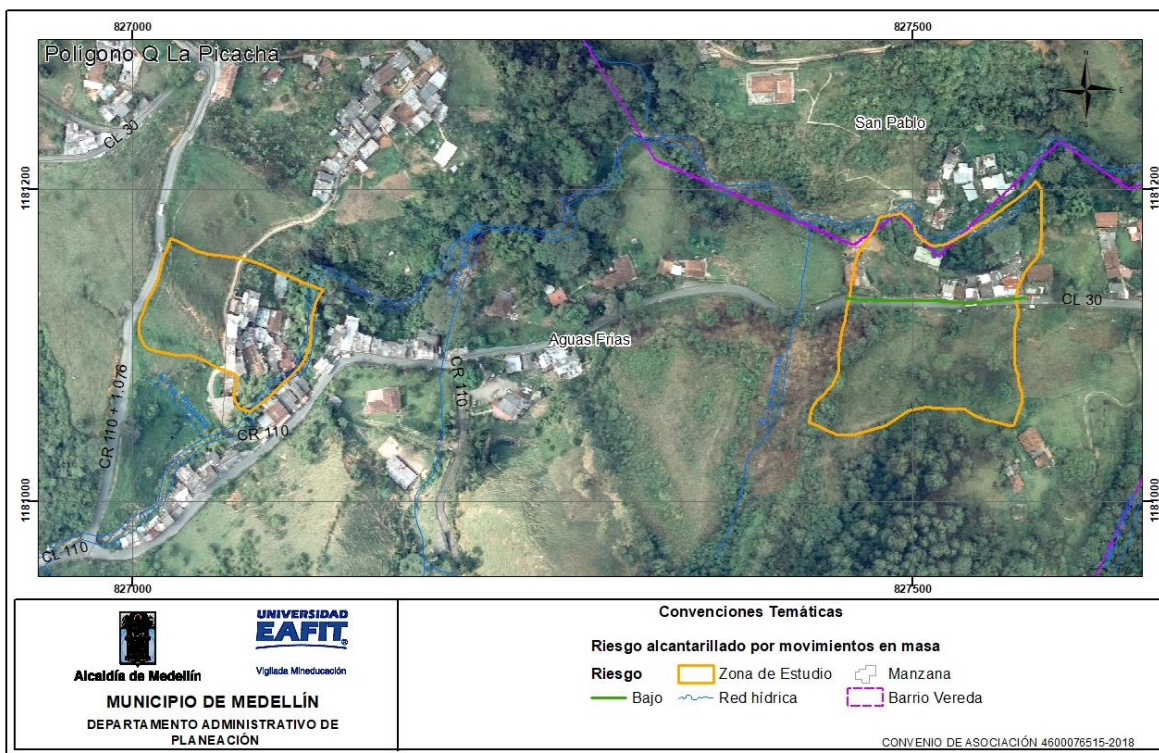


Figura 256. Distribución espacial del riesgo de la línea vital alcantarillado por movimiento en masa, identificada en el polígono Quebrada La Picacha.

14.2.1.6 Análisis de riesgo de personas

Para hallar el número de personas en riesgo, se parte del nivel de riesgo calculado para las construcciones, (en el cual se cambia básicamente la fragilidad de la construcción por la fragilidad de las personas, todo esto de acuerdo a los parámetros y calificaciones definidos en el documento metodológico, más específicamente en el numeral 3.3.1. (Anexo 1), del número de niveles de la edificación y el número de habitantes promedio por vivienda, el cual fue calculado en 3,46 de acuerdo al análisis demográfico realizado por la EDU y suministrado a la universidad EAFIT.

En un análisis de datos para los dos polígonos estudiados, La Picacha 2 y La Picacha 3, se obtiene que hay un número estimado de 90 personas en riesgo alto y 128 personas en riesgo bajo.

14.2.2 Riesgo por polígono

Teniendo en cuenta la zonificación de amenazas obtenida, al igual que la profundidad y la velocidad de los procesos morfodinámicos probables a generarse, se establece que para el polígono La Picacha 2 y La Picacha 3, de acuerdo con la regla de decisión de la Tabla 2 se obtienen zonas de riesgo medio y riesgo bajo como se describen a continuación (Figura 257).

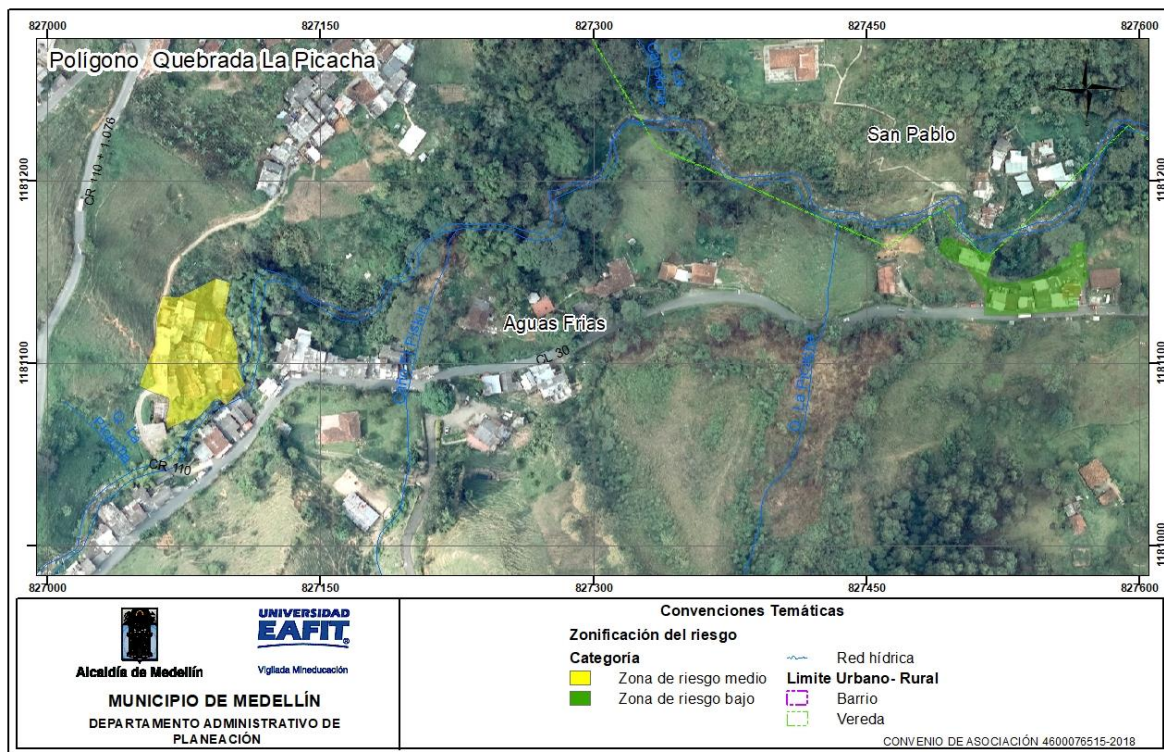


Figura 257. Zonificación de riesgo por movimientos en masa en La Picacha 2 y La Picacha 3

Zonas de riesgo bajo: Áreas donde sólo se requieren medidas mínimas de prevención y/o de control de la amenaza y vulnerabilidad.

Esta categoría de riesgo se define de manera homogénea para La Picacha 2, donde a pesar de tener un índice de vulnerabilidad alto, se tiene una magnitud de la amenaza baja, un amenaza según el factor de seguridad bajo. Sin embargo, es importante resaltar, que la categoría del riesgo acá definida puede variar en función de la amenaza, la cual es un proceso dinámico en el tiempo, y cuya condición puede

cambiar de acuerdo con la recurrencia de movimientos en masa, ocasionados por prácticas inadecuadas para la construcción. Es por esto que para garantizar la condición actual del riesgo se deben atender las recomendaciones que se presentan en el respectivo capítulo.

Zonas de riesgo medio. En las cuales los procesos de inestabilidad o cualquier otro fenómeno pueden ser controlados con medidas de mitigación menores, que garanticen la seguridad de las edificaciones ubicadas en el área de influencia de los fenómenos.

Esta categoría de riesgo se define de manera homogénea para el polígono La Picacha 3, esta categoría de riesgo medio está asociada a magnitudes medias de los movimientos en masa y afectación por el runout de los movimientos en masa. Con las obras propuestas en este estudio se busca garantizar la estabilidad del sector y disminuir el nivel de riesgo.

Al igual que en la zona de riesgo bajo, se deben atender las recomendaciones presentadas en este documento, dado que la condición actual puede variar en función de la amenaza, que es un proceso dinámico en el tiempo, y cuya condición puede cambiar de acuerdo con la recurrencia de movimientos en masa ocasionados por prácticas inadecuadas para la construcción y mal manejo de aguas lluvias y residuales.

15. APTITUD GEOLÓGICA

Esta zonificación se realiza partiendo de los aspectos topográficos, geológicos, geomorfológicos y de procesos morfodinámicos identificados durante el trabajo de campo y los cuales condicionan en forma directa el grado de estabilidad de las laderas.

A estos aspectos se agregó la evaluación de la estabilidad de las laderas considerando las obras necesarias para alcanzar factores de seguridad ajustados a los requerimientos existentes en este aspecto. La zonificación referente a la aptitud geológica para el uso y ocupación del suelo se presenta de acuerdo con la clasificación utilizada por las “Directrices y lineamientos para la elaboración de los estudios geológicos, geomorfológicos, hidrológicos, hidráulicos, hidrogeológicos y geotécnicos para intervenciones en zonas de ladera, en el Valle de Aburrá”.

Se consideran cuatro tipos de zona de acuerdo a las características geológicas y geomorfológicas y a la complejidad de los procesos morfodinámicos identificados, las cuales se describen a continuación (Figura 258).

- **Zonas Aptas:** Corresponden a zonas que presentan alto grado de estabilidad, no se aprecia la ocurrencia de procesos morfodinámicos activos e inactivos tales como socavación de márgenes y movimientos en masa que afecten la estabilidad global del predio de interés y de la UMI asociada; la estabilidad global de estas zonas está condicionada al tipo de intervención que se proyecte y al uso y manejo que se dé a estas y a la UMI asociada (Acuerdo 09 de 2012).

En esta categoría se define en el polígono La Picacha 2, definida a partir de la amenaza baja obtenida en condiciones estáticas. Comprende gran parte del sector e incluye las zonas localizadas arriba y abajo de la vía que conduce a Aguas Frías. Se presentan pendientes desde inclinadas a muy abruptas, conformadas por flujos de lodos y/o escombros y el saprolito del Stock de Altavista, además de algunos llenos antrópicos establecidos para conformar la vía y establecer las viviendas.

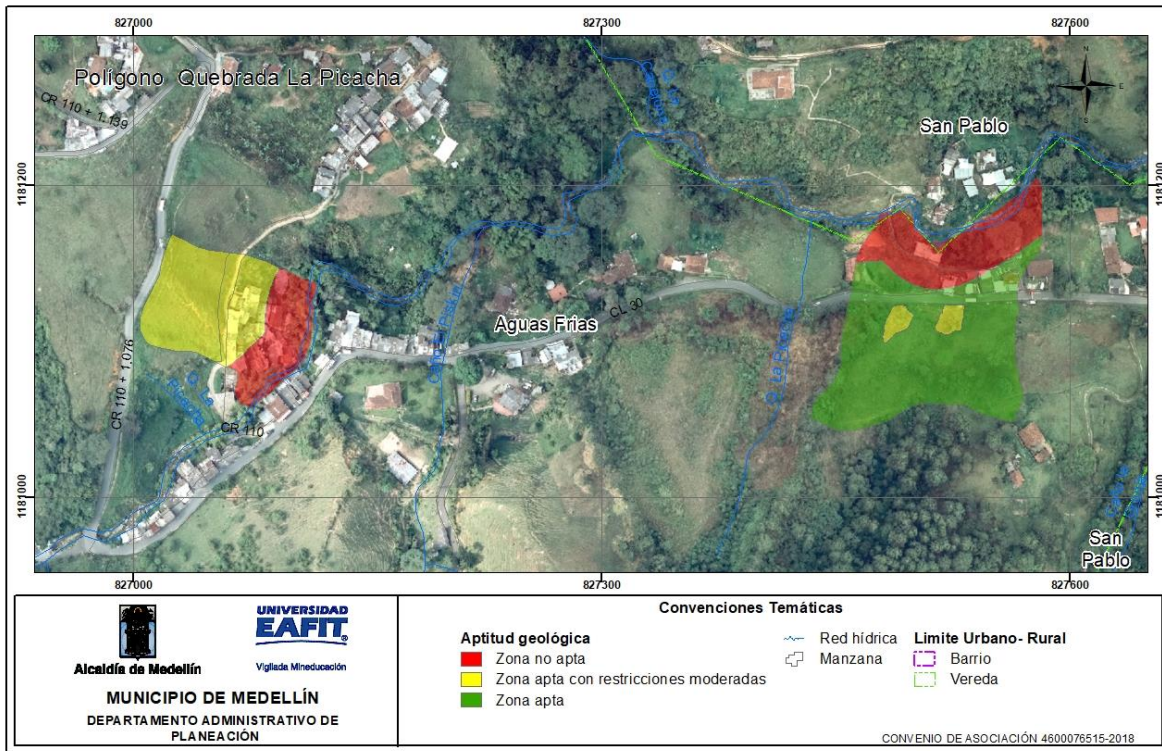


Figura 258. Zonificación de la aptitud geológica en los polígonos La Picacha 2 y La Picacha 3

- **Zonas Aptas con Restricciones Moderadas:** Corresponden a zonas estables, y cuya estabilidad está condicionada por la incidencia directa que presentan procesos morfodinámicos activos tales como socavación de márgenes y movimientos en masa identificados en la UMI asociada; la estabilidad global de estas zonas dependerá del manejo que se dé a los procesos morfodinámicos y al tipo de intervención que se proyecte. Se considera que las obras de estabilización proyectadas son técnica y económicamente viables (Acuerdo 09 de 2012).

En esta categoría se incluye gran parte del polígono La Picacha 3, hacia la parte alta donde la amenaza es media obtenida a partir de los análisis de estabilidad en condiciones actuales, y en la parte baja que puede ser afectada por la acumulación de materiales asociados a la ocurrencia de movimientos en masa de la zona alta. En el polígono La Picacha 2, se definen los dos sectores identificados como amenaza media por análisis geológico –

geomorfológico, asociados a los depósitos de deslizamientos ocurridos anteriormente.

- Zonas Aptas con Restricciones Altas: En las cuales se evidencia la ocurrencia de procesos morfodinámicos activos tales como socavación de márgenes y movimientos en masa localizados en el predio de interés y en la UMI asociada; la estabilidad global de estas zonas dependerá del manejo que se dé a los procesos morfodinámicos y al tipo de intervención que se proyecte sobre estas. El estudio debe evaluar la viabilidad técnica y económica de las obras de estabilización proyectadas dentro del lote y la UMI asociada (Acuerdo 09 de 2012).

En esta categoría se encuentran las zonas categorizadas en la zonificación de amenaza total, como de amenaza alta por movimientos en masa, sin embargo, esta categoría no se identifica en los polígonos de interés.

- Zonas No Aptas: Son aquellas con evidente inestabilidad por la ocurrencia de procesos morfodinámicos activos tales como socavación de márgenes y movimientos en masa dentro del lote de interés y la UMI asociada; el estudio considera que las obras de estabilización proyectadas son técnicamente complejas y de alto costo con respecto a las inversiones proyectadas en la zona o predio de interés. Las zonas con restricciones normativas se considerarán como No Aptas (Acuerdo 09 de 2012).

Para los polígonos La Picacha 2 y La Picacha 3 estas áreas están asociadas a los retiros a las corrientes hídricas, definidos en el Acuerdo 048 de 2014 para la quebrada La Picacha.

16. RECOMENDACIONES

16.1 RECOMENDACIONES HIDRÁULICAS

- No permitir la densificación de las áreas clasificadas como de amenaza alta por avenidas torrenciales, evitando la ocupación del territorio y construcción de nuevas viviendas en el sector.
- Entre las abscisas 1+780 y 2+200, secciones del modelo 2020 y 1580, respectivamente, se ha presentado un descenso del fondo del canal natural, asociado a un proceso de incisión. Según las condiciones topográficas del fondo de la corriente, se ha propuesto implementar obras de caída de 1,50 m, ubicadas en las abscisas 2+045, 2+115, 2+160 y 2+180, con el fin de generar la mayor extensión en cuanto a la recuperación del fondo del canal de la quebrada en el tramo de estudio. Se contará entonces con vertederos de ancho igual a 7,0 m, 9,80 m, 7,0 m y 8,0 m, para las abscisas 2+045, 2+115, 2+160 y 2+180, respectivamente. Todas las obras contarán con un espesor de 2,0 m y altura igual a 1,50 m por encima del lecho, conservando 2,50 m por debajo del fondo. Las obras se realizarán en concreto reforzado en conjunto con las paredes de acompañamiento, tal como fueron definidas previamente. La longitud del pozo de disipación será de 20,0 m, con espesor de 0,75 m, y el pozo de disipación para el contra dique de 10,0 m de 0,50 m de espesor, con rocas de 0,50 de tamaño en promedio, zona que también podrá empaquetarse mediante la implementación de una malla, tipo colcha gavión. El contradique para todas las obras contará con una altura de 0,50 m por encima del fondo del canal y 2,50 m por debajo, de 1,50 m de espesor y distribuido en toda la sección transversal, sin que se presente el flujo por los costados de la obra.
- Se plantea la construcción de un canal de descole que permita el paso del flujo desde el canal natural de la corriente afluente, hasta el sitio de entrega final sobre la margen izquierda de la quebrada La Picacha, colindante a presas, en la abscisa 2+140. Se propone un canal en concreto de sección 1,20 m por 1,20 m, y piedra pegada en el fondo de la estructura. Se plantea un canal con 14,50 m de longitud, compuesto inicialmente por una obra de encole de 1,36 m de longitud con abertura de aletas de 3,20 m, las cuales presentan un ángulo de 33,7° con la línea de dirección del flujo. Se tendrá un total de 10 huellas con longitudes que varían entre 1,0 m y 2,0 m y contra huellas de 0,50 m a 1,0 m, finalizando con una llave anti-socavación de 2,0 m. Es de indicar que el nivel de descarga del canal

corresponderá a una zona donde el fondo de la quebrada La Picacha será realizado a través de las obras de control de fondo, por la cuña de recuperación.

- Se plantea una obra de contención sobre la margen derecha, correspondiente a una pantalla de 0,25 m de espesor, la cual será complementada con estructuras tipo contra fuerte de 0,25 m de espesor por 0,50 m de ancho, y que empalman sobre un pedestal de 0,80 m de ancho por 1,0 m de alto. Esta obra, se encuentra apoyada sobre una viga cabezal de 0,50 m de espesor por 1,50 m de ancho, la cual empalma con el sistema de fundación, conformado por pilas de 1,20 m de diámetro y 5,50 m de profundidad, con separación entre ejes de 3,0 m. Con el fin de conservar el nivel superior de la obra de contención y con relación al muro ya existente, se plantea una altura de la pantalla de 4,0 m desde el fondo de la quebrada y a partir de la viga de fundación. A partir de la ubicación de la obra de contención, la cual inicia en la abscisa 2+965 y finaliza en 3+162, secciones del modelo 825 y 628, respectivamente, se requiere de un total de 63 pilas.
- Se recomienda para el puente ID 5, ubicado en la sección 2412 correspondiente a un paso peatonal, el realce de la placa o plataforma en 1,50 m por encima del nivel actual, lo que permite contar con una cota inferior de la estructura de 1738,50 m.s.n.m.
- El puente peatonal ID 10, ubicado en la sección 1132, permite el acceso al sector ubicado entre las abscisas 2+610 y 2+755, secciones del modelo 1180 y 1035, que, según el análisis de las zonas inundables, es afectado por el paso de las crecientes, planteando la reubicación de las viviendas en dicho sector. Por ello, no se requiere realizar el reemplazo o modificación del puente peatonal, ya que no presentará ningún tipo de servicio al reubicar el sector.
- Para el caso del puente vehicular que permite el acceso a la Ladrillera El Diamante, se plantea la ampliación de la sección hidráulica en el ancho, en aproximadamente 2,20 m. Para ello, se conservará la cota inferior de la estructura, ya que, según la conformación topográfica, se cuenta con orillas de niveles fijos, y realzar la plataforma de cruce, conlleva al levantamiento de la rasante en la vía o la generación de una fuerte curva vertical.

