

**EMPRESA DE DESARROLLO URBANO (EDU)-
UNIVERSIDAD EAFIT**

Contrato AP 396 de 2017

Estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo de detalle para los circuitos Los Mangos, El Corazón y Santo Domingo, en el municipio de Medellín.

INFORME
POLÍGONO EL SALADO
CIRCUITO EL CORAZÓN

Febrero de 2019

Versión 10

CONTROL DE VERSIÓN			
Versión	Fecha	Capítulo Modificado	Descripción
0	07/12/2017	No Aplica	Revisión de información secundaria
1	29/12/2017	No Aplica	Localización área de estudio, definición de las UMI's y ubicación de sondeos exploratorios del polígono
2	15/01/2018	Numeral 6.1 Definición de la UMI	Geología y geomorfología regional y análisis de fotointerpretación del polígono El Salado.
3	07/02/2018	Numeral 6.1 Definición de la UMI	Geología y geomorfología local preliminar del polígono El Salado
4	15/03/2018	Varios	Condiciones geológicas locales.
5	11/04/2018	Varios	Evaluación geotécnica. Zonificación de amenazas Vulnerabilidad –fragilidad para el polígono El Salado.

			Evaluación de riesgo por polígono Recomendaciones geotécnicas
6	23/04/2018	Varios	Correcciones interventoría amenaza, vulnerabilidad y riesgo. Aspectos hidrogeológicos Aptitud Geológica.
7	04/05/2018	Varios	Correcciones interventoría geología, geomorfología, amenaza, vulnerabilidad y riesgo.
8	22/06/2018	Varios	Correcciones amenaza, vulnerabilidad, riesgo y geotecnia.
9	06/07/2018	Varios	Correcciones geología, geomorfología, gramática y diagramación.
10	06/02/2019	Varios	Correcciones DAP-DAGR.

TABLA DE CONTENIDO

CONTROL DE VERSIÓN.....	2
1. INTRODUCCIÓN	1
2. LOCALIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO	2
3. METODOLOGÍA	4
3.1. CARTOGRAFÍA ESCALA DE TRABAJO.....	4
3.2. AMENAZA POR MOVIMIENTOS EN MASA.....	4
3.2.1. Recopilación de información secundaria y productos base	4
3.2.2. Visitas de reconocimiento.....	4
3.2.3. Generación de mapas temáticos	5
3.2.4. Exploración del subsuelo y ensayos de laboratorio	6
3.2.5. Estratigrafía y definición de parámetros geomecánicos	7
3.2.6. Definición de los modelos geológico – geotécnicos.....	8
3.2.7. Evaluación de la estabilidad.	8
3.2.8. Análisis de la distancia de viaje	9
3.2.9. Zonificación de la amenaza por movimientos en masa	10
3.3. ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD	10
3.3.1. Fichas de levantamiento de la información.....	11
3.3.2. Trabajo de campo.....	11
3.3.3. Análisis de la información	12
3.4. VULNERABILIDAD EN LAS CONSTRUCCIONES.....	12

3.4.1.	Cálculo de la fragilidad	12
3.4.2.	Intensidad de los movimientos en masa lentos en edificaciones.....	13
3.4.3.	Intensidad de los movimientos en masa rápidos en edificaciones.....	13
3.5.	VULNERABILIDAD EN LAS LÍNEAS VITALES	14
3.5.1.	Fragilidad en líneas vitales	14
3.5.2.	Intensidad en líneas vitales para movimientos en masa lentos	15
3.5.3.	Intensidad en líneas vitales para movimientos en masa rápidos	16
3.6.	VULNERABILIDAD EN LAS PERSONAS	16
3.7.	CÁLCULO Y ZONIFICACIÓN DE LA VULNERABILIDAD	17
3.8.	EVALUACIÓN DEL RIESGO	18
3.8.1.	Riesgo por Elementos Expuestos.....	18
3.8.2.	Riesgo por Polígono.	19
4.	REVISIÓN DE INFORMACIÓN SECUNDARIA	21
5.	CARACTERÍSTICAS GENERALES.....	25
5.1.	GEOLOGÍA REGIONAL.....	25
5.1.1	Estratigrafía	27
5.2.	GEOMORFOLOGIA REGIONAL	29
5.2.1.	Valle de Aburrá Medio (VM)	30
5.3.	TECTÓNICA REGIONAL	35
5.3.1.	Sistema de Fallas	35
6.	CONDICIONES GEOLÓGICAS LOCALES DEL POLÍGONO EL SALADO...	36
6.1.	DEFINICIÓN DE LA UMI.....	36

6.2.	FOTOINTERPRETACIÓN.....	40
6.3.	UNIDADES GEOLÓGICAS PARA INGENIERÍA	45
6.3.1.	Derivados de roca in situ	47
6.3.2.	Depósitos aluviales.....	56
6.3.3.	Depósitos antrópicos	57
6.4.	GEOLOGÍA ESTRUCTURAL LOCAL	59
6.4.1.	Orientación y buzamiento	59
6.4.2.	Espaciamiento	63
6.4.3.	Persistencia	64
6.4.4.	Apertura.....	65
6.4.5.	Rugosidad	66
6.4.6.	Relleno	68
6.4.7.	Meteorización	69
6.4.8.	Agua – Filtraciones	70
6.4.9.	Resistencia de las paredes.....	71
6.5.	MORFOMETRÍA	72
6.6.	GEOMORFOLOGÍA LOCAL	78
6.6.1.	Bloque Itagüí – San Cristóbal	81
6.7.	PROCESOS MORFODINÁMICOS	90
6.7.1.	Reporte histórico de eventos	90
6.7.2.	Identificación de procesos morfodinámicos	93
6.8.	CLASIFICACIÓN Y USOS DEL SUELO	96

7.	EVALUACIÓN GEOTÉCNICA	100
7.1	EXPLORACION DE CAMPO	100
7.2	RESULTADOS Y ANALISIS DE LABORATORIO.....	104
7.3	ANALISIS GEOTECNICO	108
7.3.1	Estratigrafía y definición de parámetros geomecánicos	109
7.3.2	Definición de modelos geológico-geotécnicos.....	119
7.3.3	Análisis de estabilidad condición actual.....	125
8.	ASPECTOS HIDROGEOLÓGICOS	152
8.1	MODELO HIDROGEOLÓGICO REGIONAL.....	152
8.2	PERMEABILIDAD	155
8.3	EVALUACION DE DRENAJE SUPERFICIAL	156
8.4	CALCULO DEL PERIODO DE RETORNO DE ACUERDO A LOS MOVIMIENTOS EN MASA	157
9.	ZONIFICACIÓN DE AMENAZAS.....	159
9.1	AMENAZAS POR MOVIMIENTOS EN MASA	159
9.1.1	Amenaza por estabilidad	159
9.1.1.1	Amenaza en condiciones actuales estáticas.....	160
9.1.1.2	Amenaza en condiciones pseudo – estáticas.....	163
9.1.1.3	Amenaza en condiciones saturadas.....	166
9.1.2	Amenaza por Run-Out.....	168
9.1.3	Amenaza total.....	170
10.	VULNERABILIDAD.....	175

10.1	ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LAS CONSTRUCCIONES POR MOVIMIENTO EN MASA.....	175
10.1.1	Cálculo de la fragilidad de las construcciones	175
10.1.2	Cálculo de la intensidad sobre las construcciones.	180
10.1.3	Cálculo de la vulnerabilidad de las construcciones	183
10.2	ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LAS LÍNEAS VITALES POR MOVIMIENTO EN MASA.....	185
10.2.1	Cálculo de la fragilidad de la línea vital – energía	185
10.2.2	Cálculo de la intensidad de la línea vital – energía	187
10.2.3	Cálculo de la vulnerabilidad de la línea vital – energía.....	189
10.2.4	Cálculo de la fragilidad de la línea vital – vías.....	191
10.2.5	Cálculo de la intensidad de las líneas vitales – vías.....	193
10.2.6	Cálculo de la vulnerabilidad de las líneas vitales – vías	195
10.2.7	Cálculo de la fragilidad del acueducto	197
10.2.8	Cálculo de la intensidad del acueducto	199
10.2.9	Cálculo de la vulnerabilidad del acueducto	201
10.2.10	Cálculo de la fragilidad del alcantarillado	203
10.2.11	Cálculo de la intensidad del alcantarillado.....	205
10.2.12	Cálculo de la vulnerabilidad del alcantarillado.....	207
10.3	VULNERABILIDAD DE PERSONAS POR MOVIMIENTOS EN MASA	209
10.3.1	Análisis de vulnerabilidad de personas.	209
10.4	Descripción de problemas encontrados en las construcciones.....	209
11.	ZONIFICACIÓN DE RIESGO	211

11.1	RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA.....	211
11.1.1	Riesgo de elementos expuestos	211
11.1.1.1	Análisis de riesgo de las construcciones.....	212
11.1.1.2	Análisis de riesgo de línea vital - energía.....	214
11.1.1.3	Análisis de riesgo de línea vital - vías	216
11.1.1.4	Análisis de riesgo de línea vital - acueducto	218
11.1.1.5	Análisis de riesgo de línea vital - alcantarillado.....	220
11.1.1.6	Análisis de riesgo de personas.	222
11.1.2	Riesgo por polígono	222
12.	APTITUD GEOLÓGICA.....	227
13.	RECOMENDACIONES	231
13.1	RECOMENDACIONES GEOTÉCNICAS	231
13.1.1	Análisis de estabilidad condición proyectada	232
13.1.2	Dimensionamiento geotécnico de obras.....	248
13.1.3	Plan de Seguimiento y Monitoreo.....	270
13.1.4	Recomendaciones particulares excavación de pilas	270
13.1.5	Recomendaciones para la construcción de anclajes.....	272
13.1.6	Obras de drenaje complementarias	277
13.1.7	Viviendas afectadas por obras propuestas.....	277
13.2	RECOMENDACIONES GENERALES	279
13.2.1	Modificaciones del terreno.....	279
13.2.2	Control de drenaje	282

13.3	RECOMENDACIONES VULNERABILIDAD.....	288
13.3.1	Servicios públicos domiciliarios	288
13.3.2	Líneas vitales – energía y alumbrado público	288
13.3.3	Vías de acceso y obras de drenaje	288
13.3.4	Mejoramiento saludable	288
13.3.5	Mejoramiento locativo.....	289
13.4	OTRAS RECOMENDACIONES.....	290
14.	CONCLUSIONES.....	292
15.	LIMITACIONES	294
16.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	296

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Mapa de localización del polígono El Salado	3
Figura 2. Mapa geológico regional circuito Corazón (Tomado de AMVA (2007) y AMVA – Alcaldía de Medellín (2017)).....	26
Figura 3. Mapa regional de macrounidades de del circuito Corazón (Tomado de AMVA, 2007)	31
Figura 4. Mapa geomorfológico regional circuito Corazón (AMVA, 2007).....	34
Figura 5. Localización de las UMIs del polígono El Salado	39
Figura 6. Fotografía aérea de 1943, polígono El Salado	41
Figura 7. Fotografía aérea de 1969, polígono El Salado	42
Figura 8. Fotografía aérea de 1994, polígono El Salado	43
Figura 9. Fotografía aérea de 2012.....	44
Figura 10. Geología local del polígono El Salado.....	46
Figura 11. Perfil geológico generalizado del polígono El Salado.....	47
Figura 12. Suelo residual IB del Stock de Altavista, perforación 10	49
Figura 13. Stock de Altavista: (a) Saprolito en inmediaciones de la cancha en inmediaciones de la iglesia San José del Mirador, (b) Saprolito en sendero parte alta del polígono.	50
Figura 14. Stock de Altavista, Bloque rodado, a la altura de Servidumbre 119C-162.	51
Figura 15. Saprolito del stock de Altavista en las perforaciones P-10 y P-12	53
Figura 16. Transición suelo roca en la perforación No 9	55
Figura 17. Roca en la perforación No 4.....	56

Figura 18. Depósitos aluviotorrenciales y llenos sobre márgenes del caño El Salado	57
Figura 19. Características de los materiales que conforman el lleno antrópico.....	58
Figura 20. Lleno antrópico, margen izquierda del caño Escondido	59
Figura 21. Mapa de localización de las estaciones con información de las discontinuidades.....	61
Figura 22. Diagrama de polos con todos los datos obtenidos en el levantamiento de discontinuidades. Realizado en Stereo32 ®.....	62
Figura 23. Diagrama de rosas con todos los datos obtenidos en el levantamiento de discontinuidades. Realizado en Dips.5 ®.	63
Figura 24. Análisis de la característica de espaciamiento de las discontinuidades.	64
Figura 25. Análisis de la característica de continuidad de las discontinuidades. ..	65
Figura 26. Análisis de la característica de abertura de las discontinuidades.	66
Figura 27. Esquema para calificar la rugosidad de una discontinuidad (Hoek, 1981).	67
Figura 28. Análisis de la característica de la rugosidad de las discontinuidades. .	68
Figura 29. Análisis de la característica relleno de las discontinuidades.	69
Figura 30. Análisis de la característica meteorización en las discontinuidades. ...	70
Figura 31. Análisis de la característica de agua en las discontinuidades.....	71
Figura 32. Análisis de la característica de resistencia de las paredes de las discontinuidades.....	72
Figura 33. Mapa de morfometría, polígono El Salado	74
Figura 34. Unidad con pendientes en el rango entre 0 -10%, sector de la iglesia San José del Mirador	75