- Como complemento a las diferentes obras de protección en todo el tramo de estudio de la quebrada La Picacha, se implementarán obras de fijación de fondo denominadas vigas umbral de piso. Estas obras serán distribuidas a lo largo de toda la zona de interés, con espaciamiento cada 50 m en promedio, con un ancho igual a toda la sección transversal, incluida una zona de empotramiento sobre las orillas de 0,50 m aproximadamente, un espesor de 1,0 m y una profundidad de 2,50 m por debajo del fondo de la quebrada.

16.2 RECOMENDACIONES GEOTÉCNICAS

A continuación, se presentan los principales aspectos geotécnicos de los sitios en los cuáles se proyecta la construcción de las obras de mitigación en la quebrada La Picacha, los cuales son el resultado de las visitas de inspección y reconocimiento, de las exploraciones de campo, además de los resultados de laboratorio.

16.2.1 Exploración de campo

Basado en las características topográficas y las formaciones geológicas de la zona a estudiar, se planteó un programa de exploración, que permitiera definir el modelo geológico y geotécnico del sitio donde se proyecta reemplazar el muro de contención marginal a la quebrada, sus características estratigráficas y físico-mecánicas, insumo fundamental para el diseño de la cimentación.

De acuerdo con la visita de campo, las necesidades del proyecto y la ocupación actual del territorio, se programó una campaña de exploración que consistió en la ejecución de cuatro (4) perforaciones con el sistema de percusión para el avance en suelo y rotación para el avance en roca; estas fueron denominadas desde P1-MC, P2-MC y P3-MC para el muro de contención y P1-CE para el canal escalonado. En la Tabla 89 se presenta el listado del número de sondeos ejecutados, la profundidad alcanzada en cada sitio y la localización geográfica de cada uno de los sondeos. La localización geográfica de los sondeos se detalla en la siguiente tabla.

Tabla 89. Localización geográfica de los sondeos.

Sondeo	Profundidad (m)	Coordenada Este	Coordenada Norte
P1-MC	6.0	829185	1181659
P2-MC	6.0	829237	1181652
P3-MC	6.0	829279	1181642

Sondeo	Profundidad (m)	Coordenada Este	Coordenada Norte
P1-CE	6.5	828420	1181465

En la Figura 259 se representa la ubicación de cada uno de los sondeos y en las siguientes figuras se presenta el lugar de ejecución de los sondeos realizados:

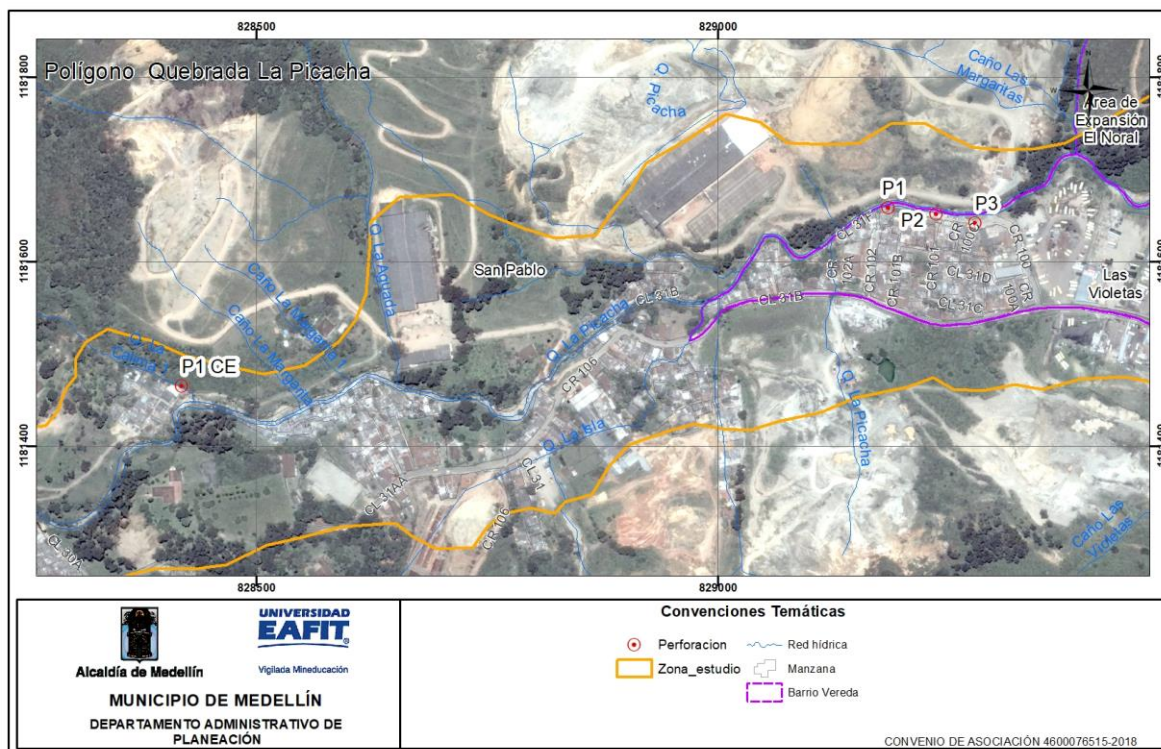


Figura 259. Localización sondeos exploratorios quebrada La Picacha.



Figura 260. Ejecución



Figura 261. Ejecución sondeo P2-MC.



Figura 262. Ejecución sondeo P3-MC.

16.2.2 Ejecución de ensayos de campo y toma de muestras:

En cada uno de los sondeos metro a metro se tomaron muestras del material, el cual fue visualmente caracterizado y almacenado en bolsas plásticas a fin de preservar sus características propias de estado límite, estas se conocen como muestras alteradas o remoldeadas por ser extraídas con un muestreador estándar.

Las siguientes imágenes ilustran los tipos de muestreadores utilizados en cada uno de los sondeos.



Figura 263. Muestreador estándar para el ensayo SPT.



Figura 264. Muestreador de pared delgada.

16.2.2.1 Nivel freático

Durante la época en que se realizó la exploración de campo (noviembre - diciembre de 2018), se detectó el nivel freático en los sondeos realizados. Es posible que estas profundidades difieran al momento de realizar las excavaciones, debido a cambios en las condiciones climáticas.

Tabla 90. Profundidades del Nivel Freático.

Sondeo	Nivel freático (m)
P1-MC	2.0
P2-MC	2.0
P3-MC	2.0
P1-CE	0.0

16.2.2.2 Estratigrafía y propiedades índice de los suelos

Concluida la etapa de exploración del subsuelo y la revisión y agrupación de muestras se ajustan y complementan perfiles representativos de la estructura del terreno por medio de la definición de columnas estratigráficas en cada sondeo y su posterior correlación de acuerdo con las observaciones en campo y el criterio de los profesionales involucrados.

A partir de la información obtenida en los sondeos realizados se identificaron en la zona del muro de contención materiales correspondientes a un lleno antrópico, detectado de forma superficial, subyacidos por depósitos aluviotorrenciales.

A continuación, se hace una descripción de los estratos identificados y sus variaciones significativas.

Lleno Antrópico

Detectado de forma superficial en todos los sondeos, con espesores de 1.0 m (sondeo P2-MC y P3-MC) hasta 3.0 m (sondeos P1-MC); material de textura limo arenosa presente en tonalidades marrones y grises, contiene restos de concreto y escombros.

Depósitos Aluviotorrenciales

Detectado en todos los sondeos subyaciendo el lleno antrópico, extendiéndose hasta la profundidad explorada. Corresponde a gravas arenosas en tonalidades grisáceas, sub-redondeadas a redondeadas, humedad baja, compacidad baja, se observan bloques de hasta 15 cm en su máxima dimensión.

Para el caso del subsuelo en la zona del canal escalonado, se materiales correspondientes a un depósito aluvial, detectado de forma superficial, subyacido por un suelo residual.

A continuación, se hace una descripción de los estratos identificados y sus variaciones significativas.

Depósito Aluvial

Detectado de forma superficial con un espesor de 0.5 m (sondeo P1-CE); material de textura arcillo arenosa presente en tonalidades cremosas y grises, humedad alta, alta compresibilidad y baja compacidad.

Suelo Residual – Horizonte IB

Detectado subyaciendo el depósito aluvial, con un espesor de 5.0 m aproximadamente. Limo arcilloso en tonalidades marrones y amarillas, con venas de óxidos en múltiples direcciones, humedad y plasticidad alta, consistencia firme.

Suelo Residual – Horizonte IC

Detectado subyaciendo el horizonte IB y extendiéndose hasta la profundidad explorada. Limo arenoso en tonalidades grisáceas, con motas blancas y marrones, humedad media, compacidad baja, compresibilidad alta.

16.2.3 Definición de parámetros geomecánicos

Los parámetros geomecánicos se obtienen a partir de la información recolectada de los sondeos exploratorios y del análisis de las muestras extraídas en cada uno de ellos, teniendo en cuenta también el comportamiento del suelo a partir del ensayo SPT realizado en campo. Al analizar esta información en conjunto es posible conocer las propiedades del suelo de manera aproximada.

En la literatura especializada existen diversas correlaciones entre el valor de N, obtenido del ensayo SPT, y los parámetros de cohesión y ángulo de fricción, en éste

a partir de ecuaciones se estiman estos valores, los cuales son usados para el cálculo de la capacidad portante del terreno. Los valores obtenidos a través de las correlaciones son analizados por el personal técnico de acuerdo con su experiencia y conocimientos sobre la zona de objeto de estudio.

De las correlaciones disponibles para la obtención de parámetros como cohesión y ángulo de fricción que se encuentran en la literatura, se tiene la ecuación propuesta por Bowles la cual permite obtener un valor de N corregido que posteriormente permite una mejor aproximación a los valores de resistencia. Dicha ecuación tiene en cuenta correcciones por confinamiento, energía del martillo, longitud de las barras de perforación, por el tomamuestras y finalmente por el diámetro de la perforación.

La ecuación propuesta por Bowles (1988) para el valor de N corregido se la define de la siguiente manera:

$$N_s = N * C_n * \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * \eta_4$$

Donde:

N: N de Campo

C_n: Corrección por confinamiento.

η₁: Corrección por energía del martillo.

η₂: Corrección por longitud de barras de perforación

η₃: Corrección por tomamuestras.

η₄: Corrección por diámetro de la perforación

Con el valor de N corregido a partir de lo anterior y los resultados de laboratorio obtenidos para cada estrato se ajusta el parámetro de cohesión y fricción que se definirá para cada material siendo congruente con las observaciones realizadas en campo.

Para cada estrato se hizo un análisis de los parámetros obtenidos por cada una de las correlaciones disponibles en la literatura, despreciando aquellos valores que no resultaban representativos con base en la experiencia del equipo técnico que adelanta el presente estudio. Las correlaciones usadas se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 91. Correlaciones utilizadas para la definición de parámetros geomecánicos.

CORRELACIONES USADAS PARA DETERMINAR PARÁMETROS DE RESISTENCIA A PARTIR DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)	
Kulhawy y Mayne (1990)	$\phi = \tan^{-1} \left(\frac{N_{60}}{12.2 + 20.3 \left(\frac{\sigma_0}{Pa} \right)^{0.34}} \right)$
Wolff (1989)	$\phi = 27.1 + 0.3 \cdot N_{corr} - 0.00054 N_{corr}^2$
Hatanaka y Uchida (1996)	$\phi = \sqrt{20 \cdot N_{corr} + 20} \quad \phi = \sqrt{20 \cdot N_{corr} + 17}$
Parra y Ramos (2006)	$\phi = 5.35 \ln(N) + 14.44$ $Cu = 0.22 * \ln(N) - 0.4$
Müller (1970)	$\phi = 24 + 5.77 \ln(0.1667 N_{SPT})$
Peck	$\phi = 28.5 + 0.25 N_{145}$
Peck, Hanson y Thornburn	$\phi = 26.25 * \left(2 - e^{\left(-\frac{N_{145}}{62} \right)} \right)$
Kishida	$\phi = 15 + \sqrt{(20 * N_{145})}$
Schmertmann	$\phi = \tan^{-1} \left(\frac{N_{60}}{43.3} \right)^{0.34}$
Japan National Railway	$\phi = 27 + 0.1875 * N_{145}$
Japan Road Bureau	$\phi = 15 + (9.375 * N_{145})^{0.5}$
Stroud (1974)	$C_u = K \cdot N [kN/m^2] \quad K \begin{cases} 3.5 \text{ kN/m}^2 \\ 6.5 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$
Hara y otros (1971)	$C_u = 29 \cdot N^{0.72} [kN/m^2]$
Mesri (1989)	$Cu = 0.22 * \sigma_0$

Para cada uno de los sondeos ejecutados se corrigió el valor de N de campo a partir de la ecuación propuesta por Bowles y hallando los parámetros de cohesión y fricción según los golpes, delimitando dentro de cada sondeo los estratos litológicos que se identificaron en el mismo. Posteriormente se hizo un análisis para cada estrato, agrupando los parámetros de cohesión y fricción obtenidos de cada sondeo para el estrato correspondiente, los resultados se presentan en el anexo 2.

Con la información anterior se procedió a la definición de los parámetros para cada estrato, ajustándose además con los resultados de la modelación de la problemática que se presenta en campo y que se evidenció durante los recorridos del equipo técnico. En cada uno de los casos se obtuvo un valor promedio, mínimo y máximo de cohesión y fricción para cada correlación utilizada, obteniendo a partir de su análisis los parámetros geomecánicos característicos para cada material, así:

SUELO RESIDUAL – HORIZONTE IB

Los valores encontrados con las correlaciones varían para el ángulo de fricción entre 30° y 39° (ignorando las propuestas de Hatanaka, Kulhaway y Schmertmann) y entre 4.6 kPa y 47.0 kPa para la cohesión (ignorando las propuestas de Hara y Stroud).

Las siguientes imágenes ilustran las variaciones de los parámetros de cohesión y fricción obtenidos por cada una de las correlaciones disponibles en la literatura para los materiales pertenecientes al suelo residual – horizonte IB.

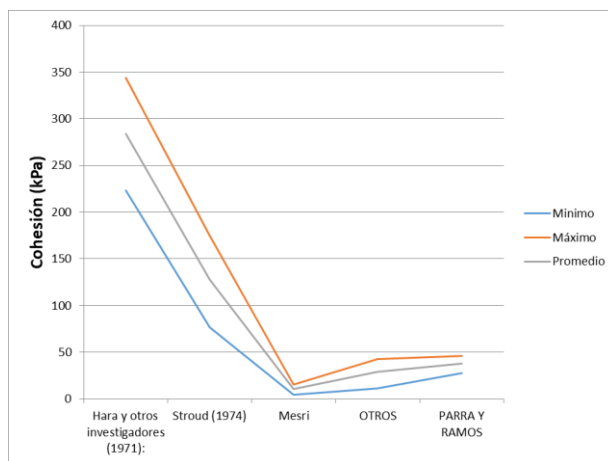


Figura 265. Variación cohesión del suelo residual – horizonte IB.

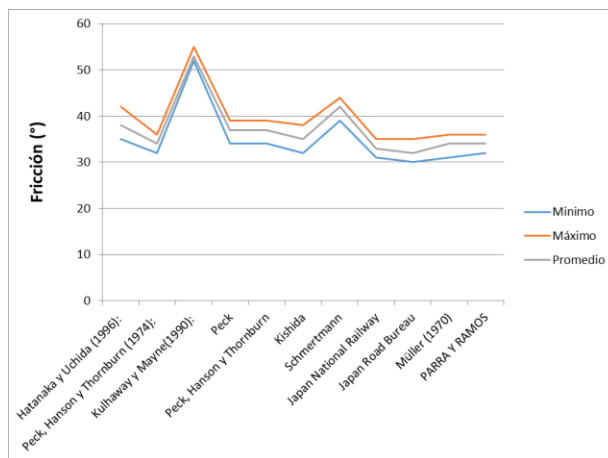


Figura 266. Variación ángulo de fricción del suelo residual –horizonte IB.

Se tomó como parámetro de ángulo de fricción el promedio de los valores mínimos obtenidos con cada correlación, descartando las propuestas de Hatanaka, Kulhaway y Schmertmann; para el caso de la cohesión se tomó el promedio de los valores mínimos obtenidos con cada correlación, descartando las propuestas de Hara, Stroud y Parra.

Tabla 92. Parámetros geomecánicos del suelo residual – horizonte IB

Fricción (°)	Cohesión (kPa)
32	7.8

DEPÓSITO ALUVIOTORRENCIAL

Debido a que no fue posible caracterizar geomecánicamente este material, se seleccionaron sus parámetros geomecánicos basados en la tabla 11.3 del libro “Mecánica de Suelos” de los autores Lambe y Whitman.

Así, teniendo en cuenta que este material se compone por mezclas de grava y arena con bajo contenido de finos y no se encuentra en un estado altamente compacto se seleccionaron para este los siguientes parámetros:

Tabla 93. Parámetros geomecánicos del depósito aluviotorrencial.

Fricción (°)	Cohesión (kPa)
32	0.0

Tabla 11.3 Resumen de datos sobre ángulos de fricción para su utilización en anteproyectos								
Clasificación	Ángulos de fricción							
	Ángulo de talud natural		Para la resistencia residual		Para la resistencia máxima			
	$i(^{\circ})$	Talud (vert. a hor.)	$\phi_{cu} (^{\circ})$	$tg \phi_{cv}$	Compacidad media		Compacta	
					$\phi (^{\circ})$	$tg \phi$	$\phi (^{\circ})$	$tg \phi$
Limo (no plástico)	26	1: 2	26	0.488	28	0.532	30	0.577
	a		a		a		a	
	30	1: 1.75	30	0.577	32	0.625	34	0.675
Arena uniforme fina	26	1: 2	26	0.488	30	0.577	32	0.675
a media	a		a		a		a	
	30	1: 1.75	30	0.577	34	0.675	36	0.726
Arena bien graduada	30	1: 1.75	30	0.577	34	0.675	38	0.839
	a		a		a		a	
	34	1: 1.50	34	0.675	40	0.839	46	1.030
Arena y grava	32	1: 1.60	32	0.625	36	0.726	40	0.900
	a		a		a		a	
	36	1: 1.40	36	0.726	42	0.900	48	1.110

Figura 267. Tabla 11.3 “Mecánica de suelos” Lambe y Whitman.

16.2.4 Parámetros de diseño sísmico

En la NSR 10 se definen los parámetros que se utilizan para definir el tipo de perfil de suelo con base en los 30 m superiores del mismo y considerando ensayos realizados en muestras tomadas al menos cada 0.45 m de espesor del suelo.

El número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo, indistintamente que esté integrado por suelos no cohesivos o cohesivos, se obtiene por medio de:

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}}$$

N_i = número de golpes por pie obtenidos en el ensayo de penetración estándar, realizado in situ de acuerdo con la norma ASTM D 1586, haciendo corrección por energía N60, correspondiente al estrato i . El valor de N_i a emplear para obtener el valor medio, no debe exceder 100.

d_i = espesor del estrato i , localizado dentro de los 30 m superiores del perfil

De acuerdo con los resultados obtenidos en el primer estudio realizado por esta oficina y para efectos de la aplicación de la Norma Sismo Resistente NSR-10 en el diseño estructural, se deben tener en cuenta los siguientes parámetros, algunos dependientes de la localización del municipio:

1. Zona de amenaza sísmica: Intermedia
2. Coeficiente de Aceleración Pico Efectiva A_a : 0.15

3. Coeficiente de Velocidad pico Efectiva (A_v): 0.20
4. Coeficiente de amplificación (F_a): 1.20
5. Coeficiente de amplificación (F_v): 0.20
6. Perfil del suelo: D

Teniendo en cuenta el tipo de suelo encontrado en el sector y según lo dispuesto en la norma sismoresistente colombiana (NSR-10) sobre la cual se basan los estudios y diseños para la ejecución de proyectos civiles, se determinó que el área está conformada por un perfil de suelo tipo D. Las características para la clasificación de dicho perfil se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 94. Clasificación de los perfiles de suelo.

Tipo de Perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanca, que cumplan con cualquiera de los 2 criterios	$N \geq 50$ o $S_u \geq 100 \text{ Kpa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos rígidos que cumplan con cualquiera de las condiciones	$50 > N \geq 15$ o $100 > S_u \geq 50 \text{ Kpa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda cortante, o	$180 \text{ m/s} > V_s$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3m de arcillas blandas	$IP > 20$ $W \geq 40\%$ $50 \text{ Kpa} > S_u$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotécnico de acuerdo con el procedimiento A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1 - Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: Suelo licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2 - Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H> 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas)	
	F3 -Arcillas de muy alta plasticidad(H> 7,5 m con Índice de Plasticidad IP>75)	
	F4 - Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H>36 m.)	

16.2.5 Evaluación geotécnica

Con respecto a las estructuras proyectadas se plantearán los análisis que permitan determinar el tipo de cimentación que mejor se ajuste a las condiciones geotécnicas existentes, la profundidad de desplante, la capacidad de soporte del suelo de apoyo entre otros aspectos.

16.2.5.1 Cimentación canal escalonado

De acuerdo con las características de los materiales encontrados y a las propiedades definidas para cada uno de estos, **se estableció que el material de**

apoyo del canal corresponde al suelo residual –horizonte IB. Para el cálculo de la capacidad de carga se consideraron las condiciones de profundidad de desplante más desfavorables.

Para el cálculo de la capacidad de carga se utilizaron metodologías que tienen en cuenta los parámetros geomecánicos de los materiales.

El modelo de cálculo a utilizar para la determinación de la carga última y admisible es el propuesto por Meyerhof (1963) para cimentaciones superficiales.

$$q_U = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Donde:

N_c, N_q, N_γ Son factores de capacidad de carga definidos según Meyerhof así:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

Y $F_{cj}, F_{qj}, F_{\gamma j}$ son los factores de corrección por aspectos j:

Profundidad de la base de cimentación: $F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$

Forma de la base de la cimentación: $F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$

Inclinación de la carga: $F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$

Ya que se parte de la suposición de que tanto el terreno como la cimentación son horizontales, Se tiene que $F_{ci} = F_{qi} = F_{\gamma i} = 1$

Así la ecuación simplificada es:

$$q_U = qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Se afectaron los parámetros del material de apoyo por falla por corte, con lo cual se reducen los valores inicialmente obtenidos. Para lo anterior, se utilizaron las

siguientes formulaciones propuestas en “Principios de ingeniería de Cimentaciones, Braja Das, 1999

$$C_d = c/F.S$$

$$\Phi_d = \tan^{-1}(\tan \Phi/F.S)$$

Se recomienda utilizar un factor de seguridad entre 1.4 y 1.5. Para nuestro caso se utilizó un factor de seguridad de 1.5. Bajo estas consideraciones, se obtuvieron los valores de los parámetros geomecánicos afectados por falla por corte, que se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 95. Parámetros geomecánicos afectados por falla por corte.

Parámetros	Valores iniciales	Valores afectados por falla de corte
Cohesión	7.8 kPa	5.2 kPa
Angulo de fricción	32.0°	22.6°

Finalmente, se obtiene que, para el canal propuesto, teniendo en cuenta las propiedades de los materiales afectados por el factor de seguridad con respecto a la falla por corte y considerando la condición más desfavorable en la que se produzca una saturación total del material por efecto de un aumento del nivel freático, **la capacidad de soporte del suelo de fundación será de 6.7 Ton/m², con un factor de seguridad de 3.0,**

Para el diseño de la fundación debe considerarse un valor de módulo de balasto de 5441 kN/m³.

16.2.5.2 Cálculo de asentamientos

Los asentamientos se calcularon con base en la teoría de la elasticidad se puede obtener la siguiente expresión para estimar los asentamientos en una cimentación de base rectangular de dimensiones $B' \times L'$.

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1 - \mu_s^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2 \right) I_F$$

Donde:

q_0 : Presión neta aplicada sobre la cimentación

μ_s : Relación de Poisson del suelo

E_s : Módulo de elasticidad promedio del suelo debajo de la cimentación, medido desde $z=0$ a aproximadamente $z=5B$

B' : $B/2$ para el centro de la cimentación

I_f : Factor de influencia que depende de la relación L'/B' , el espesor del estrato, la relación de poisson y la profundidad de desplante.

I_s : Factor de forma (Steinbrenner, 1934)

$$I_s = I_1 + \frac{1 - 2\mu_s}{1 - \mu_s} I_2$$

Los factores F_1 y F_2 se encuentran tabulados y dependen de la relación entre el ancho, largo de la cimentación y el punto en el que se miden los asentamientos que determinan los valores de M y N' .

$$M = \frac{L'}{B'} ; N = \frac{H}{B'} ; B' = \frac{B}{2} ; L' = \frac{L}{2}$$

Teniendo entonces que los asentamientos estimados son calculados como

$$H = q_0 B' \frac{1 - \mu_s}{E_s} I_s I_f$$

Con base en lo anterior se estimó el asentamiento para las estructuras, considerando la profundidad de desplante señalada, los parámetros de resistencia y las propiedades elásticas de los mismos, obteniendo valores de 0.2 mm, considerados como aceptables.

16.2.5.3 Cimentación muro de contención

De acuerdo con las características de los materiales encontrados y a las propiedades definidas para cada uno de estos, **se estableció que la estructura de contención debe cimentarse mediante fundaciones profundas, tipo pilas pre-excavadas de 6.0 m de longitud y 1.2 m de diámetro. Las pilas se apoyarían sobre el depósito aluviotorrencial. Debido a la cercanía del muro con el lecho de la quebrada se considera que toda la pila se encontrará sobre el depósito aluviotorrencial.**

Para la determinación de la carga última y admisible por fuste se utilizaron las siguientes ecuaciones:

El modelo permite calcular el aporte a la capacidad de la pila por fuste y por punta, de la siguiente manera:

$$Q_{SU} = F_{SU} * W * L$$

$$q_p = N_q * \gamma_v'$$

$$Q_p = q_p * A_b$$

Dónde:

Q_{SU} : Resistencia por fricción.

Q_p : Capacidad ultima de carga en la punta.

F_{SU} : Resistencia unitaria por fricción.

W : Perímetro del fuste.

L : Longitud

A_b :Área de la base.

N_q : Factor N_q relacionado con ϕ fricción del suelo

γ_v' : Esfuerzo vertical efectivo.

q_p : Resistencia unitaria de la punta.

Para el cálculo de la capacidad ultima y admisible se programó el método en una hoja de Excel, utilizando las ecuaciones de capacidad por punta y por fuste y usando como factores de seguridad 3.0 y 2.5 respectivamente. Los resultados se presentan en el anexo 2.

A continuación, se muestra la capacidad de carga admisible para la estructura proyectada.

Las capacidades de carga totales (punta y fuste) obtenidas se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 96. Capacidad de carga pilas.

Longitud de Pila (m)	Capacidad de carga total (Ton)	Capacidad de carga punta (Ton/m2)

6	56.7	50.9
---	------	------

Cálculo de asentamientos

Para el cálculo de asentamiento de las pilas se utilizó el método elástico, dadas las consideraciones iniciales, para lo cual se usa la siguiente ecuación:

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

Donde:

S : Asentamiento

$S_1 = (Q_p + Q_f)L / A_p E_p$: Asentamiento elástico de la pila.

$S_2 = \frac{Q_p * D}{E_s} (1 - \nu^2) I_{wp}$: Asentamiento de la pila por carga en la punta.

$S_3 = \frac{Q_f * D}{\omega L * E_s} (1 - \nu^2) I_{ws}$: Asentamiento de la pila por carga a lo largo del fuste.

Para lo cual:

E_p : Modulo de elasticidad del concreto.

E_s : Modulo de elasticidad del suelo

ν : Relación de Poisson

I_{wp}, I_{ws} : Factores de influencia por punta y por fuste respectivamente.

De acuerdo con la formulación anterior se obtienen valores de hasta 1.81 cm (suponiendo un estado de carga igual a la capacidad admisible de la pila).

Pilas sometidas a fuerzas laterales

Para efectos de calcular las pilas sometidas a carga lateral se recomienda utilizar un valor de K_s que varía de la siguiente manera considerando los estratos presentes en el sitio para cada estructura así:

El módulo de reacción lateral (k_s) varía de la siguiente forma:

De 0 (cabeza pila) a 6.0 m: varía linealmente de 0 a 27871 kN/m³

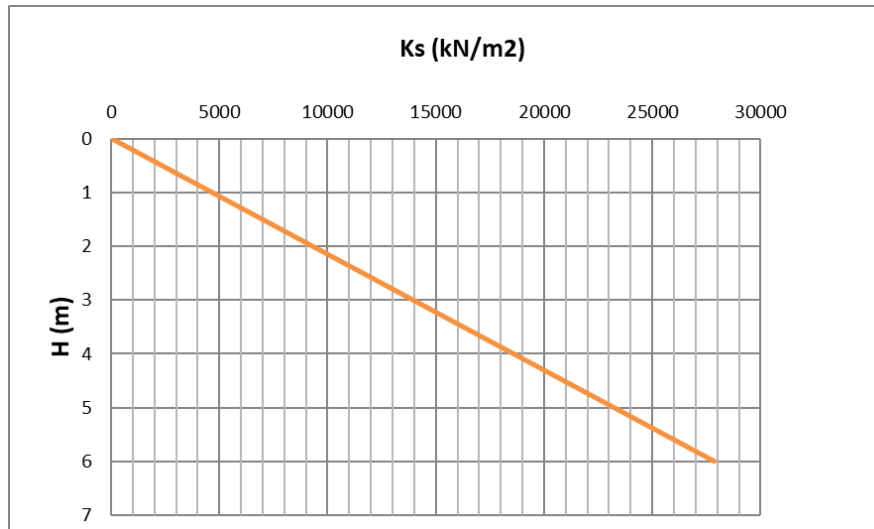


Figura 268. Variación del valor de K_s con la profundidad.

16.2.6 Parámetros geotécnicos complementarios

16.2.6.1 Parámetros para determinar el empuje de tierras sobre estructuras

Los materiales de lleno estructural a usar en el respaldo de los muros deben estar conformados por material tipo arenilla o sub-base granular y debe cumplir con la especificación 220 del INVIAS.

Para el diseño de los muros de contención se deben tener en cuenta los siguientes parámetros para el cálculo de los empujes de tierra, según Rankine:

Tabla 97. Parámetros para empujes de tierra.

MATERIAL	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	K_a	k_p	K_o
LLENO ESTRUCTURAL	19.0	30.0	0.33	2.77	0.50
DEPÓSITO ALUVIOTORRENCIAL	18.0	32.0	0.31	3.25	0.47
SUELO RESIDUAL – HORIZONTE IB	17.0	32.0	0.31	3.25	0.47

Al respaldo de las estructuras diseñadas como contención se colocará un filtro en material granular, en toda la altura del contacto suelo- muro, de 40 cm de ancho,

envuelto en tela geotextil del tipo no tejido (según Norma Invias). El filtro se construirá con material granular $\frac{3}{4}$ " – 2" y provisto de una tubería flexible perforada de 3 pulgadas de diámetro. Las aguas captadas por los filtros se dispondrán finalmente a la red de aguas lluvias de la zona.

16.2.7 Recomendaciones generales

Excavaciones

Al iniciar una excavación en el terreno, se producen alteraciones en las tensiones normales del mismo, rompiendo el equilibrio que existe, aunque el terreno normalmente reestablece este equilibrio en ocasiones se producen deslizamientos de las paredes que afectan la estabilidad de esta sección de la obra, por lo que se deben seguir ciertas recomendaciones que minimicen la posible ocurrencia de estos eventos:

- Se deberá evitar la acumulación de materiales en los bordes de la excavación a fin de prevenir deslizamientos por causa de sobrecargas en la sección de corte, según la experiencia es recomendable que la distancia mínima libre de material acumulado sea igual o mayor a la profundidad excavada.
- Se recomienda cuidar el paso de maquinaria cerca al borde de la excavación con el fin de evitar posibles sobrecargas dinámicas que provoquen afectaciones negativas a la excavación. En el caso de los cortes para las estructuras de contención se recomienda que la maquinaria respete una distancia desde la corona del talud de corte de por lo menos 1.5 veces la altura del corte en cuestión.
- Se recomienda que los cortes realizados no se dejen expuestos un periodo prolongado de tiempo, realizando las actividades de excavación y construcción con una secuencia lo más inmediata posible, evitando así remoldeo en el material (suelo) de cimentación.
- En todos los casos es necesario que el fondo de la excavación, conocida como la profundidad de desplante se encuentre libre de cualquier objeto extraño o material suelto, por lo que se recomienda una limpieza de las superficies que garantice superficies libres de material removido evitando así la posible ocurrencia de asentamientos considerables del elemento de cimentación.

- Durante la etapa de construcción se recomienda llevar un control del asentamiento cuyo objetivo estará ligado a controlar y verificar la magnitud de estos respecto a los esperados o permisibles dentro del cálculo de la cimentación.
- En el proceso de excavación de las pilas se pueden encontrar bloques de roca, por lo que es necesario considerar el uso de voladuras para el avance en este material.
- Se recomienda entibar toda la longitud de las pilas utilizando anillos de concreto, para evitar deterioro del terreno y garantizar la seguridad del personal que labora en ellas.



Figura 269. Construcción de una pila in-situ.

Control de aguas

- Se recomienda tener un estricto control de las aguas de escorrentía y aguas lluvias que tengan influencia en el lugar de construcción pues la ausencia de este hará que el flujo no controlado se desplace por las superficies pudiendo tener una afectación negativa en las propiedades de los materiales y generando eventos de inestabilidad en excavaciones y superficies de terreno.
- Durante la construcción de la cimentación, específicamente en el proceso de excavación, el control de los niveles de agua es fundamental por lo que en los casos en que haga presencia esta deberá ser evacuada mediante bombeo.

- En el borde superior de los taludes deberá proyectarse la construcción de cunetas de manejo de agua, evitando que esta erosione los suelos que conforman dichos taludes.

Particulares

- Se recomienda se conformen pilotes de por lo menos 1.0 m bajo los escalones del canal, que tendrán la función de “amarrar” la estructura al suelo. Se recomienda igualmente que se conforme un pilote sobre el canal hacia el lecho de la quebrada con el fin de proteger la estructura del desconfinamiento que pueda producir la socavación de la quebrada; este pilote debe superar en profundidad la socavación estimada.
- Se recomienda aplicar bajo los escalones del canal una base granular de por lo menos 15 cm de espesor.
- El material para base granular sobre el cual se apoyará el canal deberá ajustarse a cualquiera de las franjas granulométricas que se presentan en la tabla siguiente.

Tabla 98. Franjas granulométricas para la base granular del canal.

TAMIZ		PORCENTAJE QUE PASA	
Normal	Alternativo	BG-1	BG-2
37.5 mm	1 1/2"	100	-
25.0 mm	1	70-100	100
19.0 mm	3/4"	60-90	70-100
9.5 mm	3/8"	45-75	50-80
4.75 mm	No.4	30-60	35-65
2.0 mm	No.10	20-45	20-45
425 mm	No.40	10-30	10-30
75 mm	No.200	5-15	5-15

- En caso de que sea necesario humedecer o airear el material para lograr la humedad de compactación, el Constructor empleará el equipo adecuado y

aprobado, de manera que no perjudique a la capa subyacente y deje una humedad uniforme en el material.

- La base granular se compactará con equipos mecánicos para garantizar una densidad seca de 100% de la densidad máxima obtenida en el ensayo de proctor modificado.
- Cuando se alcance el espesor de base granular compactada se deberá revisar la densidad alcanzada mediante ensayos de campo con cono y arena o densímetro nuclear.

Generales

- En caso de que el nivel al cual se proyectó el desplante de la cimentación posea un material diferente al especificado en el informe, el paso a seguir será continuar la excavación hasta encontrarse, rellenando el volumen sobre-excavado con concreto ciclópeo.
- Antes de vaciar las cimentaciones, se deberá limpiar todo el material del fondo de la excavación, con el fin de evitar que estos materiales puedan ocasionar asentamientos considerables a la estructura.
- Detrás de los muros será necesaria la construcción de un filtro, en toda la altura del vástago, el cual deberá tener un ancho mínimo de 0.50 m y se construirá con material granular limpio, envuelto en geotextil. En el fondo del mismo, se recomienda colocar una tubería ranurada para filtro de 4 pulgadas de diámetro que descargue a la red de aguas lluvias del sector. Los mencionados filtros permitirán efectuar el proceso de extracción de agua que pueda acumularse en el material de lleno, dado que estos no están exentos de saturarse, aumentando las fuerzas de empuje del terreno al muro y provocando el colapso de la estructura.
- Los materiales para llenos que se requieran deberán cumplir la especificación 220 del INVIAS.

- Se recomienda que la compactación de los llenos alcance un mínimo del 95% de la máxima densidad obtenida en el ensayo del proctor modificado, para los materiales utilizados.
- El equipo empleado para la construcción de terraplenes deberá ser compatible con los procedimientos de ejecución adoptados y requiere aprobación previa del Interventor, teniendo en cuenta que su capacidad y eficiencia se ajusten al programa de ejecución de los trabajos y al cumplimiento de las exigencias de la especificación 220 del INVIAS.

CARACTERISTICA	NORMA DE ENSAYO INV	SUELOS SELECCIONADOS	SUELOS ADECUADOS	SUELOS TOLERABLES
Zona de aplicación en el terraplén		corona núcleo cimiento	corona núcleo cimiento	núcleo cimiento
Tamaño máximo	E-123	75 mm	100 mm	150 mm
Porcentaje que pasa el tamiz de 2mm (No. 10)	E-123	≤ 80% en peso	≤ 80% en peso	-
Porcentaje que pasa el tamiz de 75 µm (No.200)	E-123	≤ 25% en peso	≤ 35% en peso	≤ 35% en peso
Contenido de materia orgánica	E-121	0%	≤ 1%	≤ 2%
Límite líquido	E-125	≤ 30%	≤ 40%	≤ 40%
Índice plástico	E-126	≤ 10%	≤ 15%	-
C.B.R. de laboratorio (Nota 1)	E-148	≥ 10%	≥ 5%	≥ 3%
Expansión en prueba C.B.R.	E-148	0%	≤ 2%	≤ 2%
Índice de colapso (Nota 2)	E-157	≤ 2%	≤ 2%	≤ 2%
Contenido de sales solubles	E-158	≤ 0.2%	≤ 0.2%	-

Figura 270. Especificaciones de los materiales para terraplenes, especificación 220 del INVIAS

16.3 CONSTRUCCIONES AFECTADAS POR OBRAS

Teniendo en cuenta los análisis desarrollados y las medidas de mitigación contempladas para el polígono de estudio en la quebrada La Picacha en el sector de San Pablo, se estima una afectación a 20 estructuras equivalente aproximadamente 43 construcciones, las cuáles se detallan en la Tabla 99 y se presentan en la siguiente figura:

Tabla 99. Construcciones afectadas por obras de mitigación en el polígono La Picacha.

CBML
16160500029
16160500034

16.4 RECOMENDACIONES VULNERABILIDAD.

16.4.1 Servicios públicos domiciliarios

Consolidar la construcción de redes locales de acueducto, redes locales de alcantarillado de aguas servidas y lluvias en todo el polígono.

En el polígono estudiado se localizan 28 construcciones que presentan operador de acueducto no formalizado (comunal o conexiones erradas), para las cuales, se recomienda tramitar la conexión y legalización de este sistema ante la entidad prestadora del servicio, EPM. Igualmente 24 edificaciones presentan como tipo de descarga en talud y sistema no convencional, por lo tanto, se recomienda la conexión de dichos predios a la red de alcantarillado existente.

Finalmente, se localizan 20 construcciones que no cuentan con sistema de recolección de aguas lluvia, arrojando libremente dichas aguas al terreno, lo que puede ocasionar la erosión, infiltración y humedades de las estructuras y taludes colindantes, por ende, se sugiere la adecuación de cubiertas y bajantes para la captación y conducción a la red de EPM.