Figura 35. Zonas con pendientes en el rango entre 10% – 25%, camino hacia la iglesia San José del Mirador	76
Figura 36. Sectores con pendientes en el rango entre 25% - 40%, márgenes del Caño El Salado.....	77
Figura 37. Áreas con pendientes en el rango entre 40% - 60% parte alta del polígono El Salado	77
Figura 38. Laderas con pendientes superiores al 60%.....	78
Figura 39. Mapa geomorfológico local del polígono El Salado.....	80
Figura 40. Cima plana y suave, sector de la iglesia San José del Mirador	81
Figura 41. Ladera cóncava corta y abrupta, sector de la Iglesia	82
Figura 42. Ladera cóncava, muy larga y abrupta, vertiente derecha de El Caño El Salado	83
Figura 43. Lomo bajo de ladera muy corta, convexas, abruptas y topes redondeados, en línea punteada se muestra el tope del lomo.	84
Figura 44. Lomo bajo de ladera cortas, convexas, abruptas y topes redondeados, la línea punteada corresponde al tope del lomo ubicado hacia el nacimiento del Caño El Salado.....	85
Figura 45. Ladera cóncava, corta y abrupta, margen izquierda del Caño El Salado, a la altura del CAI periférico.	86
Figura 46. Ladera cóncava, muy larga y abrupta, ubicada entre la quebrada El Salado y la Calle 39DA.....	87
Figura 47. Ladera convexa, muy corta y muy inclinada, caño El Salado a la altura de la carrera 113 con calle 39 F	88
Figura 48. Ladera convexa, moderada y abrupta, margen derecha del caño El Salado, a la altura de la cancha El Salado	89
Figura 49. Ladera irregular, muy larga y abrupta, margen derecha de la calle 39 D.	90

Figura 50. Eventos reportados por el DAGRD (octubre de 2016)	92
Figura 51. Reporte eventos DAGRD para el polígono El Salado	93
Figura 52. (a) Zona de proceso activo, nacimientos de caño El Salado. (b) Cicatriz de deslizamiento.....	94
Figura 53. Procesos morfodinámicos	95
Figura 54. Mapa de clasificación del suelo en el polígono El Salado. Tomado de Acuerdo 48 de 2014.	97
Figura 55. Mapa de usos del suelo del polígono El Salado. Tomado de Acuerdo 48 de 2014.	99
Figura 56. Localización sondeos exploratorios polígono El Salado.....	102
Figura 57. Muestreador estándar para el ensayo SPT	104
Figura 58. Muestreador de pared delgada	104
Figura 59. Modelo geológico- geotécnico perfil 1 El Salado	120
Figura 60. Modelo geológico-geotécnico perfil 2 El Salado.....	121
Figura 61 Modelo Geológico Geotécnico Perfil 3 El salado.	122
Figura 62 Modelo Geológico Geotécnico Perfil 4 El Salado.....	122
Figura 63 Modelo geológico Geotécnico Perfil 5 El salado.	123
Figura 64. Modelo Geológico Geotécnico Perfil 6 El Salado.	124
Figura 65. Modelo Geológico Geotécnico, Perfil 7 El Salado.....	124
Figura 66. Análisis de estabilidad perfil 1 condición actual.	128
Figura 67. Análisis estabilidad perfil 1 condición actual pseudoestática.	129
Figura 68. Análisis estabilidad perfil 1 condición actual saturada.....	130
Figura 69. Análisis estabilidad Perfil 2 situación actual, condición estática. .	131
Figura 70. Análisis estabilidad perfil 2 condición pseudoestática.	132

Figura 71. Análisis estabilidad perfil 2 condición saturada.	133
Figura 72. Análisis estabilidad Perfil 3 situación actual, condición estática. .	134
Figura 73. Análisis estabilidad perfil 3 condición pseudoestática.	135
Figura 74. Análisis estabilidad perfil 3 condición saturada.	136
Figura 75. Análisis estabilidad Perfil 4 situación actual, condición estática. .	137
Figura 76. Análisis estabilidad perfil 4 condición pseudoestática.	138
Figura 77. Análisis estabilidad perfil 4 condición saturada.	139
Figura 78. Análisis estabilidad Perfil 5 situación actual, condición estática. .	140
Figura 79. Análisis estabilidad perfil 5 condición pseudoestática.	141
Figura 80. Análisis estabilidad perfil 5 condición saturada.	142
Figura 81. Análisis estabilidad Perfil 6 margen izquierda situación actual, condición estática.	143
Figura 82. Análisis estabilidad perfil 6 izquierdo condición pseudoestática. ...	144
Figura 83. Análisis estabilidad perfil 6 margen izquierda condición saturada.	145
Figura 84. Análisis estabilidad Perfil 6 margen derecha situación actual, condición estática.	146
Figura 85. Análisis estabilidad perfil 6 margen derecha condición pseudoestática.	147
Figura 86. Análisis estabilidad perfil 6 margen derecha condición saturada.	148
Figura 87. Análisis estabilidad Perfil 7 situación actual, condición estática. .	149
Figura 88. Análisis estabilidad perfil 7 condición pseudoestática.	150
Figura 89. Análisis estabilidad perfil 7 condición saturada.	151

Figura 90. Unidades hidrogeológicas para el Valle de Aburrá, modificado de AMVA 2013.	154
Figura 91. Mapa de amenaza por estabilidad del polígono de El Salado.	161
Figura 92. Mapa de amenaza por estabilidad en condición seudoestática del polígono El Salado	165
Figura 93. Mapa de amenaza por estabilidad en condición saturada del polígono El Salado	167
Figura 94. Mapa amenaza Runout del polígono El Salado.	169
Figura 95. Mapa de amenaza total del polígono de El Salado	173
Figura 96. Distribución espacial de la fragilidad de las construcciones por movimiento en masa, identificada en el polígono El Salado.....	177
Figura 97. Tipología estructuras ligeras (E). Construcción ubicada en el polígono El Salado.	178
Figura 98. Tipología construcciones simples (F). Estructura ubicada en el polígono El Salado.....	179
Figura 99. Tipología estructuras con confinamiento deficiente e híbridas (D). Estructura ubicada en el polígono El Salado.	180
Figura 100. Distribución espacial de la intensidad de las construcciones por movimiento en masa, identificada en el polígono El Salado.....	182
Figura 101. Distribución espacial de la vulnerabilidad de las construcciones por movimiento en masa, identificada en el polígono El Salado.....	184
Figura 102. Distribución espacial de la fragilidad de la línea vital energía por movimiento en masa, identificadas en el polígono El Salado.....	186
Figura 103. Distribución espacial de la intensidad de la línea vital energía por movimiento en masa, identificadas en el polígono El Salado.....	188
Figura 104. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital energía por movimiento en masa, identificadas en el polígono El Salado.....	190

Figura 105. Distribución espacial de la fragilidad de la línea vital vías por movimiento en masa, identificadas en el polígono El Salado.....	192
Figura 106. Distribución espacial de la intensidad de la línea vital vías por movimiento en masa, identificadas en el polígono El Salado.....	194
Figura 107. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital vías por movimiento en masa, identificadas en el polígono El Salado.....	196
Figura 108. Distribución espacial de la fragilidad de la línea vital acueducto por movimiento en masa, identificada en el polígono El Salado.....	198
Figura 109. Distribución espacial de la intensidad de la línea vital acueducto por movimiento en masa, identificada en el polígono El Salado.....	200
Figura 110. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital acueducto por movimiento en masa, identificada en el polígono El Salado.....	202
Figura 111. Distribución espacial de la fragilidad de la línea vital alcantarillado por movimiento en masa, identificada en el polígono El Salado.....	204
Figura 112. Distribución espacial de la intensidad de la línea vital alcantarillado por movimiento en masa, identificada en el polígono El Salado.....	206
Figura 113. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital alcantarillado por movimiento en masa, identificada en el polígono El Salado.	208
Figura 114. Distribución espacial del riesgo de las construcciones por movimiento en masa, identificada en el polígono El Salado.	213
Figura 115. Distribución espacial del riesgo de la línea vital energía por movimiento en masa, identificada en el polígono El Salado.....	215
Figura 116. Distribución espacial del riesgo de la línea vital vía por movimiento en masa, identificada en el polígono El Salado.....	217
Figura 117. Distribución espacial del riesgo de la línea vital acueducto por movimiento en masa, identificada en el polígono El Salado.....	219
Figura 118. Distribución espacial del riesgo de la línea vital alcantarillado por movimiento en masa, identificada en el polígono El Salado.....	221

Figura 119. Mapa de riesgo por polígono del polígono El Salado	225
Figura 120. Mapa de Aptitud geológica para el polígono El Salado	230
Figura 121. Análisis estabilidad perfil 1 Alternativa recomendada, condición estática.	233
Figura 122. Análisis estabilidad perfil 1 Alternativa recomendada, condición seudoestática	234
Figura 123. Análisis estabilidad perfil 2. Solución final condición estática....	235
Figura 124. Análisis estabilidad perfil 2. Solución final, condición seudoestática.	236
Figura 125. Análisis estabilidad perfil 3. Solución final condición estática....	237
Figura 126. Análisis estabilidad perfil 3. Solución final, condición seudoestática.	238
Figura 127. Análisis estabilidad perfil 4. Solución final condición estática....	239
Figura 128. Análisis estabilidad perfil 4. Solución final, condición seudoestática.	240
Figura 129. Análisis estabilidad perfil 5. Solución final condición estática....	241
Figura 130. Análisis estabilidad perfil 5. Solución final, condición seudoestática.	242
Figura 131. Análisis estabilidad perfil 6 margen izquierda. Solución final condición estática.	243
Figura 132. Análisis estabilidad perfil 6 margen izquierda. Solución final, condición seudoestática.	244
Figura 133. Análisis estabilidad perfil 6 margen derecha. Solución final condición estática.	245
Figura 134. Análisis estabilidad perfil 6 margen derecha. Solución final, condición seudoestática.	246
Figura 135. Análisis estabilidad perfil 7. Solución final condición estática....	247

Figura 136. Análisis estabilidad perfil 7. Solución final condición pseudoestática.	248
Figura 137 Localización de las obras proyectadas para el polígono El Salado...	249
Figura 138. Capacidad de carga vertical y resistencia al levantamiento pilas Perfil 2.	251
Figura 139. Asentamientos estimados Pilas perfil 2.	252
Figura 140. Capacidad de carga vertical y resistencia al levantamiento pilas Perfil 4.	253
Figura 141. Asentamientos estimados pilas perfil 4.....	253
Figura 142. Capacidad de carga vertical y resistencia al levantamiento pilas Perfil 6 margen derecha.	254
Figura 143. Asentamientos estimados Pilas perfil 6 margen derecha.	255
Figura 144. Capacidad de carga vertical y resistencia al levantamiento pilas Perfil 6 margen izquierda.	256
Figura 145. Asentamientos estimados Pilas perfil 6 margen izquierda.	256
Figura 146. Capacidad de carga vertical y resistencia al levantamiento pilas Perfil 7.	257
Figura 147. Asentamientos estimados Pilas perfil 7.	258
Figura 148. Análisis lateral de las pilas Perfil 2.....	261
Figura 149. Análisis capacidad lateral de las pilas Perfil 4.	262
Figura 150. Análisis capacidad lateral de las pilas Perfil 6 margen derecha.	263
Figura 151. Análisis capacidad lateral de las pilas Perfil 6 margen izquierda.	264
Figura 152. Análisis capacidad lateral de las pilas Perfil 7.	265
Figura 153. Construcción de una pila in-situ.	272

Figura 154. Recomendaciones para modificaciones del talud e implantación de viviendas.	280
Figura 155. Esquema de recomendaciones para taludes	281
Figura 156. Características de las cunetas	282
Figura 157. Forma de construcción de las cunetas propuestas	283
Figura 158. Esquema de bajantes.....	284
Figura 159. Características de los filtros propuestos.....	286

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Regla de decisión para el riesgo individual. Modificado de Phoon (2008) citado por Alcaldía de Medellín (2015).	18
Tabla 2. Regla de decisión para el riesgo por polígono para movimientos en masa.	20
Tabla 3. Clasificación geomorfológica regional	30
Tabla 4. Fotografías aéreas empleadas para el proceso de fotointerpretación.....	40
Tabla 5. Reporte del Horizonte IB en los sondeos del polígono El Salado	48
Tabla 6. Reporte del Horizonte IC en los sondeos del polígono El Salado	52
Tabla 7. Reporte del Horizonte IIA en los sondeos del polígono El Salado	54
Tabla 8. Distribución de los datos tomados en las estaciones de campo.	60
Tabla 9. Descripción del espaciamiento de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski, Z. T. (1989).....	63
Tabla 10. Descripción de la continuidad de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski, Z. T. (1989).....	64
Tabla 11. Descripción de la abertura de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski, Z. T. (1989).....	65
Tabla 12. Descripción de la meteorización de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski, Z. T. (1989).....	69
Tabla 13. Descripción de la filtración de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski, Z. T. (1989).....	70
Tabla 14. Descripción de la resistencia de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski, Z. T. (1989).....	71
Tabla 15. Distribución de la variable pendientes	73
Tabla 16. Clasificación geomorfológica del polígono El Salado	79