16.4.2 Líneas vitales – energía y alumbrado público

En el polígono La Picacha de los 729 postes de energía con los que cuenta esta zona, se encontraron 53 postes que presentaron algún tipo de deficiencia, sea inclinación o fisuras, por lo tanto, se recomienda el reemplazo de estos, en especial a los que se les identifica madera como material de composición.

16.4.3 Vías de acceso y obras de drenaje

Se deben construir cunetas, sumideros y obras transversales en vías vehiculares, andenes o senderos peatonales.

16.4.4 Mejoramiento saludable

Este tipo de mejoramiento consiste en implementar obras menores, que tienen como finalidad mantener el inmueble en las debidas condiciones de higiene y ornato sin afectar su estructura portante, su distribución interior, sus características funcionales, formales y/o volumétrica, para las cuales no se requerirán licencias de construcción en los términos del artículo 10 del decreto Nacional 1469 de 2010 o a las normas que lo adicionen, modifiquen o sustituyan. Se otorga para corregir:

habilitación o instalación de baños, lavadero, cocinas, redes hidráulicas y sanitarias, cubiertas parciales, pisos, enchapes, instalaciones eléctricas etc.

En el polígono La Picacha se identificaron 34 construcciones que representan las estructuras con tipologías (D), que aplican a este tipo de mejoramiento.

16.4.5 Mejoramiento locativo

Mejoramiento estructural que se aplica, cuando supera una o varias deficiencias básicas perteneciente a un desarrollo legal o en proceso de legalización, para los cuales es necesario la consecución de permisos o licencias previas ante las autoridades competentes, dichas mejoras pueden consistir en: defectos de la cimentación, vigas, columnas, losas, muros, reforzamiento estructural para actualizarse a la Norma Sismo Resistente NSR-10.

La solución a las deficiencias constructivas que este tipo de mejoramiento pueden aportar serían:

- Tratamiento de grietas.
- Consolidación de ladrillos con proceso degradatorio incipiente.
- Cambio de chapas en los ladrillos con procesos degradatorios avanzados, en los cuales se haya presentado pérdida de volumen.
- Recuperación de morteros de pega.
- Mantenimiento y reposición de cubiertas, impermeabilización con productos epóxicos.
- Construcción de filtros perimetrales para recolección de aguas subterráneas
- Construcción de Sistemas de fundación y sistemas estructurales que brinden un confinamiento y otorgue estabilidad a las edificaciones, haciendo una rehabilitación sísmica o actualización a la Norma vigente, mediante un reforzamiento estructural.

Dicho tipo de mejoramiento es aplicable a 116 construcciones encontradas con tipología E, es decir, estructuras ligeras que son todas aquellas edificaciones construidas con materiales tradicionales o de baja calidad, con un sistema estructural de muros cargueros.

Adicionalmente en el polígono La Picacha se encontró 3 construcciones con tipología estructural “Construcciones Simple (F)”, es decir, aquellas edificaciones que no poseen una estructura definida y que generalmente son de carácter improvisado y construidas con materiales precarios o de recuperación, a las cuales

se les recomienda realizar una intervención integral, dentro de los cuales se considera la reposición.

16.5 CONSTRUCCIONES EN RIESGO NO MITIGABLE

Teniendo en cuenta los análisis desarrollados y la zonificación de riesgo no mitigable obtenida a lo largo del polígono de estudio, se presentan 172 construcciones bajo esta categoría de riesgo, las cuáles deben ser incluidas en planes de reasentamiento por parte de las autoridades competentes. Estas viviendas se detallan en la Tabla 100 y se presentan en la siguiente figura:

Tabla 100. Viviendas en zonas de riesgo no mitigable en el polígono de estudio en la quebrada La Picacha.

CBML	CBML	CBML
70860120003	70850010022	70850100004
70850120013	70850140005	70850110009
70850120014	70850010002	70850110010
70850120015	70850110003	70860110024
70850010034	70850130009	70860110026
70850020047	70850160009	70860120004
70020000035	16160510023	70860120006
16160510032	16160510016	70860120007
70850100002	16160510001	70860120008
70850160005	70850010034	70860120009
70850170003	70850010034	70860120010
70860120002	70860120003	70850150001
16160510013	70850120013	70850150002
16160510017	70850120014	70850150003
16160510018	70850120015	70850150005
16160510019	70020000035	70850150006
16160510020	70850010034	70850160010
70850100001	70850010034	70850160011
16160510026	70850020047	70850160013
16160510029	16160510029	70850160015
16160510030	70850020019	70850160016
16160510031	16160510017	70850160017
70850010027	16160510018	70850010002

CBML	CBML	CBML
70850020019	16160510019	16160510001
70850090001	16160510020	70850160021
70850010014	70020000035	70850160023
70850010023	70850100001	70850010027
70850100003	16160510032	70850010024
70850100004	16160510032	70850160011
70850110005	70850100002	70850010024
70850110007	70850160005	70850160009
70850110008	70850170003	16160510026
70850110009	70860120002	16160510023
70850110010	70860120002	16160510023
70850110015	16160510013	16160510016
70850140039	16160510030	70850010027
70850150001	16160510031	70850110009
70850150002	70850010023	70850110007
70850150005	70850010034	70850010027
70850150006	70850020019	70850010022
70850160006	16160510026	70850140005
70850160010	70850100003	70850100001
70850160011	70850010034	70850100001
70850160013	70850010034	70850100001
70850160015	70850010034	70850110005
70850160016	70850010027	70850110003
70850160017	70850010027	70850160006
70850160021	70850010014	70850160017
70850160023	70850110005	70850160021
70860110024	70850110007	70850020019
70860110026	70850010027	70850020019
70860120004	70850020019	70850020019
70860120006	70850090001	70850020019
70860120007	70850090001	70850020019
70860120008	70850110008	70850150004
70860120009	70850160006	16160510024
70860120010	70850110015	16160510024
70850010024		

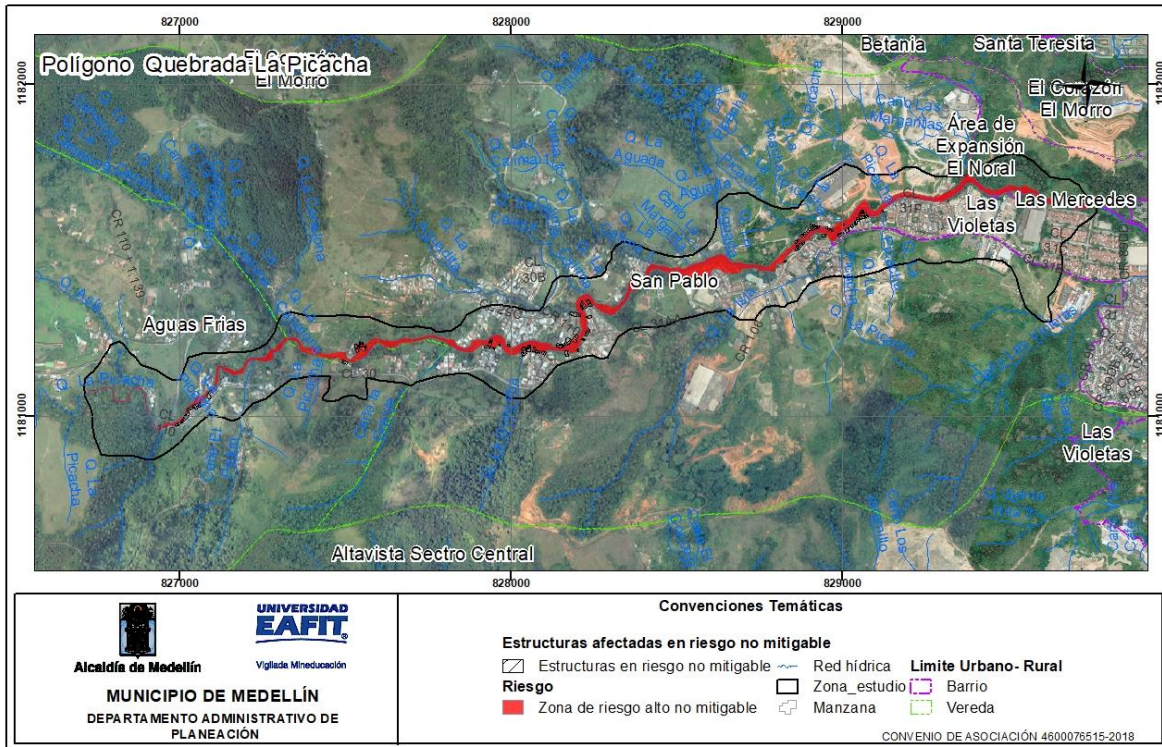


Figura 272. Construcciones en riesgo no mitigable en el polígono La Picacha.

16.6 OTRAS RECOMENDACIONES

- La dinámica natural de la quebrada La Picacha está continuamente socavando las orillas de las mismas, lo que genera movimientos en masa que en corto tiempo pueden afectar la estabilidad de las laderas y de la infraestructura que este ubicada en cercanía a ellas, por lo que es muy importantes se mantengan los retiros estipulados para cada una de las corrientes en el Acuerdo 48 de 2014.
- La torrencialidad está relacionada con magnitudes superiores a las registradas a nivel histórico y períodos de recurrencia de cientos de años, por lo cual se debe evitar la ocupación de las áreas de amenaza alta por este fenómeno y la generación de espacio público o usos que impidan la reocupación de estas zonas.
- En los lugares en donde se ha definido un riesgo no mitigable y se hace necesario la demolición de las viviendas existentes, se deben retirar todos

los escombros resultantes de este proceso y evitar la generación en zonas bajas que son sitios propicios para la generación de agua.

- Para la construcción de viviendas nuevas, legalización de las existentes y desarrollo de obras de infraestructura, se deben realizar los estudios geotécnicos o de suelos puntuales, de conformidad con la NSR-10 y el Acuerdo Metropolitano 09 de 2012. Dichos estudios deberán ser aprobados en las curadurías urbanas.
- Se recomienda realizar mantenimiento a las diferentes obras proyectadas, el cual incluye:

Mantenimiento rutinario: es aquel que puede realizarlo un grupo de personas no calificadas y que comprende labores básicas como limpieza de cunetas y rondas, también el retiro de escombros. Debe realizarse con la siguiente periodicidad: dos veces al mes, antes y después de una temporada invernal y cuando ocurra un evento que así lo requiera.

Mantenimiento periódico: es aquel que un grupo de personas calificadas para labores de reparación puede llevar a cabo. Comprende labores de reparaciones menores de estructuras de contención, sistemas de contención y de obras de drenaje. Este mantenimiento se debe realizar con la siguiente periodicidad: dos veces al año y cuando ocurra un evento que así lo requiera

16.7 RECOMENDACIONES GEOTÉCNICAS – ANÁLISIS POR MOVIMIENTOS EN MASA

Las recomendaciones que se presentan a continuación se realizan a partir de los resultados obtenidos en los estudios de detalle para los polígonos denominados La Picacha 2 y La Picacha 3 en este documento.

Para el polígono La Picacha 3, se ha planteado como alternativa para el mejoramiento de la estabilidad la implementación de estructuras de contención ancladas. Estas consisten en sistemas de estabilización donde se utilizan anclajes activos en asocio con estructuras de reacción en superficie (dados de concreto) para aumentar el factor de seguridad de una ladera. Dada su disposición o arreglo sistemático, este tipo de obras requieren amplios espacios para su implementación y se recomiendan especialmente en sectores de pendientes escarpadas.

A continuación, se analizará la estabilidad para el perfil 1 La Picacha 3 el cual

presentó nivel de amenaza media, pero ahora bajo la consideración de que se incluirán las obras o propuestas de mejoramiento de la estabilidad para cada dicho sector.

16.7.1 Análisis de estabilidad condición proyectada

Perfil 1 – La Picacha 3: Para este perfil, el análisis de estabilidad en la situación actual arrojó un factor de seguridad de 1.41 y 1.017 para la condición estática y pseudoestática respectivamente, con lo cual se clasificó este sector como de amenaza media y se justifica la necesidad de implementar obras de mejoramiento de la estabilidad de la ladera, las cuales son directamente proporcionales al factor de seguridad estimado en condiciones actuales.

Los factores de seguridad mínimos para este perfil se encuentran en la parte superior del mismo, en un talud con una altura aproximada de 36 metros con una inclinación media de 36°, generando su superficie de falla sobre los suelos del Stock de Altavista.

Teniendo en cuenta la geometría del talud, como alternativa se plantea la construcción de un sistema de anclajes activos de 18 metros de longitud con 2 torones de media pulgada, estos anclajes deberán estar separados máximo 3.0 metros entre sí tanto en la horizontal como en la vertical, se deberá realizar adicionalmente un recubrimiento del talud en concreto para proteger la superficie de la erosión y evitar pequeños desprendimientos del mismo.

Como obra complementaria para las soluciones planteadas se debe proyectar la construcción de dos baterías de drenes horizontales de 15 metros de longitud, los cuales deben estar separados 6 metros tanto en la horizontal como en la vertical. Los drenes subhorizontales consisten en introducir una tubería de P.V.C con una leve pendiente al terreno para abatir o controlar el nivel freático y mantener las condiciones de estabilidad del sector. Los drenes se construirán en tubería de P.V.C sanitaria de 2 pulgadas de diámetro, ranurada o perforada y se forrará con tela de geotextil no tejido tipo NT 2500 o similar. La inclinación de los drenes será de 10° con respecto a la horizontal. El espaciamiento tanto vertical como horizontal se especifica en cada uno de los planos constructivos. Se dejará un tramo de tubería de 10 a 15 cm por fuera del talud y se conectará con manguera flexible para conducir las aguas captadas hacia una cuneta, la red de aguas lluvias o hacia un drenaje natural.

El análisis de esta alternativa para el perfil 1 Picacha 3 en condición estática arrojó un factor de seguridad determinístico de 1.52, un factor medio de 1.52 y una

probabilidad de falla de 0.0% (Figura 273). Como se puede observar estos valores superan los valores mínimos exigidos por la normatividad para este tipo de análisis.

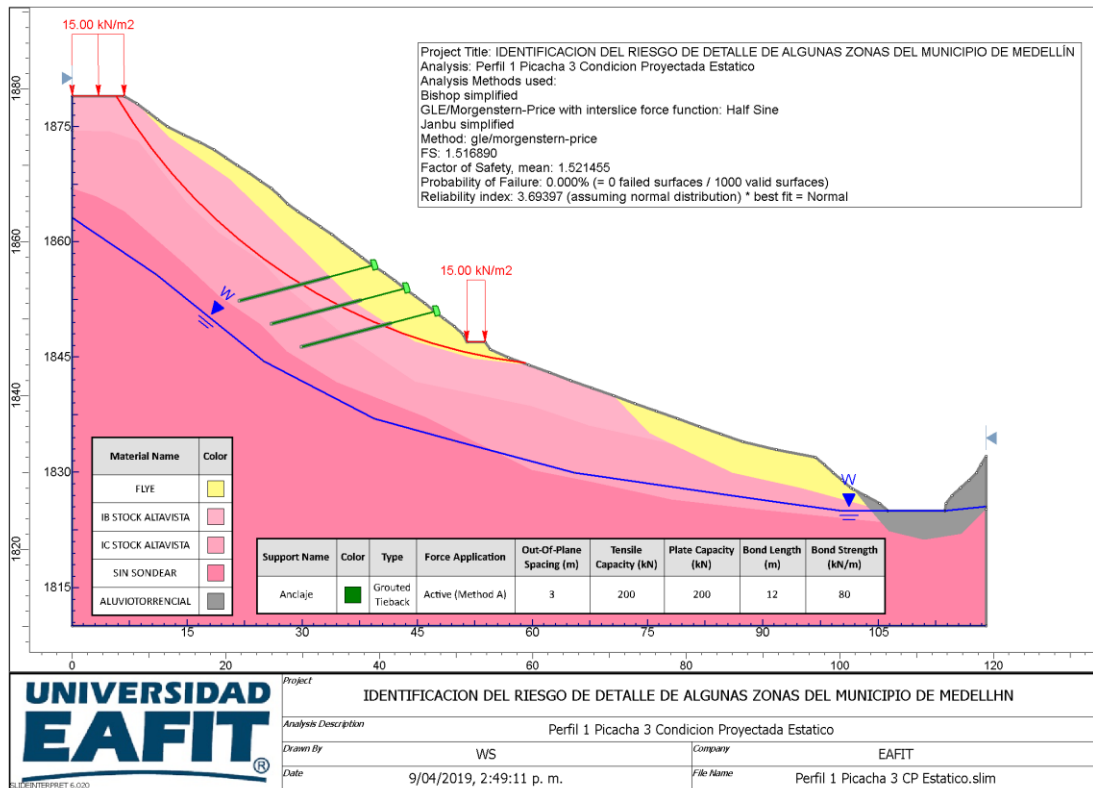


Figura 273. Análisis estabilidad perfil 1 La Picacha 3, alternativa recomendada, condición estática.

Para el análisis pseudoestático se obtuvo un factor de seguridad determinístico de 1.08, un factor de seguridad medio de 1.09 y una probabilidad de falla de 21.3%. Estos valores son superiores a lo recomendado por la NSR 10 (Figura 274).

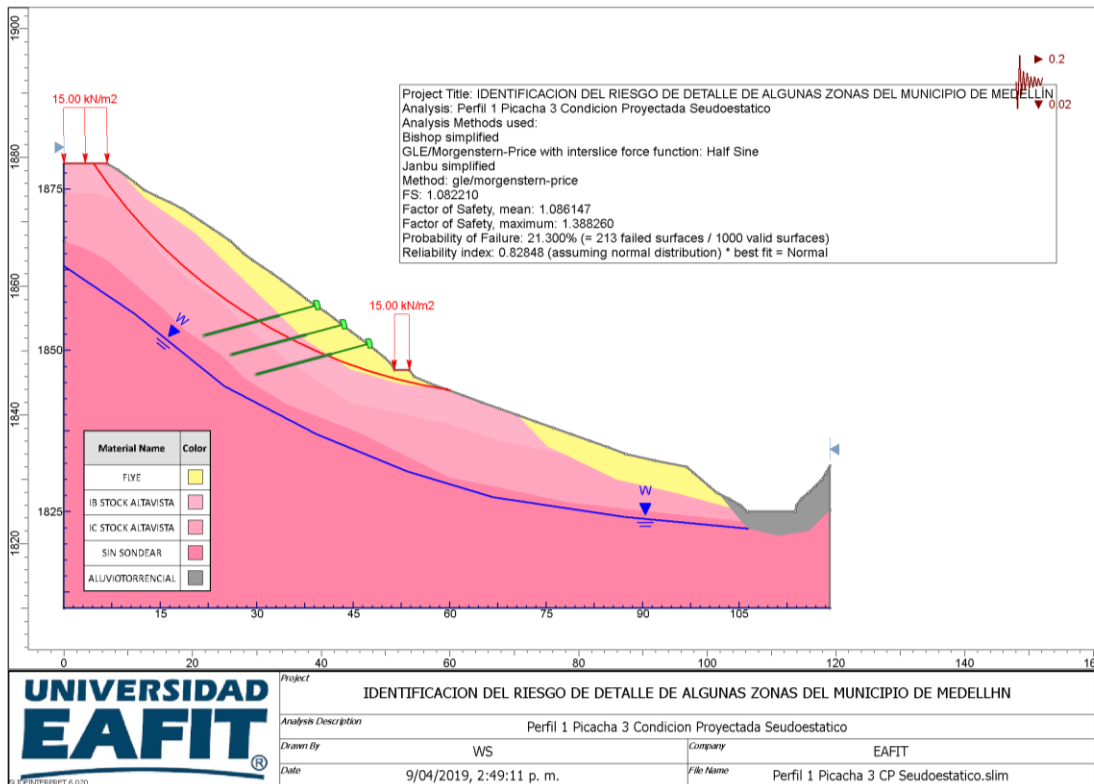


Figura 274. Análisis Perfil 1 La Picacha 3 Alternativa recomendada, condición seudoestática

Se analizó la estabilidad del perfil para una condición extrema de saturación que se simuló considerando un nivel freático cerca de la superficie. Bajo este supuesto se obtuvo un factor de seguridad determinístico de 1.08 y un factor medio de 1.09 con una probabilidad de falla de 22.7% (Figura 275). De acuerdo a este análisis se recomienda adelantar una serie de obras para el control de las aguas lluvias y de escorrentía de manera complementaria a la solución propuesta.

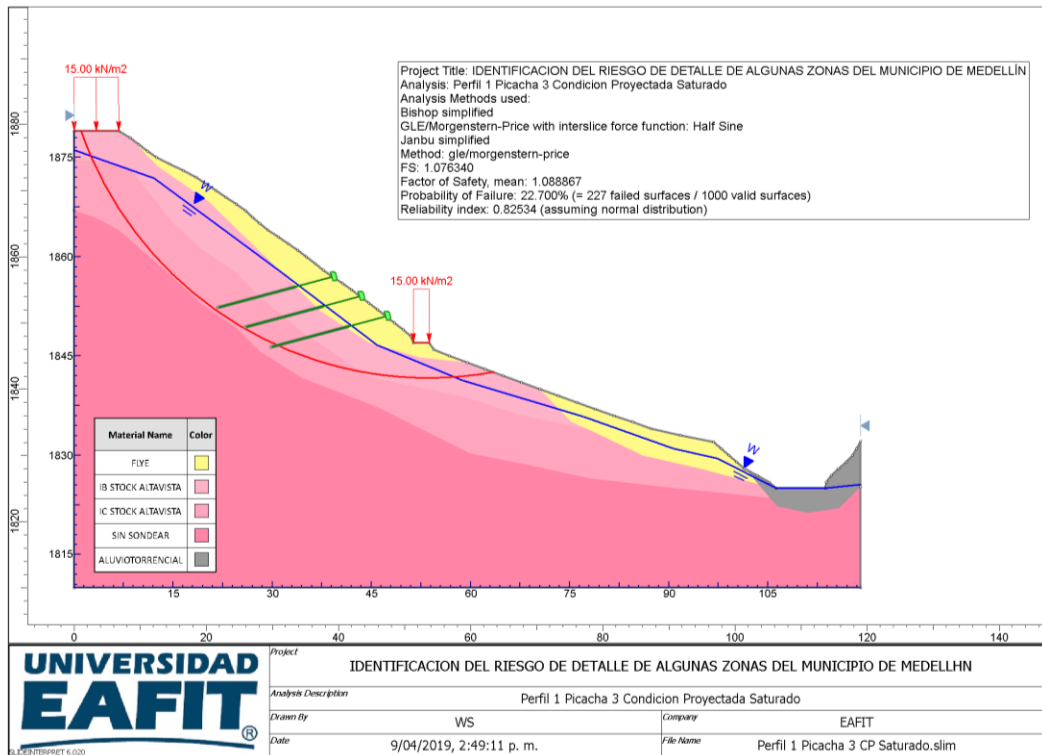


Figura 275. Análisis estabilidad perfil 1 La Picacha 3 Alternativa recomendada, condición saturada

16.7.1.1 Anclajes activos

Para el dimensionamiento de los anclajes activos se utiliza la geometría del talud y los parametros geomecánicos estimados, este dimensionamiento considera el material inestable y un solo estrato de anclaje, por lo tanto, en el software slide se optimiza la solución presentada para obtener el factor de seguridad esperado (1.5), a continuación, se presenta una tabla con los resultados obtenidos.

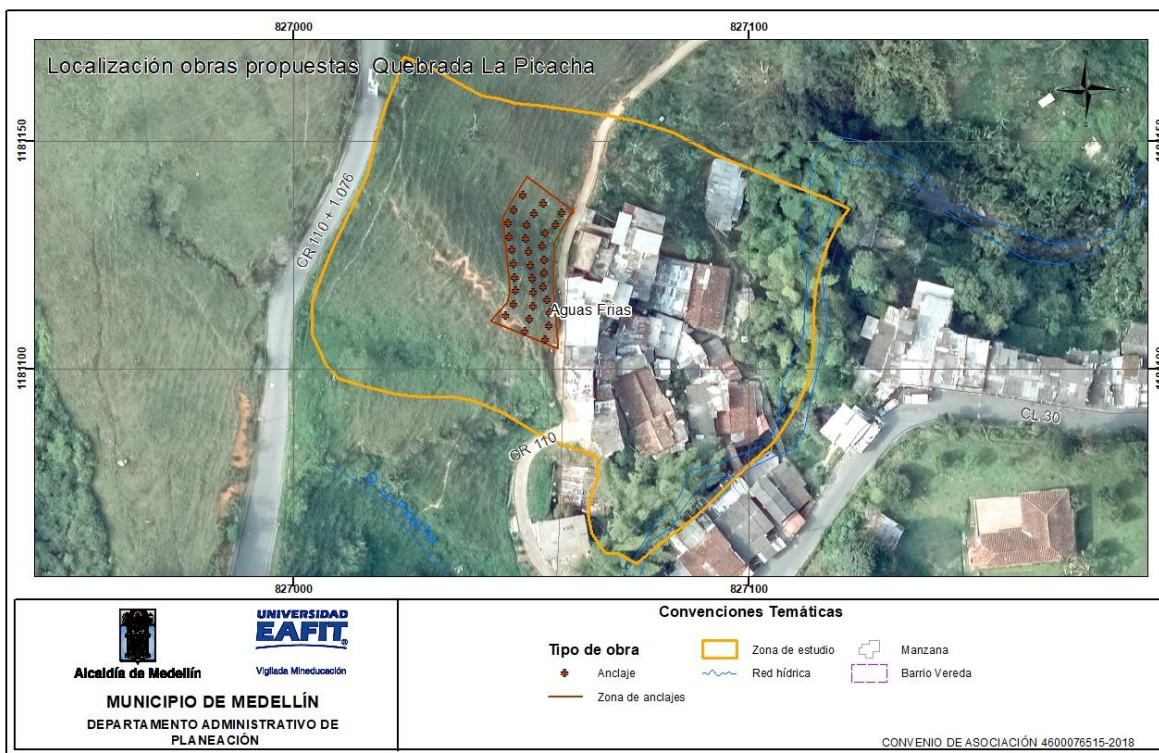


Figura 276. Localización obras proyectadas Polígono La Picacha 3.

Tabla 101. Dimensionamiento de los anclajes activos, Perfil 1 La Picacha 3

DISEÑO GEOTÉCNICO SISTEMA DE ANCLAJE											
Memorias de Cálculo											
Proyecto: Estudio Estabilidad La Picacha 3, Perfil 1											
Caracterización del estrato de suelo receptor	U.S.C =	CH	Sobrecarga	Q (Kpa)=	0	Predimensionamiento del anclaje	Sh (m)=	3	Descripción y Clasificación:	Anclaje Activo	
	γ (KN/m3) =	16.9		F.S.=	1.5		Sv (m)=	3			
	C (KPa)=	19	Talud:	α ° =	36		No. Anclajes=	1	Método de Cálculo:	Bustamante y Doix (1985).	
	Φ ° =	30					Inclinación (°):	15			
Estrato inestable	Φ ° =	29	γ (KN/m3) =	17.3							
Fuerza Estabilizadora						Dimensionamiento del Bulbo					
H (m)	Ka	Ea (KN/m)	Pd (KN/m)	Fht (KN)		Dp (mm):	100	N=	>20		
33	0.35	103	103	307.5		Sistema de Inyección:	IRS	Tipo Material:	Limo		
						PL (Mpa)=	1	Qs(teo) (Kpa)	70		
						α =	1.5	F.S.	2		
						Vi=	2 Vt				
Dimensionamiento del Acero						Pi>PL					
Características del refuerzo	Tipo Refuerzo:	Cable				Ds (m)	Qs(adm) (Kpa)	Ta(KN/m)	Lb (m)	Ta (KN)	Ll (m)
	Sa (mm2)=	127				0.15	35	16.5	12.1	200.0	5.9
	Φ (pulgadas)=	0.5									
σ_e (Mpa)	σ_{ensayo} (Mpa)	$\sigma_{diseño}$ (Mpa)				Dimensionamiento de la Piel					
1700	1530	874.2857				Se recomienda Lanzado en concreto sobre malla electrosoldada sobre la cara del talud.					
Dimensionamiento de Tensores											
Características del cable	Diámetro cable (mm)=	12.7	Treqanclaje (KN)	200							
	Sección del cable (Sa) (mm2)	127									
Tensayomáx(KN)	Tdiseño(KN)	No. Cables									
194.31	111.03	1.8									

16.7.2 Recomendaciones particulares construcción de anclajes

En el presente documento se describe el procedimiento correspondiente a la construcción y tensionamiento de anclajes.

- Para el caso de anclajes activos verificar, si se realizara con cable o perno, diámetro de los torones y número de torones, longitud libre, longitud del bulbo, diámetro de perforación, presión de inyección y tipo de inyección (IRS en este planteamiento), relación agua/cemento. Verificar además en los planos dimensiones del dado y platina.
- Verificar en campo si la conformación de los taludes se realizó conforme a los diseños.
- Posteriormente la comisión de topografía debe ubicar y marcar en campo los sitios donde se realizarán cada uno de los anclajes de acuerdo a diseños.
- Inicialmente se realiza la perforación con el diámetro de acuerdo a diseños, si la perforación se realiza en suelo residual se utiliza broca tipo Mano de Ángel, en el caso de presencia de fragmentos de roca tricono o martillo de fondo y en el caso de roca martillo de fondo.

- Si la perforación es inestable se realiza revestimiento hasta donde se encuentre zona estable.
- Se realiza el armado del anclaje uniendo en toda su longitud los torones y la tubería de inyección. La tubería de inyección se ubica en el centro y los torones la rodean, los torones van aislados con separadores y los separadores cuentan con un orificio central por donde va la tubería de inyección.
- La tubería de inyección es tubería de PVC presión de 1" y se perfora cada 25 o 30 cm para permitir la salida de la lechada a presión, El perímetro perforado se cubre con manguitos de caucho (puede ser neumático rin 24). Los manguitos se sellan con cinta aislante en toda su longitud y en los extremos con cinta transparente. La actividad descrita se realiza solo a lo largo del bulbo.
- La longitud libre se engrasa y va recubierta con manguera negra.
- Posteriormente se instala el anclaje armado en la perforación y se procede al llenado del barreno (hueco) con lechada, el llenado termina cuando la lechada sale al talud por la boca del barreno o perforación. El llenado se realiza por gravedad o con una presión mínima por la tubería de inyección. Una vez
- Terminado el llenado se procede a lavar la tubería de inyección y se esperan 12 horas para realizar la inyección.
- La inyección definida es IRS (repetitiva y selectiva) según diseños.
- La inyección IRS se introduce por la tubería de inyección una tubería galvanizada (flauta) por medio de la cual se inyecta la lechada, la flauta va conectada a manguera y la manguera va hasta la motobomba de lodos.
- La motobomba de lodos debe contar con manómetro con el fin de controlar la presión de inyección.
- La flauta se lleva hasta el fondo y se inyecta metro a metro obturando cada metro hasta donde termine el bulbo según diseños. Al final se lava la tubería de inyección.
- Finalmente se realiza la construcción del dado con las dimensiones de acuerdo a los diseños. Se debe verificar que el anclaje quede localizado en el centro del dado. Se debe tener la precaución que el anclaje no entre en contacto con el concreto. Se debe proteger la longitud libre mínimo 30 cm por fuera del dado.

PROCEDIMIENTO PARA EL TENSIONAMIENTO DE ANCLAJES

Postensado o tensionamiento

- Proceso en el que se tensionan los torones de un anclaje. Como su nombre lo indica este proceso se realiza después del fraguado y cuando el concreto del dado y la lechada tengan resistencia suficiente. Con este proceso se introducen fuerzas de tensión a los torones. Para esto se requieren diferentes clases de
- Equipos o gatos hidráulicos dependiendo de la cantidad de torones del cable y si el proceso será multitorón o monotorón



Figura 277. Tensionamiento de anclajes

- Es necesario tener un formato en campo con el fin de registrar en este los datos de campo obtenidos durante la ejecución del tensionamiento, el formato debe contener la siguiente información:
- Fuerza en el gato que se debe aplicar a cada torón, (tf) y presión que debe marcar el manómetro de la bomba (bares o PSI) para alcanzar esta fuerza.
- Elongación real o teórica de cada cable o torón con su correspondiente tolerancia.
- Obra, tipo de torón, equipo de tensionamiento, bomba hidráulica, certificado de calibración, resistencia mínima del concreto y fecha.
- Se limpian los restos de concreto y oxido que tengan los torones con un cepillo de alambre, se cortan las puntas de las mangueras que interfieran con los elementos a instalar (placas cuñas). Se abren los torones.
- Se coloca en cada anclaje una platina, posteriormente se coloca en cada punta de torón una cuña de anclaje y con un buje se empuja hasta

acomodarla en el hueco de la platina de anclaje. Las platinas de anclaje solo se colocan antes de tensionar para evitar su oxidación.

- El operador con ayudantes introduce el gato en los torones hasta apoyarlo en la platina de anclaje. Acciona el botón “tensionar” (SP)
- Hasta ajustarla sobre la platina. Se revisa que el gato no este rosando con la estructura ni que la platina esté descentrada.

Gato multitoron

- Luego de ajustar el gato se toma una lectura inicial de abertura del embolo, luego se procede a realizar el postensado subiendo la carga por intervalos de 25% de la carga hasta llegar al valor deseado. En cada intervalo de carga se mide cuanto se ha desplazado el embolo y esta medida es registrada en el formato. Finalmente, si el recorrido del gato no es suficiente para la elongación total estimada, se interrumpe el proceso cuando la apertura del gato este llegando a 20 cm, luego se clavan las cuñas y se registra la presión alcanzada; acto seguido se recupera el gato. Luego con el gato recuperado se procede a “tensionar”
- Nuevamente llevando el manómetro directamente a la carga donde se hizo la interrupción. En este punto se toma la abertura del embolo del gato y este valor se registra como el inicio de esta segunda etapa de operación.
- Cuando se llega a la carga final, después de tomar el registro de abertura, se procede a clavar las cuñas y a recuperar el gato. Para esto se usa el dispositivo clavador de cuñas del gato, en caso de que este lo haga por retrocesos, se debe sacar el embolo una longitud adicional de 6 mm, ya que se considera que esta es la longitud que se pierde por el ajuste de las mismas. Esta sobrecarga adicional se registra en el formato como carga de bloqueo.
- La elongación final será la resultante de restar la final menos la inicial.
- Como medida adicional es importante que antes de comenzar el postensado se marquen algunos torones a una medida estándar desde la cara de la platina y luego de finalizado el proceso se verifique esta medida. La elongación obtenida de esta forma comparada con la obtenida por la apertura del embolo del gato (descrita anteriormente) debe ser similar, en caso contrario se deberá revisar si la carga de bloqueo no es suficiente y si por el contrario se puede reducir.

Gato monotoron

- Para este es necesario marcar los torones a una medida estándar antes de introducir el gato. Luego se introduce, se ajusta y se procede a tensionar. El gato mediante el sistema hidráulico agarra el torón y empieza el recorrido hasta llegar bien sea hasta el tope cuando la elongación es mayor que el recorrido o hasta alcanzarla cuando es menor. Después se procede a clavar la cuña y luego a destensionar.
- Cuando la elongación es mayor que el recorrido se repite el proceso hasta llegar a la elongación y presión calculadas. El mismo proceso se repite con todos los demás torones en forma alternada.
- Para ambos tipos de equipos, si las elongaciones obtenidas coinciden con las teóricas se continua exitoso el procedimiento. Si no se cumple esto, es necesario analizar y llegado el momento se puede retensar los torones con elongaciones bajas con la misma carga o aun aumentándola, pero sin sobrepasar el 80% de la carga de rotura del torón (para torón de 0.5" (1/2) 15.2 ton, para torón de 0.6" (5/8) 2106 ton.

Pruebas de carga

Los anclajes se ensayan aleatoriamente, al momento del tensionamiento a 1.25 veces la tensión de diseño, mediante al uso de gato multitorón para anclajes de más de 4 torones y monotorón para anclajes de menos de 4 torones. Al inicio del tensionamiento se procederá a igualar la posición y longitud de los cables en la parte viva con el gato, cuñándolos provisionalmente con una precarga inicial de 2 toneladas por torón. A continuación, se instala el gato y se lleva la carga a 125% de la carga de trabajo manteniéndola al menos por un minuto. Si la aguja del manómetro se mantiene absolutamente quieta y el alargamiento corresponde a los límites de fabricación del cable, el anclaje supera la prueba. De no ser así, el anclaje debe ser nuevamente inyectado. Una vez aprobado el ensayo por el interventor, se descargará y se procederá al tensionamiento definitivo. Se debe tener en cuenta que todos los anclajes que sean sometidos a las pruebas se deben relajar nuevamente y llevar hasta el 80% de la fuerza máxima, y verificando el alargamiento de los cables recomendado en el diseño.

16.7.3 Otras recomendaciones

Para el polígono La Picacha 2, en el cuál se obtuvieron factores de seguridad superiores a 1.5, se encontraron evidencias de procesos morfodinámicos en la parte de la vía que conduce a Aguas Frías, los cuales pueden generar inestabilidades en caso de no ser mitigados. Para este sector, se recomienda la construcción de trinchos en madera en el sector del proceso (Figura 278), con el fin de reconfigurar el sector y disipar la energía del agua lluvia que transita por esta vaguada en eventos de lluvia.