Tabla 17. Localización geográfica de los sondeos.	100
Tabla 18. Numero de sondeos exploratorios, longitud alcanzada y profundidad del nivel freático.	103
Tabla 19. Tipos de ensayos y cantidad de muestras analizadas.	105
Tabla 20. Resumen de los ensayos de laboratorio.	105
Tabla 21. Correlaciones utilizadas para la definición de parámetros geomecánicos.	112
Tabla 22. Parámetros geomecánicos ensayos de laboratorio del lleno antrópico.	113
Tabla 23 Parámetros geomecánicos estadísticos residual IB perfil 1.	114
Tabla 24. Parámetros geomecánicos estadísticos saprolito IC Perfil 1.	115
Tabla 25 Parámetros geomecánicos estadísticos saprolito IC Perfil 1.	116
Tabla 26 Parámetros geomecánicos estadísticos saprolito IC Perfil 3.	116
Tabla 27 Parámetros geomecánicos de laboratorio saprolito IC perfil 3.	116
Tabla 28 Parámetros geomecánicos estadísticos saprolito IC Perfil 4.	117
Tabla 29 Parámetros geomecánicos estadísticos saprolito IC Perfil 5.	118
Tabla 30 Parámetros geomecánicos de laboratorio saprolito IC perfil 5.	118
Tabla 31 parámetros geomecánicos estadísticos saprolito IC perfil 6.	118
Tabla 32 parámetros geomecánicos estadísticos roca III perfil 3.	119
Tabla 33. Factores de seguridad para el análisis de estabilidad (Tomado de Tabla H.2.4-1. NSR-10 Factores de Seguridad Básicos Mínimos Directos).	125
Tabla 34 Coeficientes sísmico.	126
Tabla 35 Valores de KST/amax	127

Tabla 36. Unidades hidrogeológicas en la zona de estudio (Modificado de AMVA, 2013)	152
Tabla 37. Valores relativos de permeabilidad. (Fuente: Terzaghi K y Peck R, 1980)	156
Tabla 38. Estaciones de precipitación usadas para el análisis de lluvia detonante.	157
Tabla 39. Estaciones de precipitación con curvas IDF.....	157
Tabla 40. Periodos de retorno asociados a las lluvias máximas diarias de los años 2010 y 2011.....	158
Tabla 41. Probabilidad de falla en condiciones pseudo-estáticas	164
Tabla 42. Amenaza en condición saturada	166
Tabla 43. Regla de decisión para el riesgo individual. Modificado de Phoon (2008) citado por Alcaldía de Medellín (2015).	211
Tabla 44. Regla de decisión para el riesgo por polígono para movimientos en masa.	222
Tabla 45 Capacidad de carga vertical, resistencia al levantamiento y asentamientos pilas de fundación muro de contención.	250
Tabla 46 Capacidad de carga vertical y asentamientos pilas perfil 4.	252
Tabla 47 Capacidad de carga vertical, resistencia al levantamiento y asentamientos pilas de fundación muro de contención.	254
Tabla 48 Capacidad de carga vertical, resistencia al levantamiento y asentamientos pilas de fundación muro de contención.	255
Tabla 49 Capacidad de carga vertical, resistencia al levantamiento y asentamientos pilas de fundación muro de contención.	257
Tabla 50 Cargas estimadas para los diferentes casos analizados	260
Tabla 51 Resultados Obtenidos Interacción suelo-estructura	260
Tabla 52 Resultados Obtenidos Interacción suelo-estructura	261

Tabla 53 Resultados Obtenidos Interacción suelo-estructura	262
Tabla 54 Resultados Obtenidos Interacción suelo-estructura	263
Tabla 55 Resultados Obtenidos Interacción suelo-estructura	265
Tabla 56. Memorias de cálculo micropilotes.....	266
Tabla 57. Memorias de cálculo anclajes perfil 3.	267
Tabla 58. Memorias de cálculo anclajes perfil 5.	268

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. Memorias de cálculo y diseños estructurales

1. INTRODUCCIÓN

El presente estudio hace parte de las acciones del programa de Empresas Públicas de Medellín denominado “Unidos por el Agua”, el cual busca mejorar la calidad de vida de un número importante de familias, ubicadas algunas de ellas, en asentamientos informales, a partir del acceso a los servicios de acueducto y alcantarillado y la mitigación del riesgo geológico e hidrológico.

Este informe, corresponde a los estudios de detalle requeridos para las zonas de condición de riesgo por el Decreto Nacional 1077 de 2015 y por el Decreto Municipal 1626 de 2015, e igualmente recoge el Decreto Metropolitano 09 del 25 de mayo de 2012. Las áreas objeto de este análisis, se localizan en los denominados circuitos Los Mangos, Santo Domingo y El Corazón, ubicados en la zona Centro Oriental, Nororiental y centro Occidental del municipio de Medellín.

Los tipos de amenaza evaluada en las áreas de interés corresponden a movimientos en masa, inundaciones y avenidas torrenciales. Para el polígono denominado El Salado, la amenaza que define la condición de riesgo en el Acuerdo 48 de 2014 – POT, corresponde a movimientos en masa, amenaza que fue evaluada en detalle en el presente estudio.

Además de la amenaza, se evaluó la vulnerabilidad física de acuerdo a 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 a 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.

2. LOCALIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

La zona de estudio se ubica sobre la vertiente occidental del valle medio del río Medellín; hace parte de la Comuna 13 del municipio de Medellín, y está conformado por cuatro polígonos. Las áreas con condición de riesgos denominadas en el POT con los códigos 1315-5, 6014-1 y 1316-2, dentro del denominado Circuito Corazón, son aledaños y corresponden a un área de forma irregular comprendida desde la calle 39F con servidumbre 120, continuando sobre la divisoria de aguas de un pequeño lomo sobre la margen izquierda del caño El Salado hasta la parte alta en inmediaciones de la Iglesia San José del Mirador, continuando de travesía por la vertiente en dirección sureste hasta encontrarse con la quebrada El Salado, siguiendo por la vertiente derecha de esta corriente y teniendo como referencia la carrera 118 y las servidumbres 117c-15 116-34, 119-28, continuando por la margen derecha de la quebrada El Salado hasta la carrera 118 donde cruza la corriente; de este punto y de forma irregular toma dirección E-W teniendo como referencia las servidumbres 19C-69, 117C-15, cruzando la divisoria de aguas entre la quebrada El Salado y el Caño El Salado a la altura de la calle 39DA, continua de forma irregular hacia El caño El Salado, punto de partida. Esta zona tiene un área aproximada de 7.02 ha (Figura 1) e incluye las áreas con condición de riesgos denominadas en el POT con los códigos 1315-5, 1316-2, 6014-2, 6014-1 y 1316-3 incluidos dentro del denominado Circuito El Corazón.

El Polígono de código 1316-3 del circuito Corazón, se ubica sobre ambas márgenes de El Caño El Salado en el sector comprendido entre las carreras 115A y 119C, y está representando por un área aproximada de 1.87 ha (Figura 1).

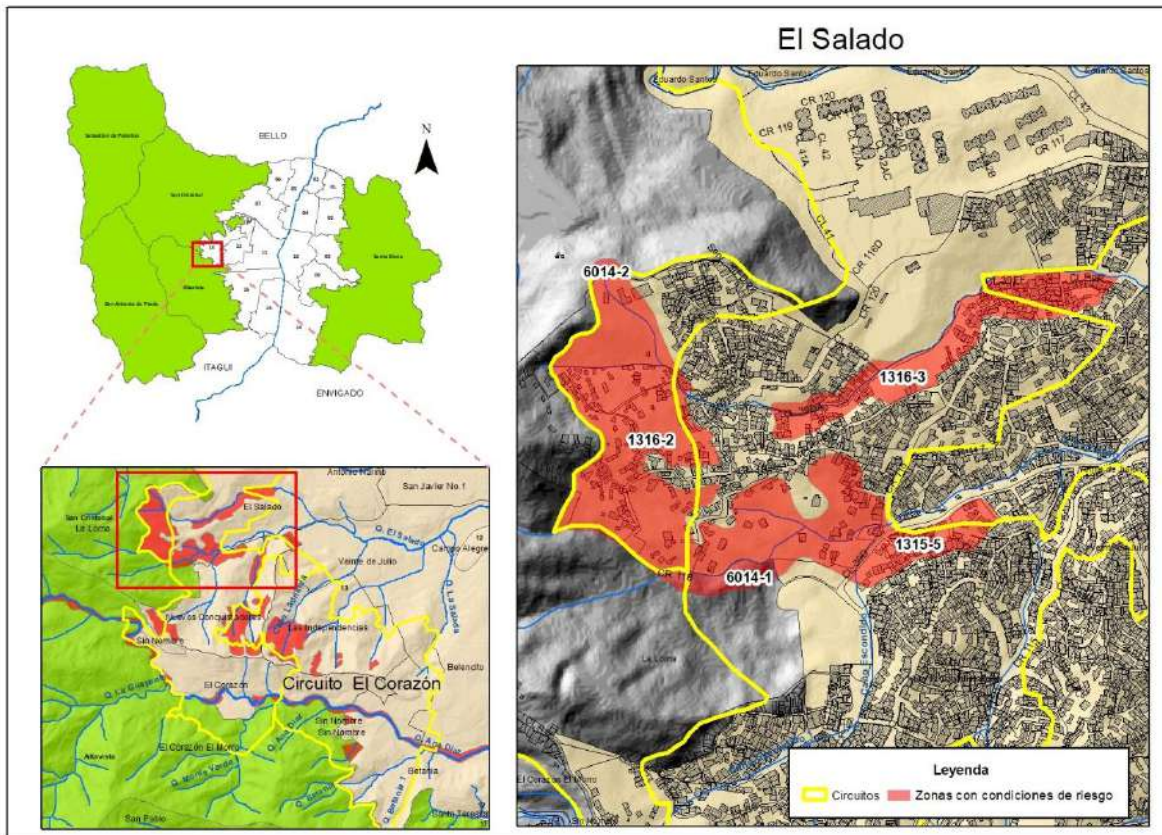


Figura 1. Mapa de localización del polígono El Salado

3. METODOLOGÍA

Los procedimientos seguidos para realizar los estudios de riesgo de detalle por 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 evaluación de la amenaza por movimientos en masa se utilizó la escala 1:2.000, específicamente se tuvo en cuenta la información de la restitución de la EDU, la información del POT de Medellín y levantamientos puntuales donde no se contó con esta.

3.2. AMENAZA POR MOVIMIENTOS EN MASA

El propósito de este capítulo consiste en la definición de la metodología empleada para generar los mapas de zonificación de amenazas por fenómenos de remoción en masa mediante la utilización de métodos determinísticos, y cuyos procesos principales consisten en los siguientes: generación de mapas temáticos, exploración del subsuelo, estratigrafía, análisis de estabilidad y evaluación de la amenaza. A continuación, se explican cada uno de estos procesos:

3.2.1. 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 locales, además de otros informes realizados por diferentes entidades como se sintetiza en el capítulo 4.

3.2.2. 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 funcionarios del Departamento Administrativo de Planeación Municipal, la EDU, la

Interventoría y profesionales de la Universidad. En estas visitas se discutió la delimitación de las unidades morfodinámicas independientes UMI 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.

3.2.3. 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.

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.

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 fotografías aéreas donde fue 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 de amenaza por movimientos en masa a escala detallada 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: para la generación del mapa de amenaza por 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.

3.2.4. 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 confinada 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.

3.2.5. Estratigrafía y definición de parámetros geomecánicos

De acuerdo a 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 como la prueba SPT, del análisis de las muestras extraídas en cada uno de ellos, de las pruebas en laboratorio 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.

3.2.6. 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.

3.2.7. 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).

3.2.8. 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.

3.2.9. 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 pseudoestático 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.

3.3. ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD

Para la evaluación de la vulnerabilidad por movimientos en masa 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 para los escenarios de movimientos en masa lentos y rápidos, 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.

3.3.1. 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

3.3.2. 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.

3.3.3. 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.

3.4. 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

3.4.1. Cálculo de la fragilidad

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

Fragilidad para movimientos en masa: 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 (S_{alt}), su conservación (S_{con}) y su edad (S_{ed}), 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. Partiendo de estos parámetros, se calculó la fragilidad de la estructura (S_e) con la siguiente ecuación que al desarrollar cada uno de sus factores se expresa de la siguiente manera:

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

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

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

3.4.2. 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.

3.4.3. 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.

If-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.

3.5. 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.

3.5.1. 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:

$$\text{Sacued} = 1 - (1 - \text{Soperad de red})(1 - \text{Sestado})(1 - \text{Sdiám})(1 - \text{Smat})$$

Dónde *Soperad de red* es el factor de fragilidad por operador de red; *Sestado* es el factor de fragilidad por estado, *Sdiám* 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:

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

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.

3.5.2. 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.

3.5.3. 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.

3.6. 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.

3.7. 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.

3.8. 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.

3.8.1. 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. Para el caso de los movimientos en masa esta probabilidad anual estuvo en función de los periodos de retorno de los eventos de lluvia que tienen una incidencia sobre los movimientos en masa y de los sismos, para el cual se trabajó con el periodo de retorno de 475 años. 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.