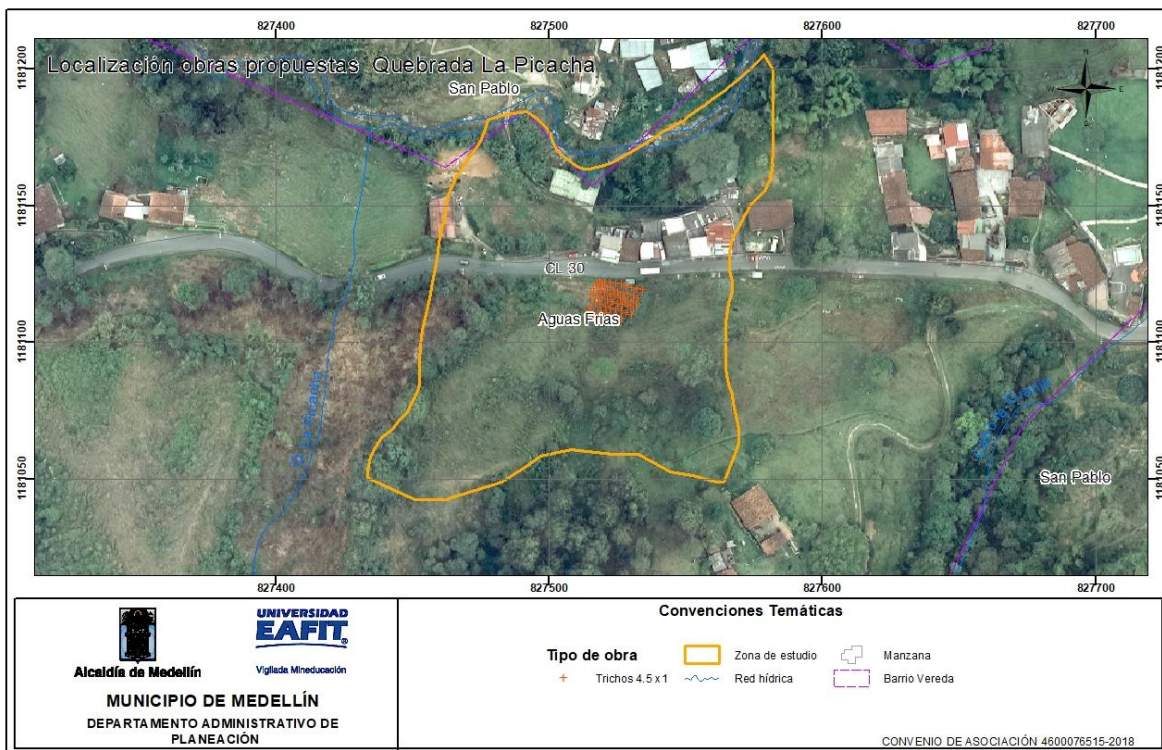


Figura 278. Localización en Planta de trinchos

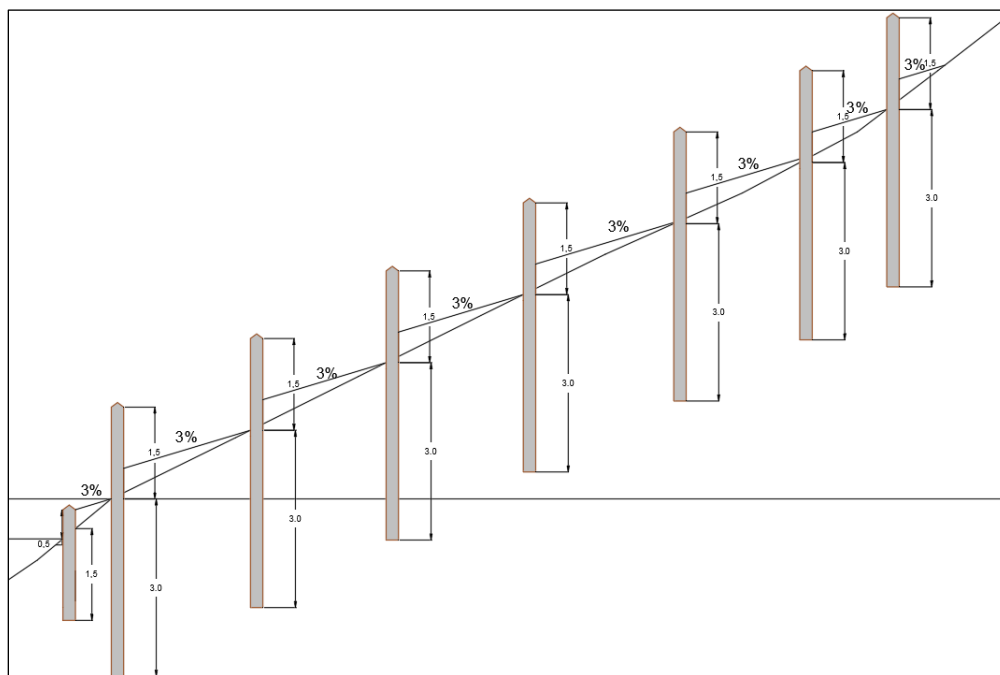


Figura 279. Localización en perfil de trinchos

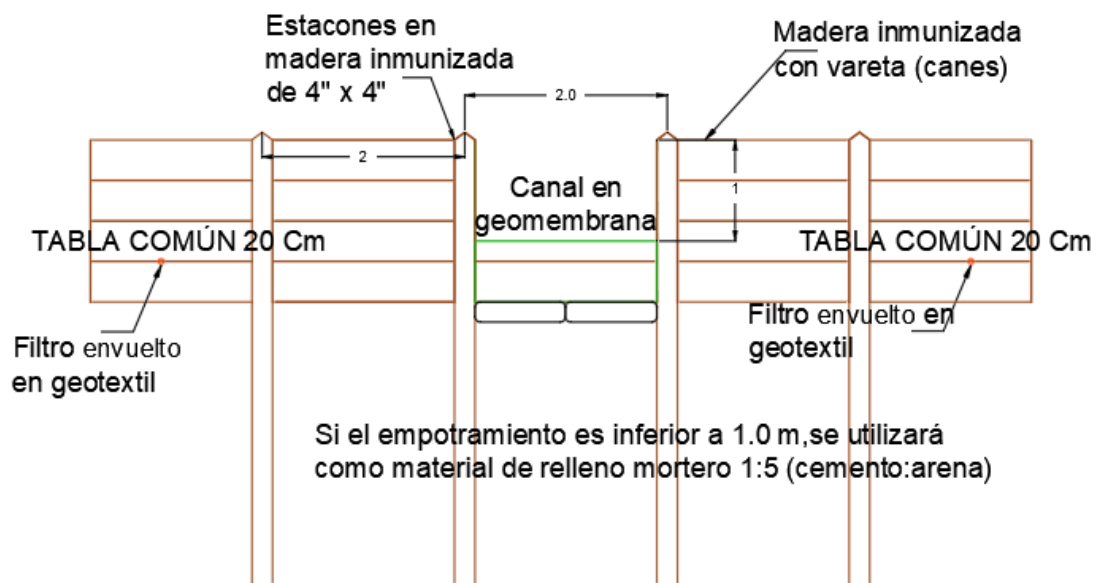


Figura 280. Esquema de trinchos

Sistema de ejecución

El cuerpo de los trinchos está conformado por postes o estacones de madera rolliza, distanciados de tal forma que generen una pendiente del 3% con la parte inferior del trincho anterior (Figura 279) y unidos por travesaños de madera rolliza, esterilla, tablilla o tabla, dispuestos horizontalmente, los cuales conforman una pantalla de contención o sedimentación. Los travesaños se colocan en la parte anterior ligeramente separados uno del otro y recubren con sacos en fibra de fique para permitir el paso de las aguas infiltradas sin que se vacíe el trincho. Los postes o estacones deberán ser de madera viva y por tanto, de árboles cuyo prendimiento será rápido y pueda garantizar una acelerada recuperación de la especie (árbol de matarratón, eucalipto, nacedero, árbol loco o similares). El diámetro D de las estacas oscila entre 4" y 6". Las uniones entre postes y travesaños se harán con grapa para cerca y alambre galvanizado calibre 12, si los travesaños son en madera rolliza, o con puntilla o pernos cuando éstos sean de esterilla, tablilla o tabla. La altura libre máxima admisible es de 1,5 m, o la que se indique en los planos, con un enterramiento de los postes de al menos el doble de la altura total (3.0 m). Toda la madera empleada en la construcción de los trinchos se conseguirá de acuerdo a la disponibilidad del aprovechamiento forestal de la región, con su respectivo permiso. Cuando los trinchos se utilizan para conformar bermas, sostener cunetas (corta corrientes) o reforzar estructuras, en la parte anterior del trincho, entre el saco de fique y el terreno, debe realizarse el relleno compactado en material común. En este tipo de trincho los travesaños son de madera rolliza y excepcionalmente de tablilla. Se construirán de acuerdo a lo indicado en los planos y a las órdenes del Interventor. La madera a utilizar debe ser de consistencia dura y densa, sana, sin agrietamientos ni ataque de hongos o de insectos, con superficies uniformes y secciones geométricas bien definidas. Toda la madera debe ser inmunizada.

Procedimiento de construcción

El contratista verificará con el interventor la localización de la estructura. Seguidamente preparará y acondicionará el terreno. Para la construcción de los trinchos en madera, se procederá a retirar el material suelto que se encuentre en los taludes, se entierran los postes, dejándolos firmemente anclados. Posteriormente se inicia la colocación de los travesaños de abajo hacia arriba, sujetándolos a los postes con grapa para cerca y alambre galvanizado cal. 12, si los travesaños son en madera rolliza; o con puntilla cuando éstos sean de tablilla. Los travesaños deben dimensionarse de tal forma que los empalmes coincidan con el eje de los postes, y deberá obtenerse finalmente un borde superior uniforme y perfectamente nivelado. El saco de fique a utilizar para cubrir la pantalla retenedora

de sedimento será de 45 cm por 80 cm o los que disponga la Interventoría, con el objeto de adecuar el espacio de los trinchos. La malla a instalar deberá ser doble, tipo gallinero.

16.7.4 **Recomendaciones Generales**

Es importante resaltar la importancia de un adecuado manejo de las aguas residuales y las aguas lluvias, en los polígonos La Picacha 2 y La Picacha 3, que pueden ocasionar procesos de inestabilidad sobre las laderas, por lo que se recomienda que todo el polígono en general sea tenga control de esta situación.

De acuerdo con la información de los habitantes de la zona baja de la vía Aguasfrias, en eventos de alta precipitación se ven afectados por las aguas de esorrentía que bajan por esta vía, las cuales han generado emergencias en este sector debido al manejo que se les da a las mismas, parte de las cuales son captadas por la alcantarilla existente en la zona superior de las casas (manejo de aguas de la vía) y vertida al talud sin ningún manejo adicional, afectado así a las viviendas.

Actualmente, la alcantarilla se encuentra tapada con suelo lo que no permite su funcionamiento y las aguas continúan por la vía, llegando gran parte de este caudal a la quebrada La Picacha, sin embargo es posible que parte de este flujo siga descargando al talud afectando las viviendas y eventualmente al talud por la erosión del mismo y saturación de los materiales que lo componen.

Se recomienda construir un bordillo en la vía para evitar que este caudal llegue al talud, adicionalmente realizar mantenimiento a la cuneta del borde interno de la vía con el fin de garantizar el manejo adecuado de las aguas que transitan por la misma, en cuanto a la obra actual que se encuentra tapada se recomienda que la misma se clausure o en su defecto se construya una obra adecuada de descole que garantice la disposición segura de las aguas a la quebrada, ya sea por medio de canales escalonados o cualquier otra obra (Figura 281).

Sobre la margen derecha de la quebrada La Picacha, en el polígono La Picacha 2, se presentan mangueras sobre el terreno además que en algunos puntos hay descargas directas sobre la ladera, de manera que se generan deslizamientos superficiales. Se recomienda tener un control de las mangueras evitando las fugas de aguas y evitar las descargas directas sobre la ladera.



Figura 281. Manejo actual de las aguas de escorrentía en la vía que conduce a Aguasfrias

En terrenos inclinados la fuerza de gravedad juega un importante papel en la formación de inestabilidades pues existe un componente sobre la masa de suelo que induce a que una masa se deslice a lo largo de una superficie de falla, una vez se supera la resistencia al cortante de dicho material. Para que esto suceda existen una serie de factores que coadyuvan a que se disminuyan las propiedades de resistencia de los suelos tales como incremento de los niveles de humedad – saturación, inclinación o pendiente de los terrenos, modificaciones antrópicas entre otras.

Con el fin de mitigar las inestabilidades generadas o prevenir la ocurrencia de estas, se presentan a continuación una serie de medidas que deben tenerse en cuenta en los procesos de intervención de un terreno. Las medidas se plantean como obras de mitigación y/o control hacia dos aspectos fundamentales: Las modificaciones del terreno por factores antrópicos y el control de las aguas, que constituyen la principal causa de la formación de inestabilidades en nuestro medio.

16.7.4.1 Modificaciones del terreno

La creciente demanda por terrenos para construir viviendas ha hecho que se ocupen terrenos de altas pendientes y pobres propiedades geotécnicas, mediante

emplazamientos logrados a través de cortes de las laderas que deterioran la estabilidad precaria de por sí, de las mismas.

Con el fin de prevenir inestabilidades en las zonas de alta pendiente, es necesario incluir en las prácticas de construcción algunas recomendaciones que pretenden disminuir la probabilidad de que ocurran movimientos en masa que pueden tener graves consecuencias en los aspectos económicos y sociales

Es necesario que la comunidad que interviene las laderas que conforman las vertientes de las diferentes quebradas, conserven el retiro mínimo establecido en el POT de la ciudad, con el fin de prevenir emergencias asociadas a las crecientes o avenidas torrenciales como a la posibilidad de ser afectados por movimientos en masa.

En primer lugar, se recomienda que los cortes de la ladera que se realizan entre viviendas adyacentes no deben superar 3 m de altura y es necesario mantener un retiro mínimo de las zonas de taludes para el establecimiento de la vivienda, dejando un retiro tanto en la parte superior del talud como en la parte inferior del mismo, no menos de $\frac{2}{3}$ de la altura antes mencionada, como se muestra en la Figura 282.

En el caso de existir taludes con mayores alturas a la mencionada se deberán construir estructuras de contención que permitan garantizar la estabilidad de esta. Estas estructuras deberán cimentarse adecuadamente sobrepasando materiales de lleno y empotrándose en terrenos aptos para tal fin.

Para el caso de terrenos con predominio de materiales limo arcillosos o arcillosos, se podrán conformar taludes hasta la altura recomendada anteriormente con inclinación que mantenga una relación de corte de 0.5H:1V (62°). En el caso de materiales limosos o arenosos, la inclinación o pendiente del talud generado no debe exceder de 1H:1V.

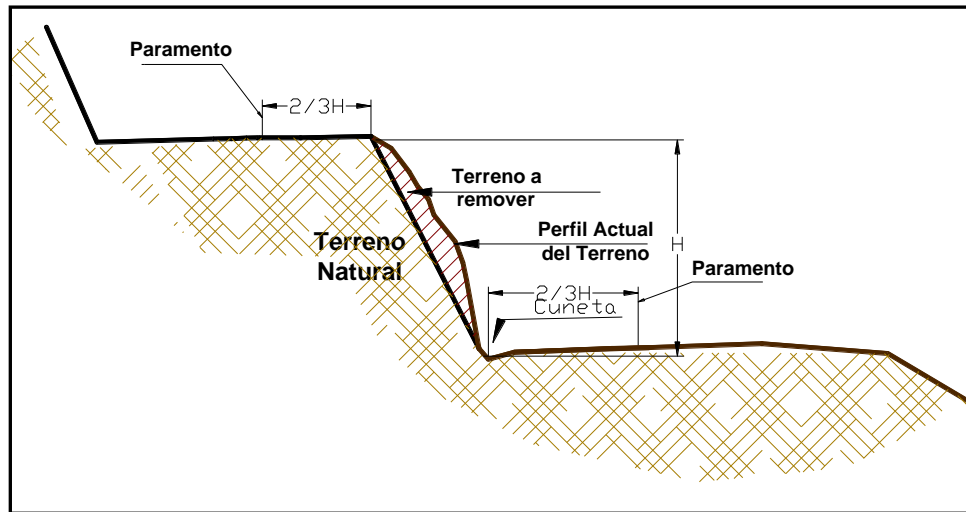


Figura 282. Recomendaciones para modificaciones del talud e implantación de viviendas.

En sectores en donde se detecte la presencia de agrietamientos en el terreno o deformaciones en el talud que amenacen el sector, deben intervenirse estos taludes retirando el material inestable y conformando las pendientes anteriormente recomendadas, de acuerdo con el tipo de material que conforma el talud (Figura 283). Esta intervención debe realizarse con medios manuales y con la orientación de personal calificado, además de tener las respectivas medidas de seguridad para el personal que labore allí.

Si el talud a intervenir presenta suelos limo arcillosos o arcillosos se podrá cubrir el área afectada o intervenida con 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

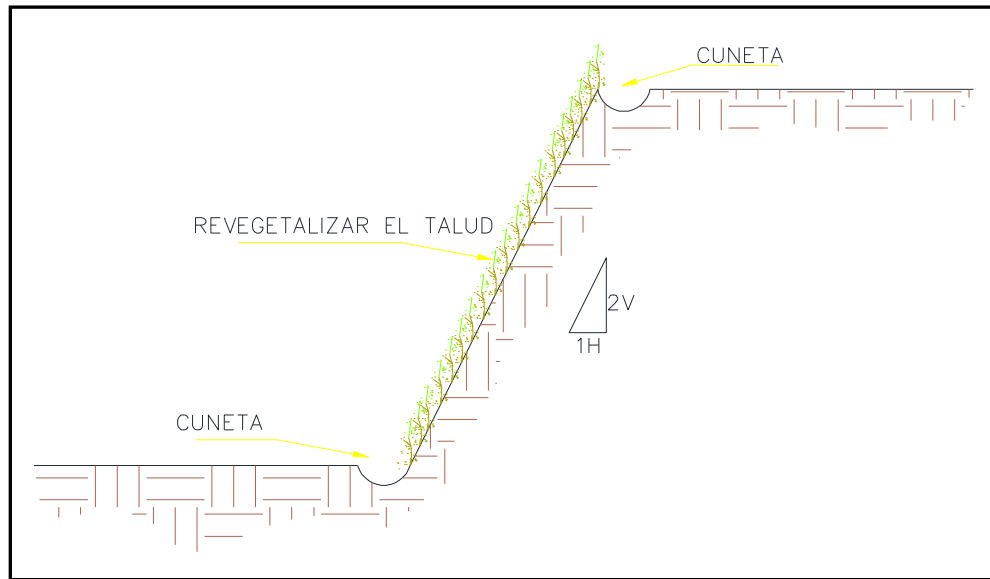


Figura 283. Esquema de recomendaciones para taludes

Si los materiales que conforman el talud son limosos o arenosos, se recomienda el cubrimiento de la zona expuesta mediante la utilización de malla de gallinero y mortero. La malla debe anclarse al talud utilizando pernos de acero, que deberán tener longitudes no inferiores a 0.50 m. Sobre la malla se colocará un mortero de arena-cemento en un espesor no inferior a 5 cm. se deberán dejar oídos o lloraderos para permitir el drenaje de aguas infiltradas detrás de la piel o placa. Estos lloraderos se construirán con trozos de tubería pvc sanitaria de 2 pulgadas de diámetro de 40 cm de longitud, que atravesarán la cubierta y se dejará 5 cm por fuera de la misma. Se deberá garantizar una pendiente del 5% con respecto a la horizontal.

En sectores donde se presenten grietas de tensión, se deberá inicialmente rellenarlas y sellarlas utilizando el siguiente procedimiento:

En primer lugar, se debe preparar una lechada de agua-cal lo suficientemente fluida para que percole por la grieta y descienda la mayor profundidad posible. Una vez hecho esto, se excavará a lado y lado de la grieta en un ancho máximo de 10 cm, y hasta una profundidad no inferior a 0.50 m, donde se colocará una mezcla de suelo y cal en proporción de 8:1, la cual colocará en capas de no más de 0.20 m y se compactará utilizando pisones manuales, hasta alcanzar la superficie del terreno. Se deberá mantener la vigilancia sobre estos terrenos y en caso de que se presenten nuevos agrietamientos, se deberá evaluar la posibilidad de intervenir el talud reconfigurándolo con las inclinaciones anteriormente mencionadas.

16.7.4.2 Control de drenaje

El agua constituye un factor determinante en la formación de inestabilidades de terrenos inclinados, pues causan deterioro de las propiedades que gobiernan la resistencia de los suelos que conforman los taludes. Por lo anterior, es preciso mantener el control estricto sobre las aguas lluvias y de escorrentía para prevenir o mitigar efectos adversos sobre la estabilidad de taludes y laderas. Para lograr el fin antes mencionado, se presentan algunas recomendaciones generales que buscan el control de las aguas y por ende mantener condiciones de estabilidad adecuadas.

- Cunetas y rondas de coronación

Es necesario que, en sectores con áreas aferentes importantes, se construya una cuneta o ronda de coronación que intercepte las aguas de escorrentía que puedan afectar el talud objeto de intervención. Estas cunetas o rondas deben construirse por detrás de la corona de este, 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. Estas cunetas se podrán construir con sacos de suelo-cemento o con concreto simple, como se muestra en la Figura 284.

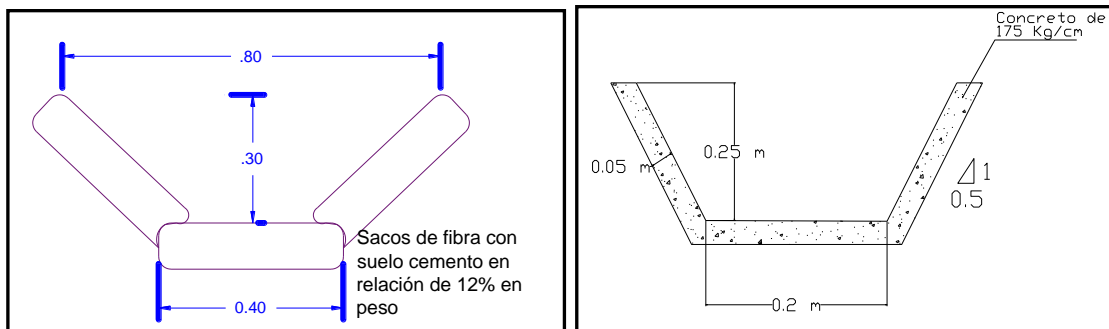


Figura 284. Características de las cunetas

En la parte inferior del talud (pie o pata del talud) se deberá construir una cuneta que permita captar y conducir las aguas de escorrentía que fluyan por el talud, de tal manera que se evite la infiltración o la formación de procesos erosivos.