3.8.2. Riesgo por Polígono.

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.

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	Proyecto urbano para la legalización y regularización urbanística Barrios El Corazón, Las Independencias, Nuevos Conquistadores y El salado. Comuna 13
Autor (es)	Municipio de Medellín - Departamento Administrativo de Planeación Universidad de Antioquia – Facultad de Derecho y Ciencias Políticas
Año	2009
Localización de referencia: Barrios El Corazón, Las Independencias, Nuevos Conquistadores Y El Salado. Comuna 13, municipio de Medellín	

Resumen: En el Plan de Desarrollo para Medellín se incluyen cinco componentes, entre ellos el de Vivienda y Hábitat, como programas de este componente, se encuentra el de Mejoramiento Integral de Barrios, que comprende proyectos de Legalización y Mejoramiento de vivienda, titulación de predios, mejoramiento de entornos barriales y la Regularización Urbanística, como alternativa de solución a los problemas y conflictos detectados en estos sectores mediante acciones que consideren esta dinámica, integren la ciudad urbana y la ciudad rural buscando el mutuo beneficio. En esa dirección, el Proyecto de Regularización y Legalización Urbanística para los barrios Las Independencias, Nuevos Conquistadores, El Corazón, El Salado y Veinte de Julio localizados en la Comuna 13 de Medellín, constituyendo una materialización concreta de las políticas a nivel municipal, nacional e internacional.

Observaciones: Información básica de geología y formaciones superficiales, variables morfométricas, geomorfología, procesos geomorfológicos, aptitud geológica del suelo y caracterización de las zonas de riesgo de los polígonos objeto de este estudio. Este estudio presenta una caracterización general de las microcuencas entre las que se identifica la quebrada Ana Díaz

Título:	Estudio de suelos del proyecto conectividad El Salado en la comuna 13.
Autor:	SUELOS Y AMBIENTE
Año:	2010
Localización de referencia: Quebrada El Salado comuna 13.	
Resumen: El estudio presenta el diseño de las cimentaciones para la construcción de puente sobre la quebrada El Salado. Se realizaron 6 perforaciones con profundidades entre 3 metros y 15 metros.	
Observaciones: Se presentan recomendaciones correspondientes a cortes a realizar en vía contigua al puente.	

Título	Descripción de zonas homogéneas - Microzonificación sísmica del área urbana de Medellín
Autor (es)	Alcaldía de Medellín
Año	2011
Localización de referencia: Municipio de Medellín	
Resumen: Después de entrar en vigencia la norma NSR-2010 y el estudio de Microzonificación sísmica del 2007, se definieron 14 zonas homogéneas para el municipio de Medellín de acuerdo con el comportamiento particular de los diferentes tipos de suelos frente a los sismos. También se presenta el mapa con la distribución espacial de estas zonas y los coeficientes espectrales para los sismos de control de daños y de diseño para cada una de éstas, valores que corresponden a la aceleración máxima esperada en la superficie del terreno.	

Observaciones: De esta información se obtiene el valor de aceleración máxima en el terreno para el sismo para los análisis geotécnicos de estabilidad de las laderas.

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	
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.	

5. CARACTERISTICAS 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 Aburrá 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.

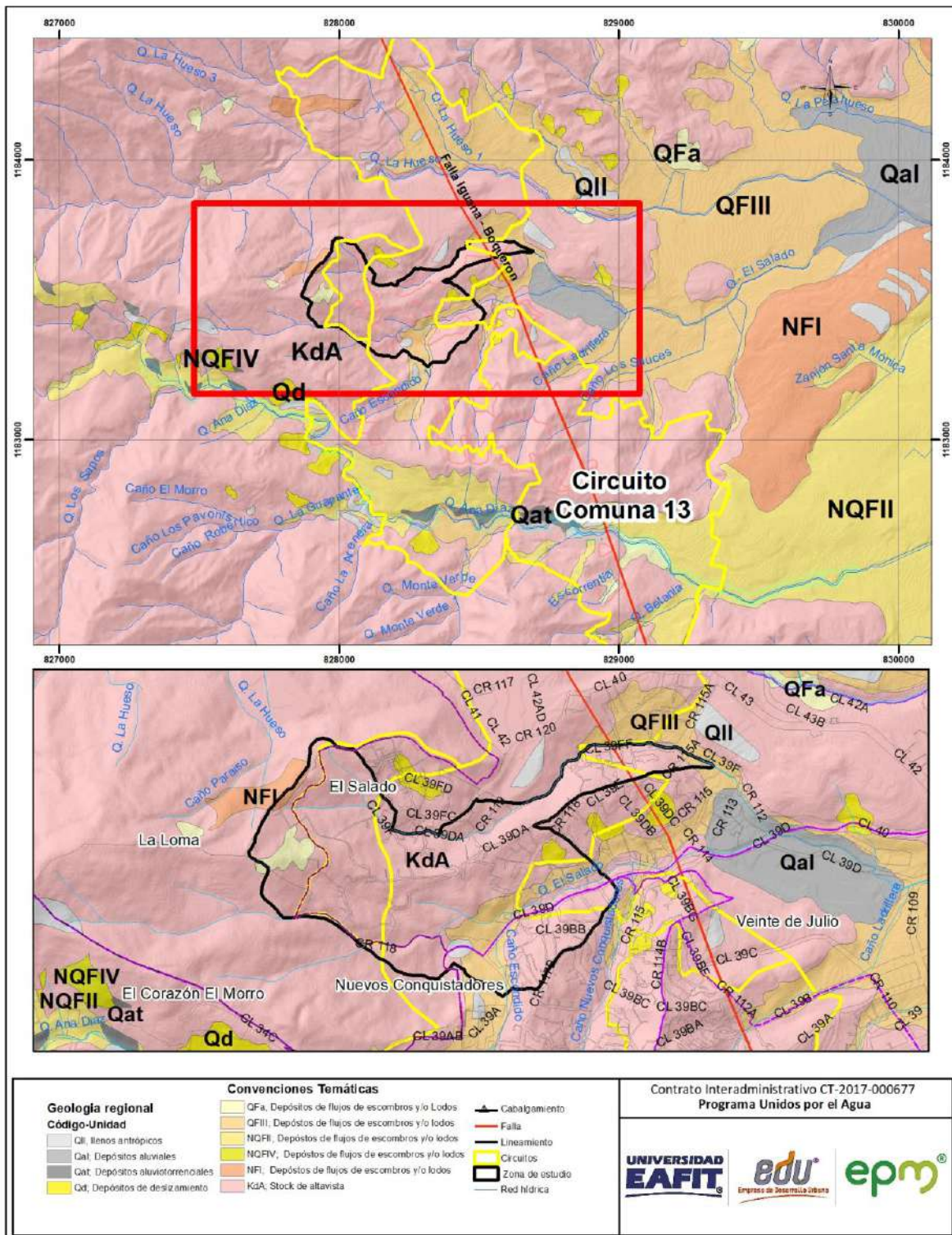


Figura 2. Mapa geológico regional circuito Corazón (Tomado de AMVA (2007) y AMVA – Alcaldía de Medellín (2017)).

5.1.1 Estratigrafía

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

- **Metabasitas de El Picacho (JKmbP)**

Corresponde al antes denominado Metagabro de El Picacho por Correa *et al.* (2005) y que junto con la Dunita de Medellín hacen parte del Complejo Ofiolítico de Aburrá, sin embargo, Restrepo (2008) renombra la unidad como Metabasitas de El Picacho y está conformada por las rocas del Metagabro de El Picacho, donde se identifica la textura gabróica reliquia y por las Anfibolitas de La Espadera – Chupadero, que son anfibolitas esquistosas; adicionalmente incluye otros cuerpos menores de metagabropegmatitas, y esquistos y granofelses clorítico – actinolíticos.

El Metagabro de El Picacho tiene un protolito ígneo y se caracteriza por un bandeamiento composicional definido por capas centimétricas a decimétricas, unas ricas en minerales ferromagnesianos y otras ricas en minerales félsicos; también se puede presentar un bandeamiento estructural, con alternancia de bandas de grano grueso a muy grueso con bandas de grano fino. Los minerales principales son clinopiroxeno y plagioclasa; los minerales secundarios son anfíboles, plagioclasa y en menor cantidad cuarzo, epidota y opacos (Correa et al., 2005).

Los afloramientos son escasos y se presentan en ventanas erosivas donde se observa la roca, por lo general está meteorizada y en pocos casos se encuentra en estado fresco. El suelo residual del metagabro y la anfibolita, no conservan la estructura de la roca original y alcanza espesores de 25 m. Estos suelos se caracterizan por el color gris claro, ligeramente moteado de blanco, también se puede presentar amarillo y amarillo rojizo, con predominio de una granulometría limo arcillosa. También se encuentra como cantos y bloques en depósitos de vertiente y algunos depósitos aluviotorrenciales (AMVA, 2007).

- **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 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:

Flujos de escombros y/o lodos (NQprel, NQFI, NQFII, QFIII, QFIV, Qfa): Estos 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).

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).

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).

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).

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 3. 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
		Bloque Fondo de valle (VM_BFV)	Llanura aluvial

En las Figura 3 y Figura 4 se presentan las macrounidades y unidades geomorfológicas que se definen para los polígonos 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.

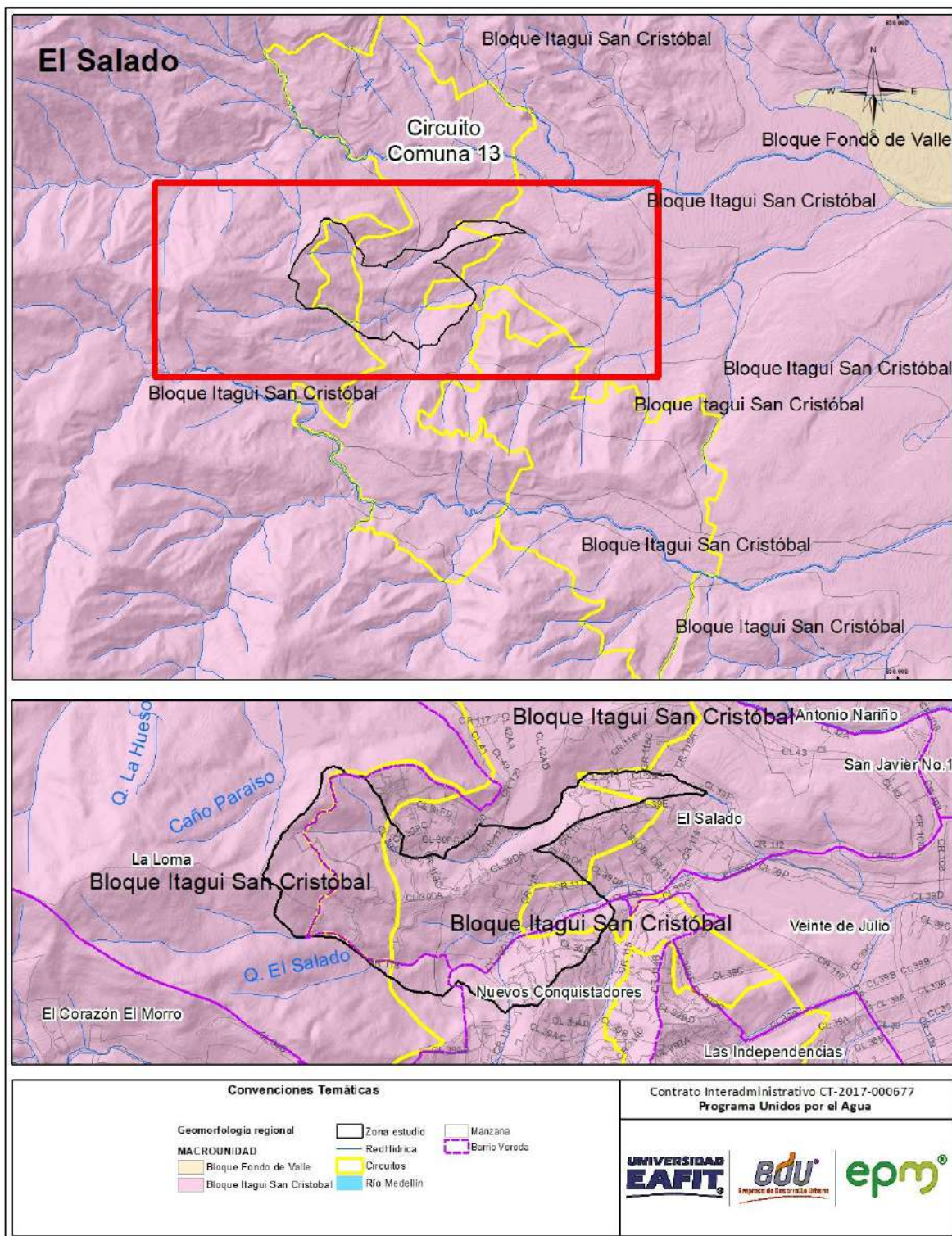


Figura 3. Mapa regional de macrounidades de del circuito Corazón (Tomado de AMVA, 2007)

- **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 las quebradas El Salado y Ana Díaz, en la zona de estudio. 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.

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.

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). Regionalmente esta unidad se localiza sobre ambas márgenes de las quebradas La Hueso, Ana Díaz y afluentes, hacia el occidente de la zona de estudio.

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). Regionalmente se ubican sobre ambas márgenes de la quebrada Ana Díaz.

ESCS – Escarpes semicirculares superiores: Son geoformas ubicadas entre zonas escarpadas en superficies rocosas hacia los límites de los altiplanos, presentan además fuertes pendientes (AMVA, 2007). Regionalmente se ubica al oriente de la zona de estudio.

L – Lomos: Son filos alargados y estrechos con orientación hacia el eje fluvial principal. Son las unidades dominantes y de mayor cobertura dentro del área de estudio (AMVA, 2007). Esta unidad está asociada al Stock de Altavista en la zona de estudio

- **Bloque Fondo del Valle**

Corresponde como su nombre lo dice, al fondo del valle del río, caracterizada por ser una zona conformada casi en su totalidad por depósitos aluviales y aluviotorrenciales, con esporádicas ventanas erosivas de rocas metamórficas entre los que se identifican los cerros el Volador y Nutibara. Es una zona de pendientes rectas a levemente cóncavas en su cercanía a las vertientes occidental y oriental del valle. Estas zonas están relacionadas a los eventos de deposición del río Medellín y su red de drenaje asociada.

En esta Macrounidad se identificó una unidad geomorfológica.

LLA - Llanura Aluvial: Esta unidad en la zona de estudio, involucra el cauce y las riberas de la quebrada Ana Díaz y algunas de sus quebradas o tributarios principales. Es una forma continua, de pendientes suaves y topografía plana; contiene materiales producto de la sedimentación aportada por estas corrientes (AMVA, 2007).



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 esta falla se identifica con dirección N80°W – N20°W (AMVA, 2007). Sobre la zona de estudio no se observan controles geomorfológicos e hídricos asociados al trazo de esta falla. Adicionalmente, se encuentran lineamientos con tendencia SW-NE y NW – SE.

6. CONDICIONES GEOLÓGICAS LOCALES DEL POLÍGONO EL SALADO

A continuación se define la unidad morfodinámica independiente para el polígono en estudio, se describen los resultados del proceso de fotointerpretación y se presentan las condiciones geológicas y geomorfológicas encontradas a partir de los recorridos de campo y la exploración geotécnica.

6.1. DEFINICIÓN DE LA UMI

Teniendo en cuenta que la unidad morfodinámica 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 repercuta negativamente en la estabilidad del mismo (Acuerdo Metropolitano 09 de 2012).

Teniendo en cuenta las características anteriormente referenciadas, para el área de estudio se delimitan ocho (8) UMIs de la siguiente forma (Figura 5):

UMI 1. Al noroeste Inicia en la confluencia del caño El Salado con la calle 39 F, aguas arriba hasta su nacimiento. Al noroeste corresponde a la continuando por la divisoria de aguas entre El Salado y Caño El Paraíso con una dirección N-S. Por el sur corresponde a la divisoria de aguas de un lomo bajo que presenta una dirección preferencial NW-SE, hasta donde confluye con la calle 30 F.

UMI 2. Por el noreste inicia en la confluencia del caño El Salado con la calle 39 F continuado en dirección noroeste por la divisoria de aguas de un pequeño filo. Por el noroeste está limitada por la divisoria del caño El Salado con El Caño El Paraíso. Por el sur corresponde a un afluente del caño el Salado, desde su nacimiento hasta la confluencia con la calle 39 F.

UMI 3. Por el norte inicia en el nacimiento de un afluente de Caño El Salado, continuado por estas aguas abajo hasta la altura de la calle 39 DA con carrera 118. Por el occidente corresponde a un cambio de pendiente en la vertiente en proximidades a la carrera 119C. Por el sur corresponde a la divisoria de aguas entre el caño El Salado y la Quebrada El Salado, continuando por este en dirección al occidente hasta la divisoria de aguas de El Caño El Salado y El Caño Paraíso, y por este hasta el nacimiento del afluente de caño El Salado.

UMI 4. Por el norte Inicia en la divisoria de aguas del caño El Salado, el caño El Paraíso y la quebrada El Salado, continuando por la divisoria de aguas entre el caño El Salado y la quebrada El Salado en dirección W-E que coincide con la calle 39 DA. Por el oriente corresponde a un cambio de pendiente en la ladera a la altura de la servidumbre 117-, hasta la confluencia con la quebrada El Salado. Por el sur corresponde a la quebrada El Salado continuando por esta, aguas arriba hasta la divisoria de aguas de un lomo secundario sobre la margen derecha que confluye al punto de partida.

UMI 5. Está definida por el norte por la quebrada El Salado en el sector comprendido entre la carrera 116 y carrera 118. Por el sureste el límite corresponde a la divisoria de aguas entre la quebrada el Salado con el caño Nuevo Conquistadores continuando por esta hasta la altura de la calle 39AD, allí se toma en dirección noroeste por un cambio de pendiente en la ladera hasta la confluencia con la quebrada El Salado.

UMI 6. Corresponde a una sección sobre la vertiente izquierda del caño El Salado, delimitada por el sur por el caño el Salado, por el norte por la carrera 120 que corresponde a un de cambio de pendiente en la ladera; por el oriente por una leve saliente (formación leve de lomo) hacia la quebrada a la altura de la calle 39DF y por el occidente por un cambio en la pendiente a la altura de la calle 39 DA.

UMI 7. Corresponde a una sección sobre la vertiente derecha del caño El Salado, delimitada por el norte por el caño el Salado en la sección comprendida entre las carreras 115 A y 119 C. Por el sur corresponde a la divisoria de aguas entre la quebrada El Salado y el Caño El Salado. Por el Oriente por la divisoria de aguas de un pequeño filo, a la altura de la carrera 115ª y por el occidente por un cambio de pendiente en la vertiente, a la altura de la carrera 119C.

UMI 8. Al oriente va por la divisoria de aguas de un pequeño lomo que inicia en la confluencia de la calle 39 F con el caño El Salado, con dirección noroeste hasta inmediaciones de la iglesia San José del Mirador. Al occidente por la divisoria de

aguas entre el caño El Salado y Caño El Paraíso. Al sur y suroeste por el caño El Salado, aguas abajo hasta la confluencia con la calle 39 F.

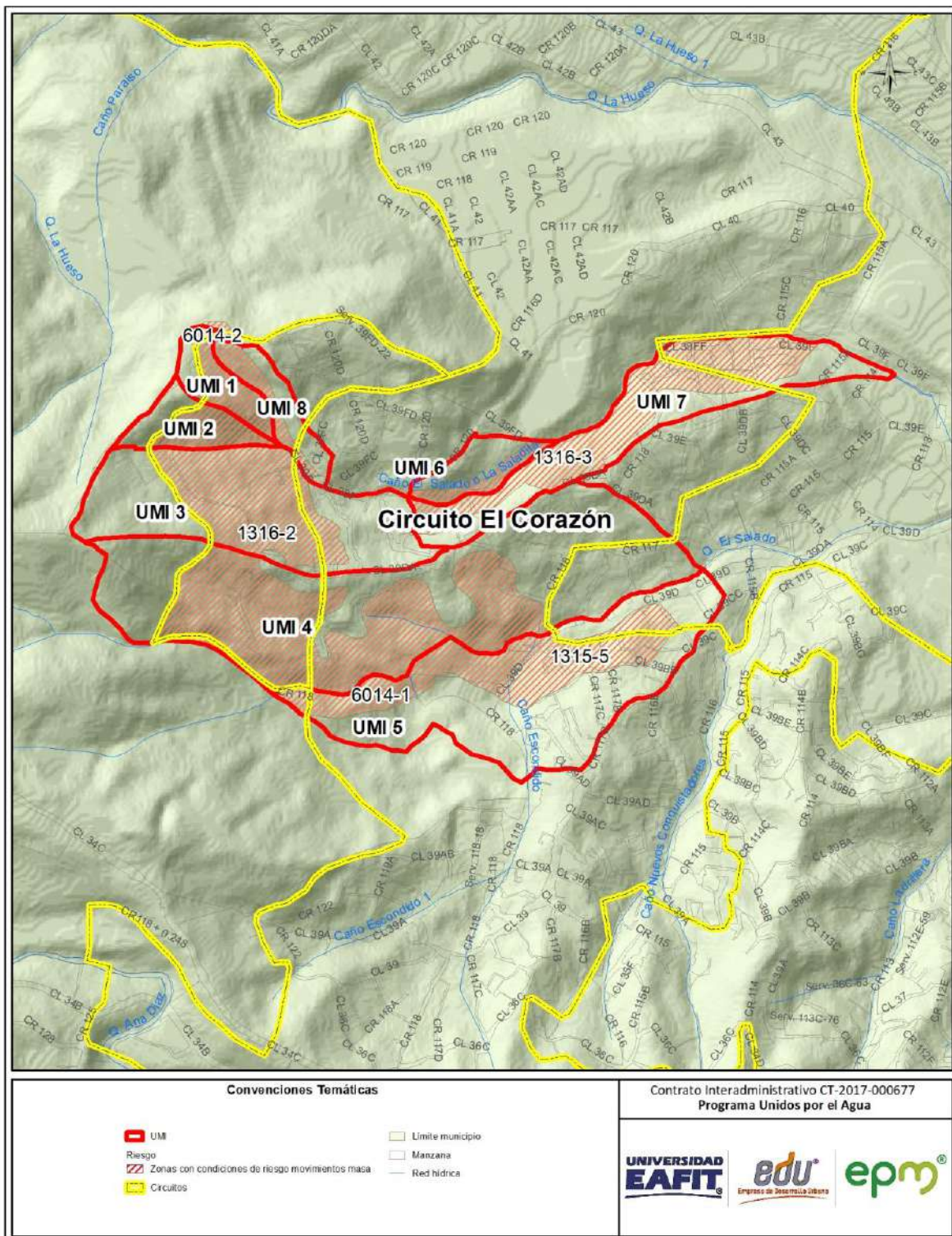


Figura 5. Localización de las UMIs del polígono El Salado

6.2. FOTOINTERPRETACIÓN

El análisis multitemporal de fotografías aéreas y ortofotos, 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 4) al igual que la interpretación realizada, como insumo preliminar de campo.

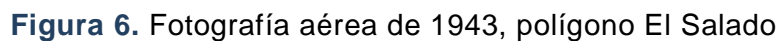
Tabla 4. Fotografías aéreas empleadas para el proceso de fotointerpretación

Zona	Vuelo	Faja	Fotos	Año
El Salado	C393	22	776 - 777	1943
	C1261		164-165	1969
	GEOVIAL 65	L17	101-102	1994
	Ortofoto cinturón verde			2010

El polígono analizado corresponde a los nacimientos de quebrada y caño El Salado, caracterizado por un sistema de lomos cortos y bajos y laderas de pendientes abruptas y con alta intervención por procesos antrópicos. Geológicamente se desarrolla sobre rocas ígneas asociadas al Stock de Altavista.

En el año 1943 la zona presenta una condición de desarrollo de vivienda rural hacia la zona central y en las márgenes del caño El Salado, hacia la margen derecha de la quebrada El Salado la zona está libre de construcciones y desarrollos viales, se caracteriza por ser una zona verde sin evidencia visible de movimientos en masa; como cobertura vegetal se presentan pastos y hacia las márgenes de del caño y la quebrada se conservan arbustos posiblemente asociados a un bosque de galería (Figura 6).

Geomorfológicamente se destacan unidades caracterizadas por lomos estrechos, bajos y de topes redondeados, demarcados por los ramales de caño El Salado y quebrada El Salado, hacia la parte alta de la vertiente; en el resto del área de estudio se observan laderas de pendientes fuertes, muy homogéneas morfológicamente, poco incisadas y sin evidencia visible de procesos morfodinámicos. (Figura 6).



Geomorfológicamente la zona no ha presentado cambios morfológicos visibles, se observan condiciones muy similares a las del año 1943, vertientes y lomos de

pendientes fuertes; se observan algunos procesos aladaños a las corrientes principales y parte alta de la vertiente, posiblemente asociados a intervenciones para la construcción de infraestructura. En general el área del polígono conserva coberturas de pastos y bosques de galería para esta fecha (Figura 7).