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. Las especificaciones de pendiente y entrega serán las recomendadas anteriormente para las rondas de coronación (Figura 285). Estas cunetas deberán llevar las aguas hacia la red de aguas lluvias de la zona o hacia los drenajes naturales. Se debe

verificar que la entrega se haga de manera adecuada, evitando la formación de procesos erosivos.

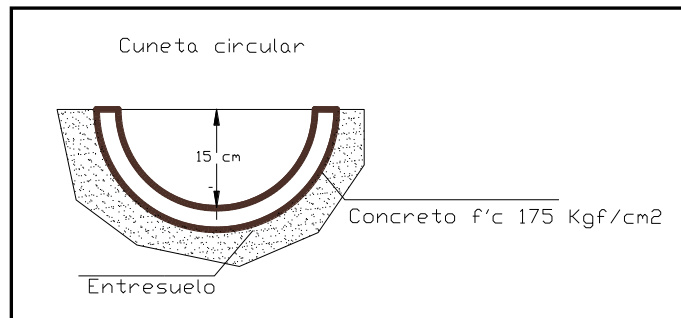


Figura 285. Forma de construcción de las cunetas propuestas

- Captación y conducción de aguas lluvias en viviendas

Cada vivienda debe implementar un sistema de captación y conducción de aguas lluvias mediante canoas que recojan las aguas de los techos y las conduzcan por medio de bajantes a la red de aguas lluvias del sector o en su defecto a tanques de almacenamiento para ser aprovechadas en labores de limpieza (Figura 286).

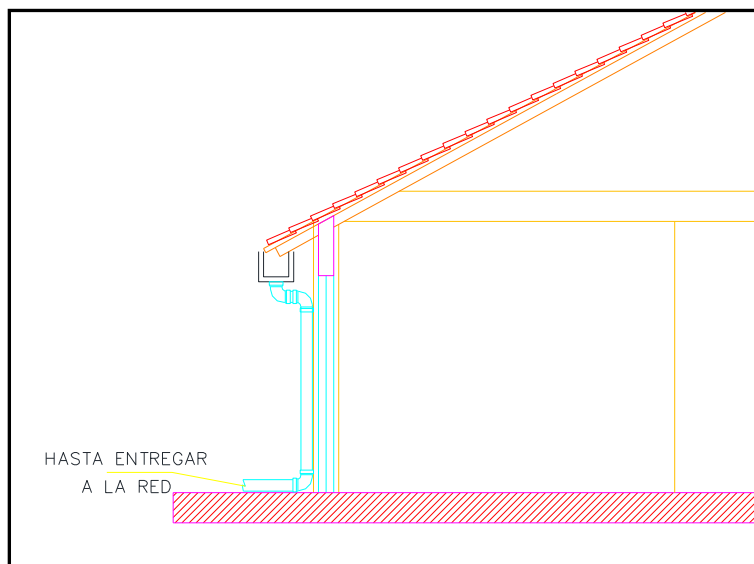


Figura 286. Esquema de bajantes

Las redes de acueducto y alcantarillado de cada vivienda deben construirse en tuberías de p.v.c que permitan cierta flexibilidad y eviten el rompimiento o deterioro ante pequeños movimientos o desplazamientos del terreno. Debe realizarse periódicamente evaluaciones del estado de las redes con el fin verificar su adecuado comportamiento y/o la necesidad de reemplazar alguna de ellas.

Es necesario que al interior y/o exterior de cada vivienda se verifique que no existen zonas de empozamiento y que las aguas lluvias y de escorrentía fluyen adecuadamente hacia las obras de drenaje o hacia los drenajes naturales.

- Drenaje en vías y senderos

Se debe implementar o mejorar el sistema de drenaje en calles y senderos mediante la construcción o adecuación 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. Para lo anterior, durante el programa de intervención se definirán los trazados de las redes de cunetas, ajustándose a las condiciones de espacio, pendiente y caudal o se reemplazarán las que se requieran por su estado o por su capacidad.

Estos sistemas de captación de aguas lluvias deberán estar provistos de estructuras de disipación para atravesar terrenos de muy alta pendiente, sin que se afecte el flujo normal de las aguas.

Tanto las redes de acueducto como alcantarillado deben ubicarse sobre terrenos estables. En sectores que muestren alguna actividad inestable, deberán colocarse superficialmente para mantener vigilancia sobre las mismas.

Deberá procurarse la construcción de sumideros en calles y senderos para captar las aguas lluvias y escorrentías que fluyen por los mismos y conducirlos adecuadamente hacia la red de aguas lluvias o drenajes naturales.

- Obras de drenaje complementarias

Todas las obras de ingeniería que se recomiendan para mejorar la estabilidad tales como muros, pantallas ancladas, pantalla de pilas etc, deberán complementarse con obras de drenaje que eviten el deterioro o la falla de estas. En este orden se deberán construir cunetas, filtros y drenes horizontales que mantengan controlado las aguas lluvias, de escorrentía y el nivel freático en los sectores intervenidos.

- Drenes horizontales o de penetración

Los drenes subhorizontales consisten en introducir una tubería de p.v.c con una leve pendiente al terreno para abatir o controlar el nivel freático y mantener las condiciones de estabilidad del sector. Los drenes se construirán en tubería de p.v.c sanitaria de 2 pulgadas de diámetro, ranurada o perforada y se forrará con tela de geotextil no tejido tipo NT 2500 o similar. La inclinación de los drenes será de 4 a 6° con respecto a la horizontal. El espaciamiento tanto vertical como horizontal se especifica en cada uno de los planos constructivos.

Se dejará un tramo de tubería de 15 a 20 cm por fuera del talud y se conectará con manguera flexible para conducir las aguas captadas hacia una cuneta, la red de aguas lluvias o hacia un drenaje natural.

- Filtros detrás de muros

Detrás de las estructuras de contención es obligatorio la construcción de filtros para el control de las aguas infiltradas. Los filtros detrás de estructuras se podrán construir con material granular limpio envuelto en geotextil no tejido con un ancho mínimo de 0.50 m y con altura de 2/3 partes de la altura del muro. La parte restante hasta llegar a la corona del muro se hará con material de lleno convencional. En la parte inferior del filtro se colocará una tubería perforada de 4 pulgadas, que se conectará a la red de aguas lluvias o a un drenaje del sector.

En la figura siguiente se presentan los detalles para el filtro detrás de estructuras.

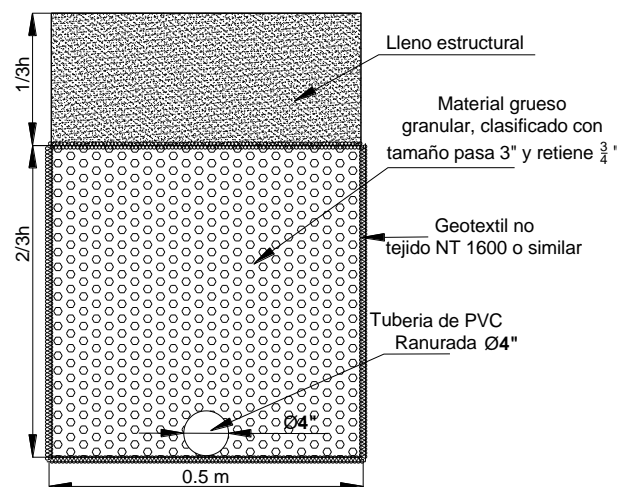


Figura 287. Características de los filtros propuestos

Es conveniente que en la pantalla del muro de contención se construyan oídos o lloraderos que faciliten la evacuación de excesos de agua para evitar presiones adicionales sobre la estructura. Estos oídos se conforman dejando embebido en el concreto la tubería de p.v.c de 2 pulgadas que atraviesan la pantalla de concreto.

16.7.5 Plan de Seguimiento y Monitoreo

Para el polígono La Picacha 3, se propone instalar un inclinómetro en la parte superior de los anclajes propuestos, sobre el talud inferior de la vía Aguas Frias. La longitud del inclinómetro será de 20 metros (Figura 288).

Para la instalación de los inclinómetros se deberá dejar la tubería comúnmente utilizada para este propósito embebida en las pilas seleccionadas. El tubo se debe alinear de tal manera que un par de ranuras se encuentren alineadas en la dirección anticipada del movimiento. La ranura que se encuentra, en dirección ladera abajo, se marca como A0 y la ranura opuesta, se marca como A180. Las otras dos ranuras se marcan como B0 y B180.

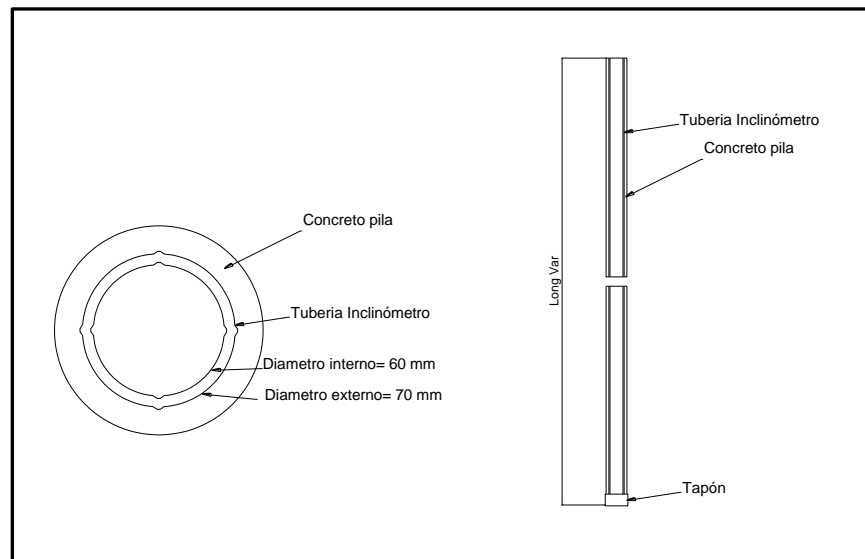


Figura 288. Detalle de inclinómetro

Se recomienda colocar en la cabeza del inclinómetro una caja o protector metálico para preservarlo de actos vandálicos.

La lectura de inicio o lectura base se podrá realizar una vez haya fraguado el concreto y a partir de esta lectura se recomienda realizar lecturas mensuales durante un año, que iniciarán una vez se encuentre construida el muro de contención. Se consideran deformaciones admisibles hasta de 1 pulgada, cuando se haya alcanzado el 50% de esta deformación se deberá alertar sobre esta condición.

16.7.6 Consideraciones finales

- Las estructuras de contención no están diseñadas para soportar cargas adicionales de construcciones por lo cual debe prohibirse su desarrollo sobre este tipo de obras.
- Se recomienda restringir la realización de huertas en zonas de pendientes mayores al 40%, o en zonas de antiguos movimientos en masa.
- Se recomienda restringir la realización de escombreras y botaderos de basuras en las zonas denominadas como de amenaza alta y media por movimientos en masa.
- A partir de los resultados en este trabajo, se propone cambiar la condición de riesgo por movimientos en masa del polígono La Picacha 2. Para el polígono La Picacha 3, el cambio en las restricciones de uso del suelo, están sujetas a la ejecución de las obras planteadas y su monitoreo, hasta que se garantice la estabilidad de la zona.
- Para la construcción de viviendas nuevas y obras de infraestructura se deben realizar los estudios de detalle y de suelos sujetos a la Norma Sismo Resistente NSR-10, para definir las condiciones de estabilidad puntuales, estos estudios deben ser aprobados en curaduría de acuerdo con la normatividad vigente.
- Si para la ejecución de las obras geotécnicas se requiere la intervención de los árboles, se recomienda realizar un inventario forestal y tramitar los permisos ambientales ante la autoridad ambiental competente (Área Metropolitana el Valle de Aburrá – Corantioquía).
- Previo al desarrollo de anclajes o drenes se deberá consultar ante la empresa prestadora de servicios públicos si existen redes que puedan resultar afectadas, además se deberá tener en cuenta el artículo 557 del Acuerdo 048 de 2014: *“Criterios de seguridad que deben tener las obras geotécnicas que se realicen en el municipio de Medellín. Previo a la ejecución de obras geotécnicas que tengan prevista la realización de anclajes o subdrenes que traspasen a predios colindantes en proyectos urbanísticos, será necesario la constitución de servidumbre por los propietarios de los mismos, junto con un escrito de responsabilidad, suscrita por parte del constructor del proyecto o responsable de la obra geotécnica, que incluya la obligación de salvaguardar la integridad de las edificaciones, espacio público y las redes de líneas vitales vecinas. En el caso de no ser factible la localización de estas obras geotécnicas sobre predios vecinos, el responsable del proyecto deberá generar otra alternativa de obra geotécnica, que permita garantizar la estabilidad del terreno donde se proyecta la obra, de los predios y edificaciones colindantes”*.

- Cuando las obras de mitigación generen espacios residuales potencialmente aprovechables, se recomienda que éstos se adecúen como espacios públicos (zonas verdes, recreación pasiva, senderos, entre otros) para evitar la ocupación indebida (invasión) de los mismos.
- Previo a la ejecución de las obras de mitigación recomendadas para cada área de estudio, se debe verificar si las condiciones iniciales (geológicas, geomorfológicas, hidrológicas y geotécnicas) se mantienen, de lo contrario se tendría que realizar una actualización a los estudios y diseños de las mismas.
- Previo a la construcción de las obras de mitigación, se debe verificar si los predios a intervenir son de propiedad del municipio de Medellín, en caso contrario se deberán solicitar los respectivos permisos o proceder a realizar la compra de estos. Igualmente, las edificaciones afectadas por el desarrollo de las obras, deben ser compradas o reubicadas.
- Si con el desarrollo de las obras de mitigación se generan descoles, producto del manejo de las aguas superficiales y subsuperficiales, estos deberán ser conducidos a una red de drenaje natural o artificial, previo trámite ante las entidades competentes.
- Las áreas de amenaza o riesgo medio y bajo, producto de un estudio de amenaza o riesgo de detalle, podrán ser objeto de otorgamiento de reconocimientos o licencias urbanísticas, prestación de servicios públicos cumpliendo con las normas establecidas en el Acuerdo 048 de 2014 y las disposiciones determinadas en la Norma NRS-10, el Acuerdo Metropolitano 09 de 2012 o demás normas que las adicionen, modifiquen o sustituyan.
- El plan de monitoreo para hacer seguimiento al comportamiento de las obras de mitigación en el tiempo, deberá desarrollarse conforme se plantea en las recomendaciones de este estudio, en relación a la localización y profundidad de la instrumentación, la duración total del proceso y la periodicidad de las lecturas.

16.8 RECOMENDACIONES VULNERABILIDAD POR MOVIMIENTOS EN MASA

16.8.1 Servicios públicos domiciliarios

Consolidar la construcción de redes locales de acueducto, redes locales de alcantarillado de aguas servidas y lluvias en todo el polígono.

En el polígono estudiado se localizan 27 edificaciones que presentan como tipo de descarga en talud y/o sistema no convencional, por lo tanto, se recomienda la conexión de dichos predios a la red de alcantarillado existente.

Finalmente, se localizan 24 construcciones que no cuentan con sistema de recolección de aguas lluvia, arrojando libremente dichas aguas al terreno, lo que puede ocasionar la erosión, infiltración y humedades de las estructuras y taludes colindantes, por ende, se sugiere la adecuación de cubiertas y bajantes para la captación y conducción a la red de EPM.

16.8.2 Líneas vitales – energía y alumbrado público

En el polígono Quebrada La Picacha, de los 17 postes de energía con los que cuenta esta zona, se encontraron 9 postes que presentaron algún tipo de deficiencia, sea inclinación o fisuras, por lo tanto, se recomienda el reemplazo de estos, en especial a los que se les identifica madera como material de composición.

16.8.3 Vías de acceso y obras de drenaje

Se deben construir cunetas, sumideros y obras transversales en vías vehiculares, andenes o senderos peatonales.

16.8.4 Mejoramiento saludable

Este tipo de mejoramiento consiste en implementar obras menores, que tienen como finalidad mantener el inmueble en las debidas condiciones de higiene y ornato sin afectar su estructura portante, su distribución interior, sus características funcionales, formales y/o volumétrica, para las cuales no se requerirán licencias de construcción en los términos del artículo 10 del decreto Nacional 1469 de 2010 o a las normas que lo adicionen, modifiquen o sustituyan. Se otorga para corregir: habilitación o instalación de baños, lavadero, cocinas, redes hidráulicas y sanitarias, cubiertas parciales, pisos, enchapes, instalaciones eléctricas etc.

En el polígono Quebrada La Picacha se identificaron 13 construcciones que representan las estructuras con tipología (D) que aplican a este tipo de mejoramiento.

16.8.5 Mejoramiento locativo

Mejoramiento estructural que se aplica, cuando supera una o varias deficiencias básicas perteneciente a un desarrollo legal o en proceso de legalización, para los

cuales es necesario la consecución de permisos o licencias previas ante las autoridades competentes, dichas mejoras pueden consistir en: defectos de la cimentación, vigas, columnas, losas, muros, reforzamiento estructural para actualizarse a la Norma Sismo Resistente NSR-10.

La solución a las deficiencias constructivas que este tipo de mejoramiento pueden aportar serian:

- Tratamiento de grietas.
- Consolidación de ladrillos con proceso degradatorio incipiente.
- Cambio de chapas en los ladrillos con procesos degradatorios avanzados, en los cuales se haya presentado pérdida de volumen.
- Recuperación de morteros de pega.
- Mantenimiento y reposición de cubiertas, impermeabilización con productos epóxicos.
- Construcción de filtros perimetrales para recolección de aguas subterráneas
- Construcción de Sistemas de fundación y sistemas estructurales que brinden un confinamiento y otorgue estabilidad a las edificaciones, haciendo una rehabilitación sísmica o actualización a la Norma vigente, mediante un reforzamiento estructural.

Dicho tipo de mejoramiento es aplicable a 15 construcciones encontradas con tipología E, es decir, estructuras ligeras que son todas aquellas edificaciones construidas con materiales tradicionales o de baja calidad, con un sistema estructural de muros cargueros.

Adicionalmente en el polígono Quebrada La Picacha se encontró 3 construcción con tipología estructural “Construcciones Simple (F)”, es decir, aquellas edificaciones que no poseen una estructura definida y que generalmente son de carácter improvisado y construidas con materiales precarios o de recuperación, a las cuales se les recomienda realizar una intervención integral, dentro de los cuales se considera la reposición.

16.9 RECOMENDACIONES GENERALES SOBRE EL MANEJO DE LAS ZONAS DE AMENAZA

A continuación se presentan un conjunto de lineamientos generales para el manejo de las zonas de amenaza y riesgo por movimientos en masa, inundaciones y avenidas torrenciales, establecidas en el desarrollo de los estudios de detalle por

Secretaría de Medio Ambiente, el Departamento Administrativo de Gestión del Riesgo de Desastres (DAGR) y la Universidad EAFIT:

16.9.1 Amenaza por avenidas torrenciales

Del manejo de las zonas de amenaza baja por avenidas torrenciales. Las áreas clasificadas de amenaza baja producto de los estudios de riesgo de detalle, que se localicen por fuera de la faja de retiro de una corriente natural de agua, podrán ser objeto de actuaciones urbanísticas, otorgamiento de licencias de urbanización, construcción, reconocimiento de edificaciones, adecuaciones de espacio público o equipamientos y la prestación de servicios públicos normatizados (convencionales). La implementación o el desarrollo de cualquiera de las actuaciones, deberá cumplir con la norma urbanística establecida en el Acuerdo 48 de 2014 – Plan de Ordenamiento Territorial (POT) y las disposiciones establecidas en el Acuerdo Metropolitano 09 de 2012 o demás normas que las adicionen, modifiquen o sustituyan.

Del manejo de las zonas de amenaza media por avenidas torrenciales. Las áreas clasificadas de amenaza media producto de los estudios de riesgo de detalle, que se localicen por fuera de la faja de retiro de una corriente natural de agua, podrán ser objeto de actuaciones urbanísticas, otorgamiento de licencias de urbanización, construcción, reconocimiento de edificaciones, adecuaciones de espacio público o equipamientos y la prestación de servicios públicos normatizados (convencionales). La implementación o el desarrollo de cualquiera de las actuaciones, deberá cumplir con la norma urbanística establecida en el Acuerdo 48 de 2014 – Plan de Ordenamiento Territorial (POT) y las disposiciones establecidas en el Acuerdo Metropolitano 09 de 2012 o demás normas que las adicionen, modifiquen o sustituyan.