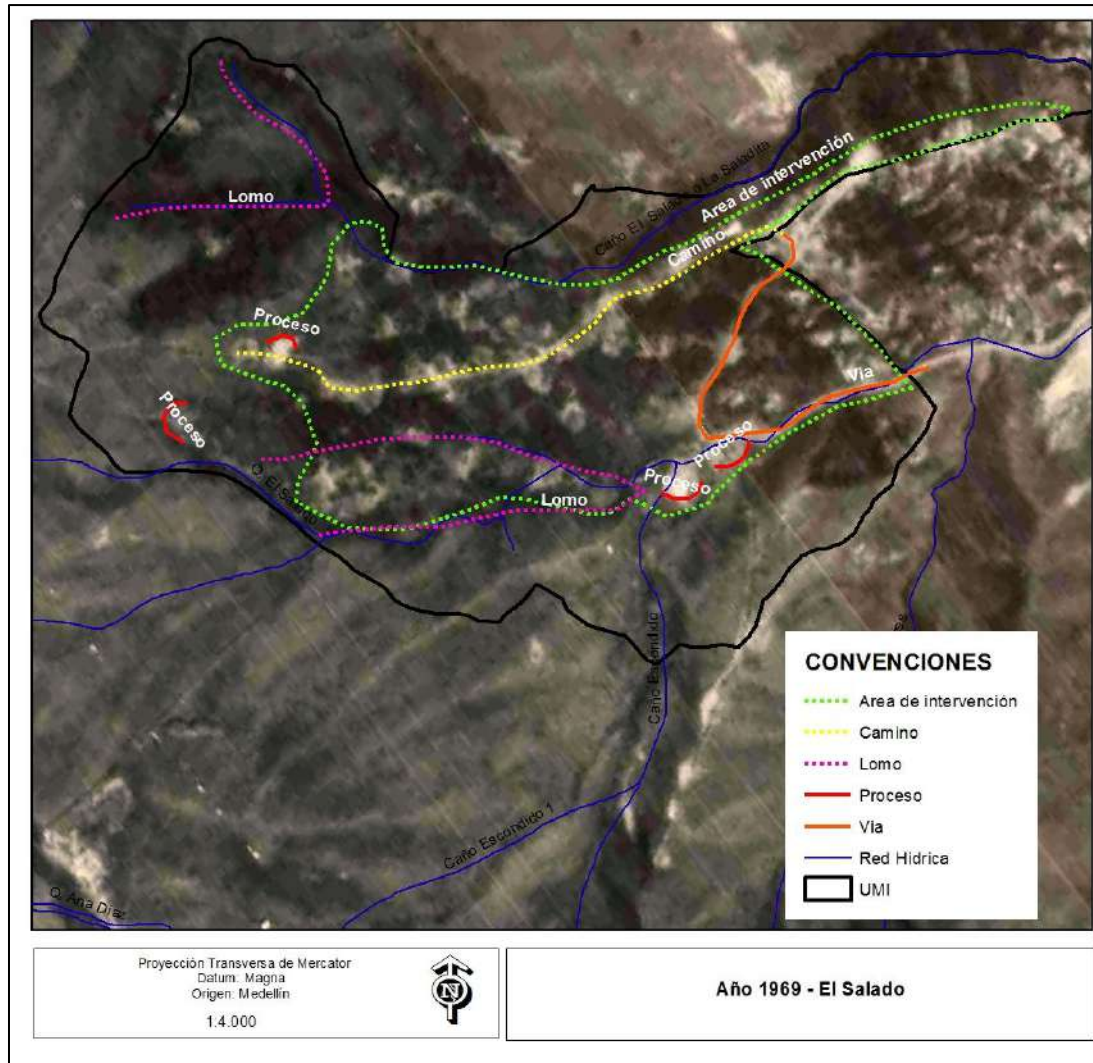


Figura 7. Fotografía aérea de 1969, polígono El Salado

Para el año 1994 se presentan una consolidación urbanística en especial hacia el occidente del polígono sobre los ejes peatonales, vías y márgenes de la quebrada El Salado, se resalta hacia el sector sur la formación de un lleno de dimensiones importantes y que puede ser escombros producto de la actividad constructiva en la zona. En general la densidad de la cobertura vegetal es más baja, pero sigue el

mismo patrón de las fechas anteriores. Es de anotar la apertura de grandes canteras en las inmediaciones de los polígonos, en específicamente hacia el noroccidente. A esta fecha se observan pocos procesos morfodinámicos, localizados en el sector noroccidente del polígono en las zonas de mayor pendiente (Figura 8).

Geomorfológicamente la zona sufre una transformación morfológica relacionada directamente a la apertura de taludes y formación de llenos antrópicos para la adecuación de las laderas para la construcción de vivienda y caminos de acceso a ellas, en especial hacia la zona central y oriental del polígono; el sector occidental y de mayor pendiente ha sido menos intervenido y conserva sus características morfológicas.

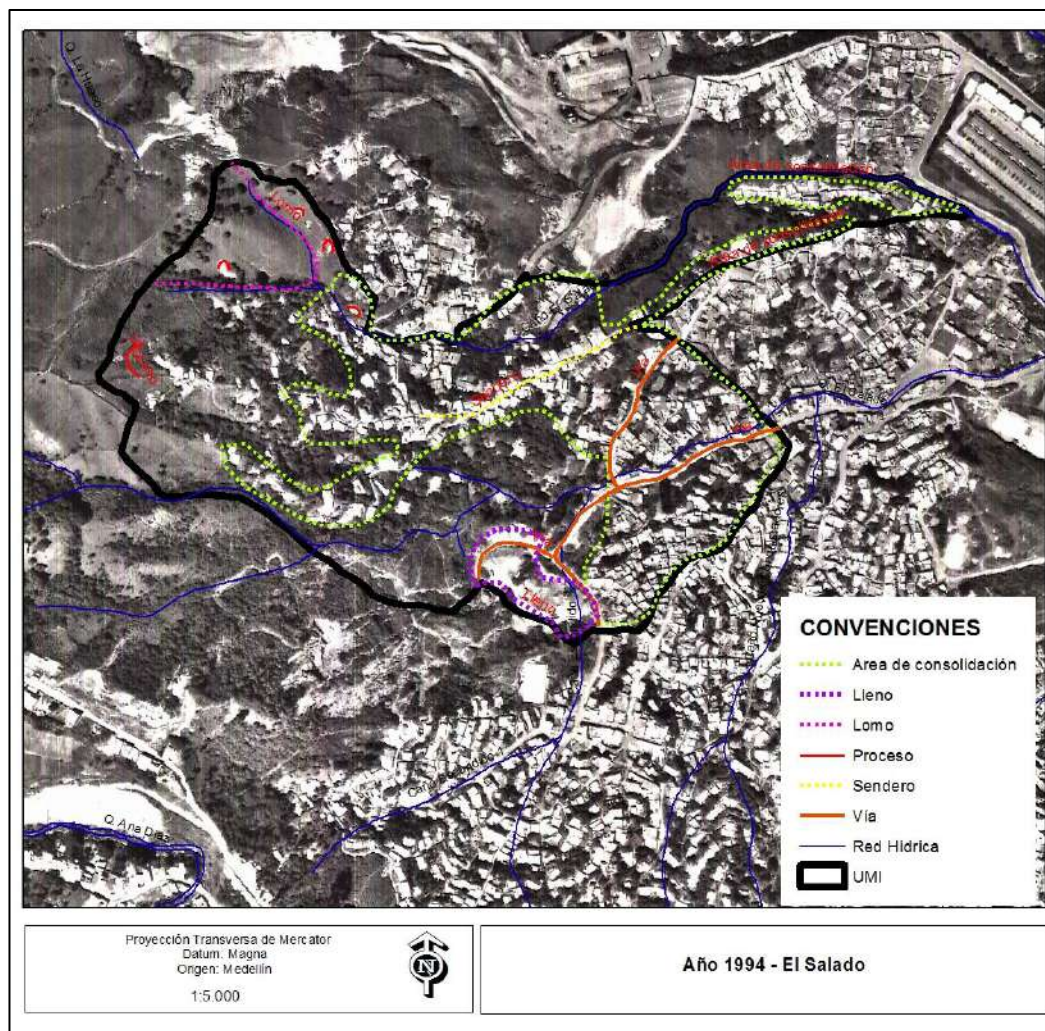


Figura 8. Fotografía aérea de 1994, polígono El Salado

Para el año 2012 se observa una consolidación de los barrios es casi la totalidad el polígono, exceptuado las vertientes occidental y sur que se caracterizan por ser las de mayor pendiente; se observa una red incipiente de vías y senderos en el polígono. Las coberturas vegetales hacia la ladera occidental y sur corresponden a pastos y arbustos (Figura 9). Es de resaltar que el lleno se observó en el año de 1994, a esta fecha ya se encuentra cubierto por vegetación.

Geomorfológicamente la zona en general ha sufrido un cambio morfológico producto de la transformación urbanística que se ha presentado después de la década del 60, donde esta actividad realiza cambio en las laderas para la construcción de infraestructura de vivienda y construcción de vías y senderos, cambiando las condiciones de pendiente y estabilidad de las mismas.

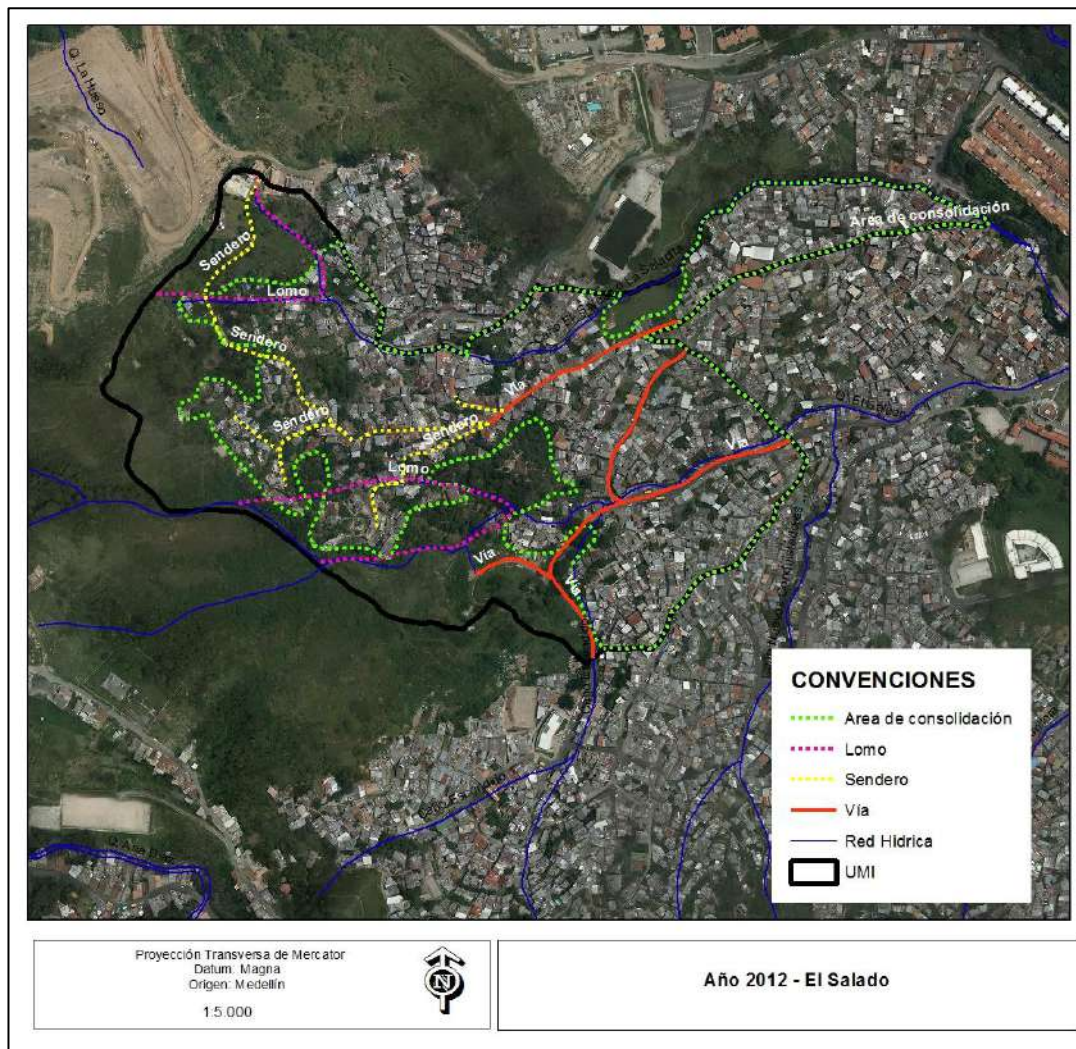


Figura 9. Fotografía aérea de 2012.

A partir del proceso de fotointerpretación llevado a cabo para el polígono El Salado, se puede concluir que la zona geomorfológicamente sufrió cambios significativos después de la década de los 90, relacionados directamente a la evolución del proceso de ocupación e intervención antrópica, ocupación que se da casi la totalidad de la zona, excepto en la vertiente occidental y sur del polígono. La conformación urbanística en general fue producto de la ocupación informal, acompañada de la apertura de taludes y caminos, conformación de llenos, lo que implica una modificación morfológica de los sistemas de lomos y laderas de la zona.

Toda esta transformación trae consigo la generación de procesos morfodinámicos que en general pueden estar asociados al vertimiento de aguas de escorrentía y servidas sobre las laderas, a la conformación de llenos sin normas técnicas que fallan por falta de contenciones y por el peso de las edificaciones, a la construcción de caminos y senderos sin obras de drenaje y en general a la intervención no planificada.

6.3. UNIDADES GEOLÓGICAS PARA INGENIERÍA

Las unidades geológicas para ingeniería (UGI) que afloran en la zona del proyecto, corresponden principalmente a suelos residuales derivados de la meteorización de las rocas ígneas pertenecientes al Stock de Altavista, la cual corresponde a la unidad geológica predominante en la zona y que representa el basamento de la mayor parte de la zona estudiada. Asociado a los procesos urbanísticos e intervenciones humanas, se identifican llenos antrópicos de importantes dimensiones (Figura 10).

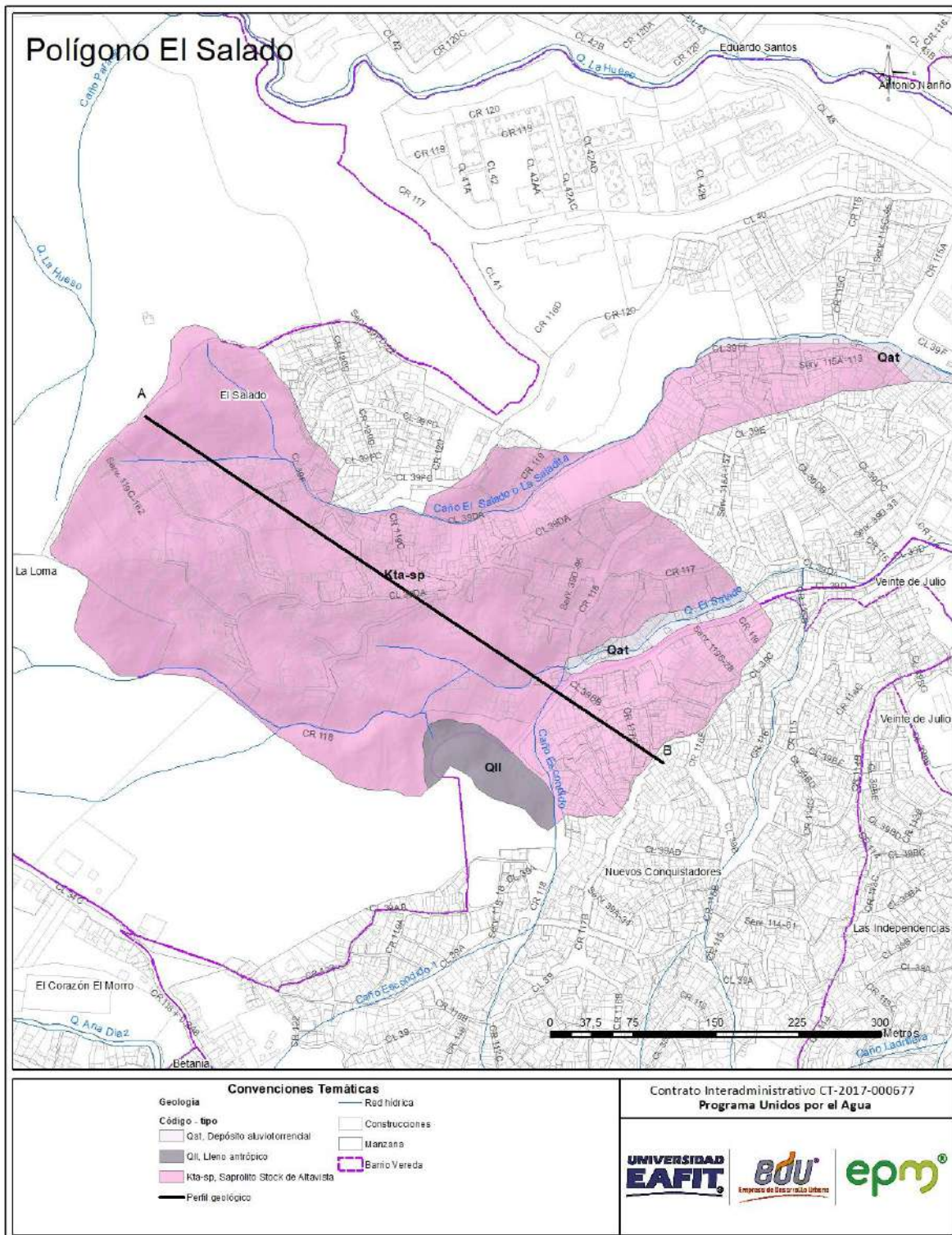


Figura 10. Geología local del polígono El Salado

A continuación, se describe el perfil y las unidades geológicas para ingeniería identificadas para la zona de estudio, teniendo en cuenta para su caracterización los diferentes afloramientos encontrados en los recorridos de campo, las disposiciones estructurales y los sondeos exploratorios ejecutados para el análisis geotécnico. En la Figura 11 se presenta el perfil geológico generalizado del polígono El Salado, donde se muestran las relaciones estratigráficas del sector.

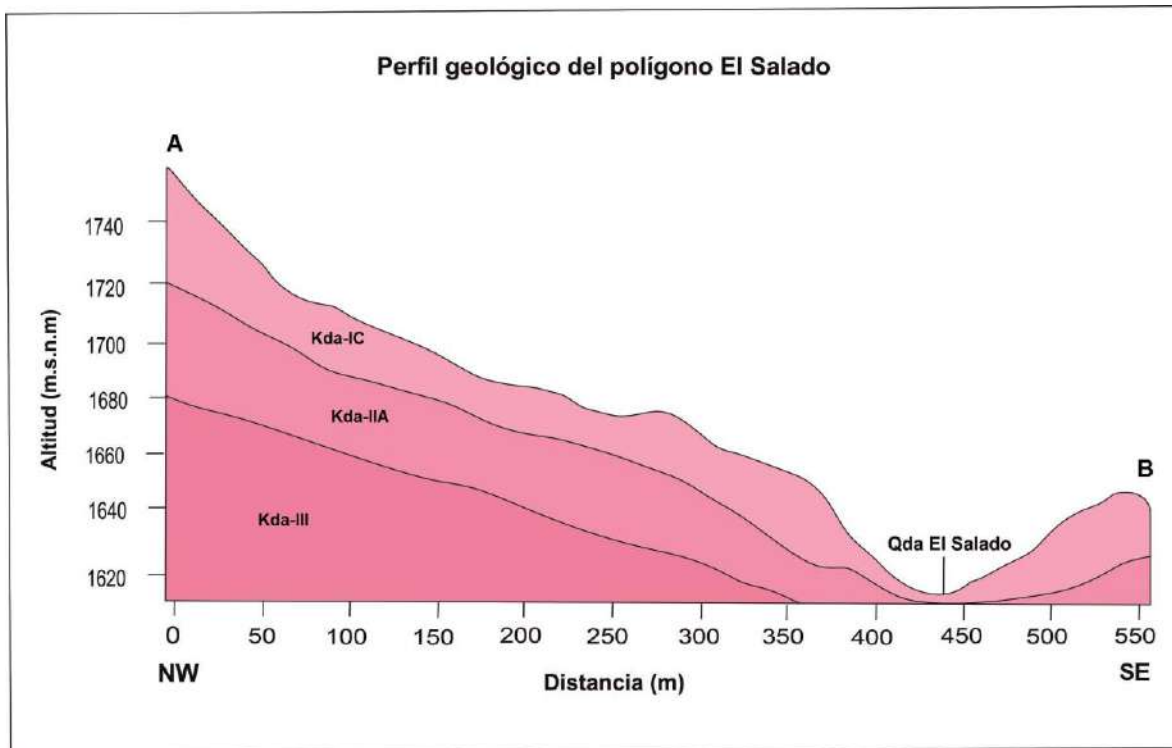


Figura 11. Perfil geológico generalizado del polígono El Salado

6.3.1. Derivados de roca in situ

Stock de Altavista (Kda): Esta unidad litológica representa el basamento rocoso de la mayor parte de la ladera estudiada, donde se identifican diferentes niveles del perfil de meteorización. Los afloramientos en el polígono El Salado son escasos y se identifican sobre los cortes realizados para las adecuaciones de tipo urbanístico y en los taludes de los caminos y senderos.

En la zona de estudio aflora el saprolito IC en los afloramientos identificados, sin embargo, en los sondeos ejecutados es posible identificar otros niveles como el IB, IIA y III. La roca totalmente meteorizada (Nivel IB) se identifica en las perforaciones P-1, P-2, P-9, P-10, P-11, P-12 y P-13, mientras que la roca de transición o moderadamente meteorizada, la cual exhibe altos niveles de fracturamiento (nivel IIA), se observa en las perforaciones P-3, P-5, P-6, P-7, P-8, P-9 y P-13. La roca o nivel III se identificó en las perforaciones P-4 y P-9.

Suelo residual o nivel IB (Kda-IB): Este nivel no se observó en afloramiento pero si en los sondeos realizados en la zona, está caracterizado por una textura predominante limo-arenosa y limo arcillosa, con color crema y crema amarillento. La roca se presenta totalmente meteorizada, fácilmente deleznable y no se observan estructuras de la roca original. Este horizonte se reporta en las siguientes perforaciones (Tabla 5 y Figura 12):

Tabla 5. Reporte del Horizonte IB en los sondeos del polígono El Salado

Perforación	Profundidad (m)
P-1	3.0 - 9.5
P-2	1.0 – 4.0
P-9	0.0 - 3.5
P-10	1.0 - 11
P-11	0.0 - 6.5
P-12	0.0 – 7.0
P-13	0.0 - 10.5

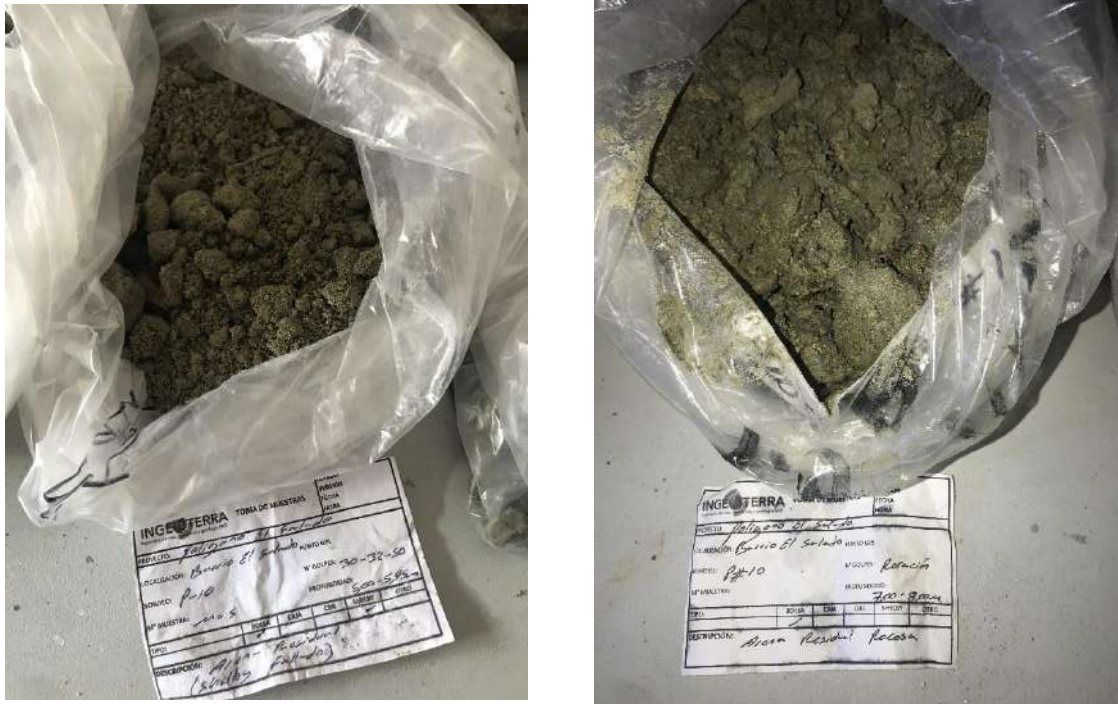


Figura 12. Suelo residual IB del Stock de Altavista, perforación 10

Saprolito o nivel IC (Kda-IC): caracterizado por una textura predominante limo-arenosa, con color crema, crema amarillento y rojizo, este último asociado a procesos de oxidación de minerales. En algunos casos se observan minerales negros a verdes dentro del material meteorizado asociado a minerales máficos y motas blancas relacionados a la meteorización de la plagioclasa. Los afloramientos en el polígono se observan principalmente en los taludes de las viviendas, pero no son de dimensiones muy representativas, y en su mayoría están cubiertos por los múltiples llenos realizados para la adecuación de la ladera para la construcción de vivienda. El material es fácilmente deleznable (Figura 13).

En los afloramientos identificados y caracterizados en el polígono, no fue común encontrar evidencias de estructuras heredadas, se observaron pocos planos de diaclasas no muy representativos, estos se describirán a mayor detalle en el capítulo de geología estructural local.



(a)

(b)

Figura 13. Stock de Altavista: (a) Saprolito en inmediaciones de la cancha en inmediaciones de la iglesia San José del Mirador, (b) Saprolito en sendero parte alta del polígono.

El Stock de Altavista es muy diverso en referencia a las texturas y facies que presenta, aunque no se encontró roca sana in situ, se observó durante el recorrido de campo bloques rodados que presentan características de textura masiva, más oscuras y fracturada.



Figura 14. Stock de Altavista, Bloque rodado, a la altura de Servidumbre 119C-162.

A nivel de perforación presenta características de textura limo arcillosa y limo arenosa, arena fina; con tonalidades crema y crema con vetas rojas asociadas a la meteorización de minerales máficos. El material es deleznable y se aprecian algunas motas blancas asociadas a los minerales tipo plagioclasa (Figura 15).