Del manejo de las zonas de amenaza alta por avenidas torrenciales. Las áreas clasificadas como de amenaza alta producto de los estudios de riesgo de detalle, no podrán ser objeto de actuaciones urbanísticas, otorgamiento de licencias de urbanización, construcción, reconocimiento de edificaciones, adecuaciones de espacio público o equipamientos y la prestación de servicios públicos normatizados (convencionales).

16.9.2 Amenaza por movimientos en masa

Del manejo de las zonas de amenaza baja por movimientos en masa: Las áreas clasificadas de amenaza baja producto de los estudios de riesgo de detalle, podrán ser

objeto de actuaciones urbanísticas, otorgamiento de licencias de urbanización, construcción, reconocimiento de edificaciones, adecuaciones de espacio público o equipamientos y la prestación de servicios públicos normatizados (convencionales). La implementación o el desarrollo de cualquiera de las actuaciones, deberá cumplir con la norma urbanística establecida en el Acuerdo 48 de 2014 – Plan de Ordenamiento Territorial (POT) y las disposiciones establecidas en la Norma NRS-10, el Acuerdo Metropolitano 09 de 2.012 o demás normas que las adicionen, modifiquen o sustituyan.

Del manejo de las zonas de amenaza media por movimientos en masa. Las áreas caracterizadas como de amenaza media por movimientos en masa producto de los estudios de riesgo de detalle, podrán ser objeto de actuaciones urbanísticas, otorgamiento de licencias de urbanización, construcción, reconocimiento de edificaciones, adecuaciones de espacio público o equipamientos y la prestación de servicios públicos normatizados (convencionales). La implementación o el desarrollo de cualquiera de las actuaciones, deberá cumplir con la norma urbanística establecida en el Acuerdo 48 de 2014 – Plan de Ordenamiento Territorial (POT) y las disposiciones establecidas en la Norma NRS-10, el Acuerdo Metropolitano 09 de 2.012 o demás normas que las adicionen, modifiquen o sustituyan.

Del manejo de las zonas de amenaza alta por movimientos en masa. Las áreas no urbanizadas, ocupadas o edificadas, clasificadas como de amenaza alta por movimientos en masa, producto de los estudios de riesgo de detalle, no pueden ser objeto de procesos de urbanización, otorgamiento de licencias urbanísticas y prestación de servicios públicos convencionales.

Si producto de los estudios de amenaza de detalle se recomiendan acciones u obras de mitigación en este tipo de zonas, estas deberán ser ejecutadas por el urbanizador responsable o, en su defecto, por el titular durante la vigencia de la licencia.

Las áreas urbanizadas, ocupadas o edificadas, clasificadas de amenaza alta dentro de la Unidad Morfodinámica Independiente (UMI) y por fuera del área de estudio, se clasificarán como zonas con condición del riesgo, y deben ser objeto de estudios detallados de riesgo, siguiendo las especificaciones técnicas y el procedimiento para su incorporación en la cartografía oficial del Plan, establecido en el Decreto 1626 de 2015, en consonancia con la normativa nacional vigente.

16.10 RECOMENDACIONES GENERALES SOBRE EL MANEJO DE LAS ZONAS DE RIESGO

Al igual que para las zonas de amenaza, se presentan los lineamientos generales para el manejo de las zonas de riesgo, y en este caso se incluye de manera conjunta movimientos en masa, avenidas torrenciales e inundaciones:

Del manejo de las zonas de riesgo bajo. Las áreas clasificadas de riesgo bajo producto de los estudios de riesgo de detalle, podrán ser objeto de actuaciones urbanísticas, otorgamiento de licencias de urbanización, construcción, reconocimiento de edificaciones, adecuaciones de espacio público o equipamientos y la prestación de servicios públicos normatizados (convencionales). La implementación o desarrollo de cualquiera de las actuaciones, deberá cumplir con la norma urbanística establecida en al Acuerdo 48 de 2014 – Plan de Ordenamiento Territorial (POT) y las disposiciones establecidas en la Norma NRS-10, el Acuerdo Metropolitano 09 de 2012 o demás normas que las adicionen, modifiquen o sustituyan. No aplican estas condiciones de manejo para las zonas de riesgo bajo por inundaciones y/o avenidas torrenciales, que hagan parte de la faja de retiro de una corriente natural de agua.

Del manejo de las zonas de riesgo medio. Las áreas clasificadas de riesgo medio producto de los estudios de riesgo de detalle, podrán ser objeto de actuaciones urbanísticas, otorgamiento de licencias de urbanización, construcción, reconocimiento de edificaciones, adecuaciones de espacio público o equipamientos y la prestación de servicios públicos normatizados (convencionales). La implementación o el desarrollo de cualquiera de las actuaciones, deberá cumplir con la norma urbanística establecida en al Acuerdo 48 de 2014 – Plan de Ordenamiento Territorial (POT) y las disposiciones establecidas en la Norma NRS-10, el Acuerdo Metropolitano 09 de 2012 o demás normas que las adicionen, modifiquen o sustituyan. No aplican estas condiciones de manejo para las zonas de riesgo medio por inundaciones y/o avenidas torrenciales, que hagan parte de la faja de retiro de una corriente natural de agua.

Del manejo de las zonas de alto riesgo mitigables. En este tipo de zonas solo se permiten actuaciones urbanísticas, otorgamiento de licencias de urbanización, construcción, reconocimiento de edificaciones, adecuaciones de espacio público o equipamientos y la prestación de servicios públicos normatizados (convencionales), una vez se hayan ejecutado las obras de mitigación propuestas y los procesos de monitoreo recomendados para cada área de influencia directa de dichas obras.

En las áreas de terreno caracterizadas como zonas de alto riesgo mitigables por inundación y/o avenida torrencial, que hagan parte de la faja de retiro de una corriente natural de agua, no aplica las anteriores condiciones de manejo.

Del manejo de las zonas de alto riesgo no mitigables. En este tipo de zonas no se permiten actuaciones urbanísticas, otorgamiento de licencias de urbanización, construcción, reconocimiento de edificaciones, adecuaciones de espacio público o equipamientos, la prestación de servicios públicos normatizados ni el desarrollo de escombreras. Mientras se realizan los procesos de reasentamiento, se podrán implementar obras de mitigación de desastres y la prestación de servicios públicos no convencionales temporales (saneamiento básico).

Las zonas caracterizadas como de alto riesgo no mitigables, requieren de programas de reasentamiento. Una vez efectuado el proceso de reasentamiento en estas zonas, se determinará la factibilidad de ubicar en ellas ecoparques para la mitigación del riesgo, las cuales pueden ser adecuadas como espacios públicos para la recreación pasiva y/o activa, o determinar cuales se deben destinar sólo a protección.

Las construcciones ubicadas dentro de los cauces o en cercanías de los mismos, cuya clasificación de riesgo por inundación y/o avenida torrencial sea alto no mitigable, deben ser objeto de reubicación; al igual de aquellas que se localicen en las áreas donde se requiera implementar las obras de mitigación proyectadas.

17. CONCLUSIONES

- Las unidades geológicas que afloran en la zona del proyecto corresponden principalmente al saprolito del Stock de Altavista, flujos de lodos y escombros, depósitos aluviotorrenciales y a llenos antrópicos locales, la primera representa el basamento de la zona estudiada.
- La zona de estudio se caracteriza por tener una topografía dominada por rangos de pendientes muy variables, entre suave y abrupta, la mayor parte de éstas asociado a laderas de forma cóncavas y planas, longitudes cortas, que se extienden a lo largo de toda la zona. De igual manera, se presentan taludes y superficies antrópicas de extensiones importantes, asociadas a escombreras y zonas de extracción de material como ladrilleras.
- La zona se caracteriza por presentar evidencias geomorfológicas que dan cuenta de la actividad torrencial de la quebrada con eventos de magnitudes importantes que exceden los registros históricos, por lo tanto, se debe evitar la ocupación de las áreas en amenaza alta por este fenómeno.
- Las viviendas localizadas dentro de la mancha de inundación y avenidas torrenciales estimada para caudal por metodología POMCA deben ser reubicadas y se deben proponer usos que permitan el aprovechamiento de este espacio e impidan la ocupación futura del mismo.
- Para el cálculo de los caudales máximos en la quebrada La Picacha se aplicaron métodos de hidrógrafas unitarias sintéticas como SCS, Snyder, y Clark, además del método racional. Se tiene un caudal máximo alcanzado por el método de Snyder y un caudal más bajo dado por el método de Clark, situación que se aprecia para cada uno de los seis (6) puntos de control utilizados para el análisis hidrológico. Según estos resultados, se tienen valores dentro del mismo orden de magnitud para los métodos de Snyder, SCS y Racional, ya que, para el método de Clark, los resultados subestiman considerablemente la variable. Por tal razón, se opta por estimar el caudal de diseño como el promedio entre los métodos de Snyder, SCS y Racional.
- A partir del estudio hidráulico se verificó el comportamiento del flujo a través del tramo de interés de la quebrada La Picacha, evidenciando velocidades extremas de hasta 8,71 m/s y profundidades máximas de 4,55 m para caudal POMCA.

- Los resultados en condiciones actuales de la quebrada Picacha, permiten establecer varias zonas de desbordamiento, donde se afectan las viviendas colindantes al canal de la quebrada, tal como se indica a continuación:

ID	Abscisas		Modelo		Mergen	L Aprox
	Inicio	Fin	Inicio	Fin		(m)
1	0+075	0+210	3715	3580	Derecha	135
2	0+220	0+260	3570	3530	Ambas	40
3	0+790	0+900	3000	2890	Izquierda	110
4	1+300	1+400	2490	2390	Derecha	100
5	1+445	1+510	2345	2280	Derecha	65
6	1+580	1+670	2210	2120	Ambas	90
7	1+685	1+860	2105	1930	Derecha	175
8	2+220	2+435	1570	1355	Derecha	215
9	2+610	2+755	1180	1035	Ambas	145
10	2+795	2+935	995	855	Derecha	140
11	2+975	3+153	815	637	Derecha	178

Según las condiciones de cada uno de los sitios, se ha considerado plantear la reubicación de los sectores afectados con el desbordamiento de las crecientes en la quebrada La Picacha, con el fin de conservar la zona de retiro a la corriente de forma libre, y cuyo fin deberá ser la recuperación de las condiciones naturales de la corriente, tal como lo indica el Acuerdo 048 de 2014, Plan de Ordenamiento Territorial del municipio de Medellín.

- Como obras dentro del tramo de la quebrada La Picacha, se ha planteado un tramo de recuperación de fondo mediante la implementación de estructuras control de gradiente, así como una zona con un muro marginal, colindante al muro existente en el tramo de la Ladrillera El Diamante.
- El puente ubicado hacia el sector de la terminal de buses que presta el servicio de acceso a la ladrillera El Diamante ocasiona un estrechamiento importante del cauce, el cual afecta las características hidráulicas del mismo, causando afectaciones aguas arriba en los períodos de lluvia y mayor caudal

de la quebrada. Por lo tanto, este puente debe ser mejorado para garantizar el flujo adecuado de la quebrada La Picacha, por lo cual se deben realizar los trámites correspondientes por parte de las autoridades competentes para la realización de los estudios y diseños que permitan la adecuación del puente y la mitigación de la problemática en este sector.

- Para los polígonos denominados La Picacha 2 y La Picacha 3, donde se realizó el estudio de detalle por movimiento en masa, se identifican unas condiciones geológicas que favorecen la baja recurrencia de movimientos en masa, sin embargo, las características de las pendientes y forma de la ladera pueden incidir en la ocurrencia de procesos morfodinámicos, si no se tienen los manejos adecuados del terreno.
- Para cada uno de los polígonos, se definió un perfil topográfico sobre el cual se plasmó la información estratigráfica y geotécnica levantada. El factor de seguridad determinístico obtenido para el polígono La Picacha 2 bajo condiciones estáticas es de 1.58, condición que disminuye al evaluar con la influencia del sismo que arroja un factor de seguridad de 1.09, y al evaluar bajo condiciones saturadas se tiene un factor de seguridad de 1.06. De igual manera se analizó un perfil en el polígono La Picacha 3, donde se obtuvo para las condiciones estáticas un factor de seguridad de 1.41, bajo la influencia del sismo 1.02 y en condiciones saturadas 1.07.
- De acuerdo con los resultados de los análisis de estabilidad realizados en ambos polígonos, las condiciones geológicas y geomorfológicas de la zona, la amenaza por movimientos en masa se clasificada en dos niveles: media y baja.
- En general se puede concluir que los taludes de la zona se mantendrán estables, siempre y cuando se implementen obras para el manejo de agua que eviten la saturación del suelo, como rondas de coronación y drenes.
- De acuerdo con el análisis multitemporal de sensores remotos y los recorridos de campo, la recurrencia de procesos morfodinámicos es de baja a moderada en el sector.
- Del análisis geotécnico, geológico y geomorfológico se obtuvo una amenaza baja y media por movimientos en masa para los polígonos La Picacha 2 y La

Picacha 3. De acuerdo con lo anterior, se establece que para el polígono La Picacha 2 la condición de riesgo actual es baja y para el polígono La Picacha 3 es media, sin embargo, la amenaza es dinámica y un cambio en las condiciones del terreno propiciadas por inadecuadas actividades constructivas y malos manejos de aguas lluvias y residuales, podrían cambiar la condición de amenaza y a su vez el riesgo, por lo tanto se deben promover prácticas constructivas para conservar la condición actual.

- Las conclusiones y recomendaciones establecidas en el presente informe se basan en los resultados de un trabajo multidisciplinario que incluye actividades de campo y laboratorio enfocadas en evaluar las condiciones de amenaza, vulnerabilidad y riesgo particulares del polígono en estudio en condiciones actuales por lo que su vigencia es de un plazo máximo de 5 años, siempre y cuando, no se presenten cambios en las condiciones topográficas, hidráulicas o de intervención antrópica.

18. LIMITACIONES

- Las conclusiones y recomendaciones consignadas en este documento se basan en los resultados de las investigaciones de campo y laboratorio que se describen en los capítulos respectivos y en la experiencia de los profesionales que participaron en el estudio.

Los niveles de desplante de las cimentaciones obedecen únicamente a evaluaciones geotécnicas en el momento de la ejecución del presente estudio. Si durante la etapa de construcción se encuentran en la zona condiciones del subsuelo diferentes a las descritas como típicas en este informe, o se presentan variaciones sustanciales del proyecto que afecten de una u otra manera las recomendaciones emitidas, se dará aviso oportuno a la Universidad para complementar las conclusiones y recomendaciones consignadas en el presente informe, en caso de omitirse esta recomendación, la responsabilidad de la actividad será totalmente de quien lo ordene.

19. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALCALDIA DE MEDELLÍN. 2014. Revisión y ajuste del Plan de Ordenamiento Territorial de Medellín, Acuerdo 48 de 2014.
- ALCALDÍA DE MEDELLÍN. 7 de octubre de 2015. Decreto Municipal 1626 de 2015. Gaceta oficial No. 4347
- ÁREA METROPOLITANA DEL VALLE DE ABURRÁ – AMVA. 2007. Microzonificación Sísmica Detallada de los Municipios de Barbosa, Girardota, Copacabana, Sabaneta, La Estrella, Caldas y Envigado.
- BADILLO, JUÁREZ Y RODRÍGUEZ, RICO. 2000. Mecánica de suelos. Tomo I. Fundamentos de la mecánica de suelos. 3ª edición. Editorial Limusa, Ciudad de México.
- BARCO, O.J., Y CUARTAS, L.A. 1998. Estimación de la Evaporación en Colombia. Trabajo Dirigido de Grado, Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Colombia, Sede Medellín.
- BENJAMIN, J. R.1970. Probabilidad y Estadística en Ingeniería Civil. Bogotá: McGraw-Hill.
- BOWLES, J. E.1998. Foundation Analysis and Design. 4ta. Ed., McGraw-Hill Science/Engineering/Math;
- CAMPO, J. M. Y MÚNERA, J. C., 1997. Determinación de Tiempos de Concentración y Coeficientes de Escorrentía para Algunas Cuencas de Antioquia. Tesis de Pregrado. Universidad Nacional de Colombia sede Medellín. 148p.
- CHOW, V. T.; MAIDMENT, D. R. Y MAYS, L. W., 1994. Hidrología aplicada. Bogotá: McGraw-Hill, 583 p.
- DAS, M. B. 2006. Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Thomson Learning, California State University, Sacramento, 5ª edición.

- DEPARTAMENTO ADMINISTRATIVO DE PLANEACIÓN – MEDELLÍN. 2011. Microzonificación sísmica del área urbana del Municipio de Medellín, Descripción áreas homogéneas.
- DEERE, D.U., PATTON F.D. 1971. Slope stability in residual soils. En Proc., Fourth Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Puerto Rico. Vol. 1, Pág. 87-170.
- DU, J., YIN, K., LACASSE, S. Y NADIM, F. 2013. Quantitative vulnerability estimation of structures for individual landslide: application on the metropolitan area of San Salvador. Electronic Journal of Geotechnical Engineering, 19, 1251-1264.
- GONZÁLEZ, H.; LONDOÑO, A. 2002. Catálogo de las unidades litoestratigráficas de Colombia. Diorita de Altavista (Stock de Altavista) (K1da) Cordillera Central Departamento de Antioquia. Comisión Estratigráfica de Ingeominas. 22 p.
- IDAHO STATE UNIVERSITY, 2009. MapWindow 4.7. Geospatial Software Lab.
- INSTITUTO NACIONAL DE VIAS, INVIAS, 2009. Manual de Drenaje para Carreteras, República de Colombia, diciembre de 2009.
- JARAMILLO, R. A. CHÁVES, C.B., 1999. Aspectos Hidrológicos en un Bosque y en Plantaciones de Café (Coffea arabica L), Cenicafé 50, 5-13.
- LI, Z., NADIM, F., HUANG, H., UZIELLI, M. Y LACASSE, S. 2010. Quantitative vulnerability estimation for scenario-based landslide hazards. Landslides, 7(2), 125-134.
- MINISTERIO DE VIVIENDA, CIUDAD Y TERRITORIO. 26 de Mayo de 2015. Decreto Único Reglamentario del Sector Vivienda, Ciudad y Territorio. Decreto Número 1077 de 2015
- MUNICIPIO DE MEDELLÍN, 2014. Plan de Ordenamiento Territorial del Municipio de Medellín, Acuerdo 048 de 2014.
- ORDOÑEZ, ET AL. 2005. Generalidades del sistema de fallas de Romeral en las cercanías a Medellín

SECRETARÍA DEL MEDIO AMBIENTE Y ÁREA METROPOLITANA DEL VALLE DE ABURRÁ. 2007. Plan de ordenación y manejo (PIOM) de la microcuenca de la quebrada La Picacha. Municipio de Medellín.

SERVICIO GEOLÓGICO COLOMBIANO –SGC. 2015. Guía metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa. Bogotá, D.C. 179 p.

SMITH Y VÉLEZ, 1997. Hidrología de Antioquia. Secretaria de Obras Públicas del Municipio de Medellín y Universidad Nacional de Colombia. Medellín.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA (UNALMED), AMVA, CORANTIOQUIA y CORNARE, 2007. Plan de Ordenación y Manejo de la Cuenca del Río Aburrá.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA, SEDE MEDELLÍN – UNALMED, 2010. HidroSIG 4.0. Manual de Usuario. En <http://poseidon.medellin.unal.edu.co/~hidrosig/>.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA, SEDE MEDELLÍN – UNALMED, y Unidad de Planeación Minero – Energética (UPME), 2000. Balances Hidrológicos de Colombia. Posgrado en Aprovechamiento de Recursos Hidráulicos. Medellín.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA, SEDE MEDELLÍN – UNALMED. 2001. Balances Hidrológicos y Atlas Digital de Antioquia. Medellín.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA, SEDE MEDELLÍN – UNALMED. 2001. Balances Hidrológicos y Atlas Digital de Colombia.