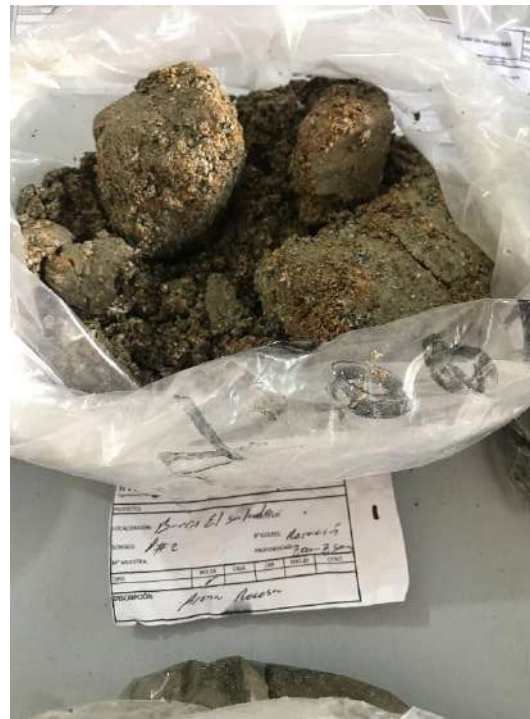
Este nivel se encontró en las perforaciones ejecutadas en las siguientes profundidades (Tabla 6):

Tabla 6. Reporte del Horizonte IC en los sondeos del polígono El Salado

Perforación	Profundidad (m)
P-1	9.5 - 15
P-2	4.0 - 15
P-3	5.0 - 11
P-5	0.0 - 12.5
P-6	2.0 - 11
P-7	1.0 - 10
P-8	5.0 - 6.0
P-9	3.5 - 4.0
P-10	11 - 15
P-11	6.5 - 15
P-12	7.0 - 15
P-13	10.5 - 14
P-14	0.0 - 15



Perforación P-10



Perforación P-12

Figura 15. Saprolito del stock de Altavista en las perforaciones P-10 y P-12

Roca alterada II A (transición suelo roca): Este nivel no se observó a nivel de afloramiento, pero se reporta en las perforaciones. Este material se caracteriza por fragmentos de roca sana en una matriz de suelo limoso; los fragmentos presentan texturas variadas entre granodiorita, brechas y gabros, facies típicas del Stock de Altavista. Los fragmentos presentan una variación entre tonalidades gris claro con presencia de plagioclasa, hasta gris oscuro con tonalidades verdosas, en los planos de fracturamiento se observa vetas rojizas asociadas a procesos de oxidación de minerales.

Este nivel se encontró en las perforaciones ejecutadas en las siguientes profundidades (Figura 16):

Tabla 7. Reporte del Horizonte IIA en los sondeos del polígono El Salado

Perforación	Profundidad (m)
P-3	11 - 13
P-5	12.5 - 13
P-6	11 - 15
P-7	10 - 15
P-8	6.0 - 8.0
P-9	4.0 -11
P-10	11 - 15
P-11	6.5 - 15
P-13	14 - 15

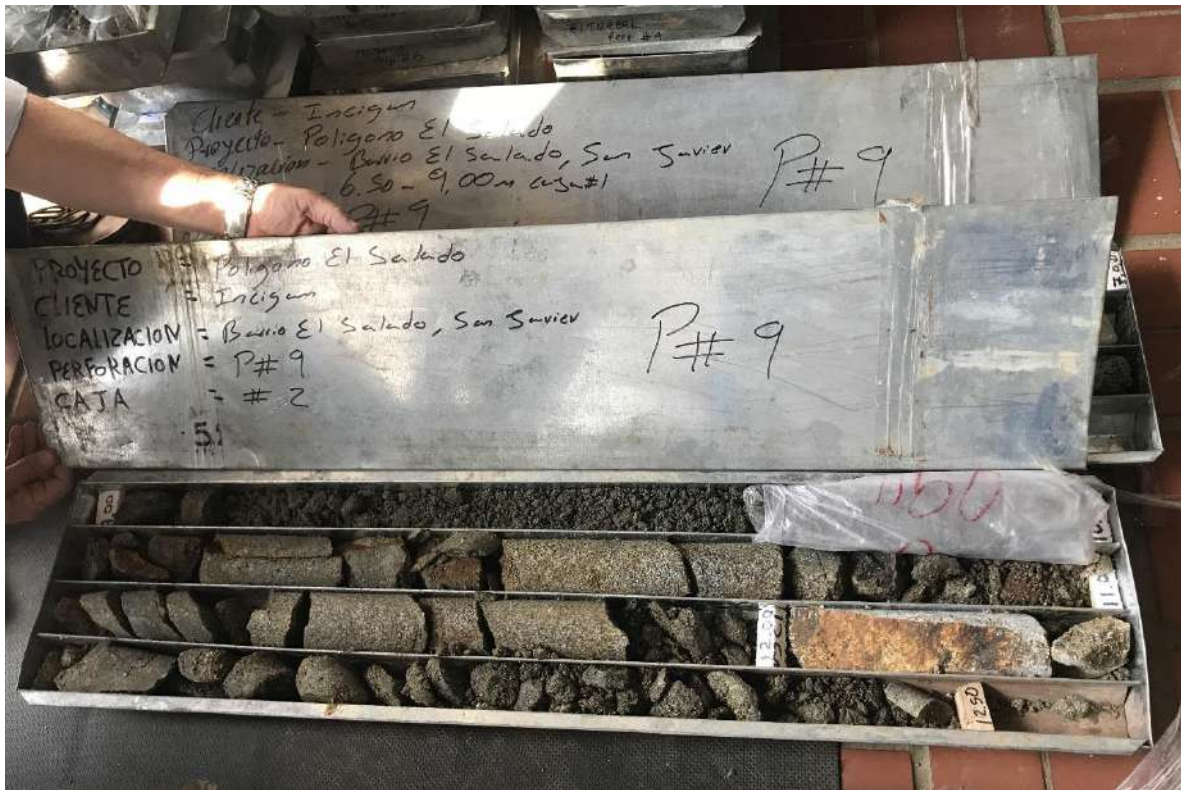


Figura 16. Transición suelo roca en la perforación No 9

Roca sana III: La roca no alterada se identifica en los sondeos exploratorios y se caracteriza por una variedad de facies entre las que se identifican, gabros, brechas y diorita, con colores que oscilan entre gris claro, gris, gris oscuro y gris verdoso, textura variable entre afanítica y fanerítica de acuerdo a la facie; la roca se observa muy fracturada.

Este nivel se encontró en las perforaciones ejecutadas en las siguientes profundidades: perforación P-4 entre los 4.4 y 15 m y en la perforación P-9 desde 11 y 15 m.



Figura 17. Roca en la perforación No 4

6.3.2. Depósitos aluviales

En la categoría de depósitos aluviales se identificaron en la zona de estudio depósitos de origen aluviotorrencial asociados a las corrientes principales, los cuales se describen a continuación.

Depósitos aluviotorrenciales (Qat): Acumulación de materiales transportados por las corrientes, producto de las crecientes súbitas y dispuestos en las márgenes de los cauces. Estos depósitos se localizan sobre ambas márgenes de la quebrada El Salado y el caño El Salado. Por el proceso constructivo y canalización de la corriente en el sector no se evidenciaron afloramientos importantes de estos depósitos. El depósito se caracteriza por bloques por bloques y fragmentos heterométricos, de tamaños inferiores a 40 cm, con una matriz arenosa y limo arenosa; sobre estos depósitos se identifican llenos relacionados a la construcción de vivienda. Los fragmentos presentan meteorización leve, correspondiente a rocas ígneas asociados al Stock de Altavista (Figura 18).



Figura 18. Depósitos aluviotorrenciales y llenos sobre márgenes del caño El Salado

6.3.3. Depósitos antrópicos

En la categoría de depósitos de origen antrópico se identificaron en la zona de estudio llenos de dimensiones importantes, los cuales se describen a continuación.

Llenos antrópicos (QII): Corresponden a depósitos artificiales que pueden llegar a tener una extensión y espesor importantes. 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. Dentro de la zona de estudio los llenos son comunes, cada edificación tiene un lleno asociado, con profundidades que varían aproximadamente entre 1 m y 7 m (Figura 19).

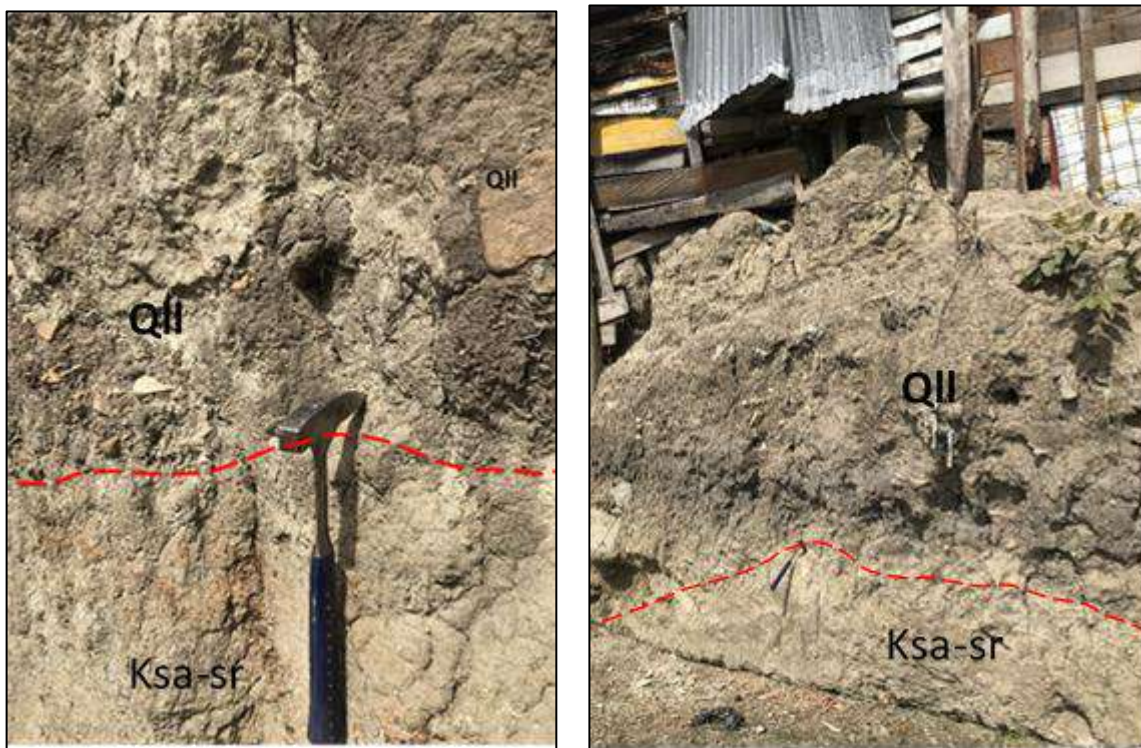


Figura 19. Características de los materiales que conforman el lleno antrópico

En el sector sur del polígono, sobre la margen izquierda de caño Escondido se ubica un lleno de aproximadamente 150 m de largo por 50 de ancho; este lleno según las aerofotografías revisadas, su formación es de aproximadamente de la década de los 90, y a partir de la fecha se observa ya cubierto por vegetación. En la actualidad se presentan nuevos vertimientos de escombros, tierra y materiales de desecho, sin ningún control; la mayoría del área del depósito presenta cobertura vegetal (Figura 20).



Figura 20. Lleno antrópico, margen izquierda del caño Escondido

6.4. GEOLOGÍA ESTRUCTURAL LOCAL

Para el análisis de la geología estructural del polígono El Salado, se caracterizaron los afloramientos de macizo rocoso encontrados durante el trabajo de campo, una vez identificados 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, persistencia, la abertura, rugosidad, el relleno, alteración, filtración y la resistencia de las paredes, siguiendo la clasificación propuesta por Bieniawski, Z. T. (1989).

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

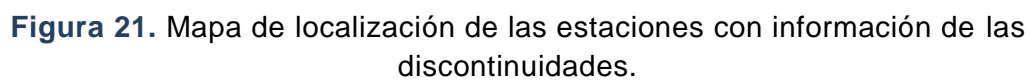
6.4.1. Orientación y buzamiento

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 12 datos de estructuras heredadas (ausencia de macizos rocosos) distribuidos en 4 estaciones. En la Tabla

8 se presenta la localización y los datos para la zona de estudio y en la Figura 21 el correspondiente mapa:

Tabla 8. Distribución de los datos tomados en las estaciones de campo.

Estación	Coordenadas		Número de Datos
	Norte	Este	
ESTACIÓN 1	828374,052	1183728,32	3
ESTACIÓN 2	827999,947	1183549,04	6
ESTACIÓN 3	827984,249	1183697,67	1
ESTACIÓN 4	828089,48	1183472,41	2



Los datos estructurales obtenidos en el trabajo de campo se representan en la Figura 22, en la cual se presenta el diagrama de polos y la Figura 23 la cual muestra el diagrama de rosas. Con base en esta información se puede definir que existen tres tendencias principales con predominio al SW.

Debido a la ausencia de macizos rocosos, con presencia de discontinuidades y fracturamiento para la obtención de datos, los diagramas obtenidos no son representativos para la construcción del modelo estructural.

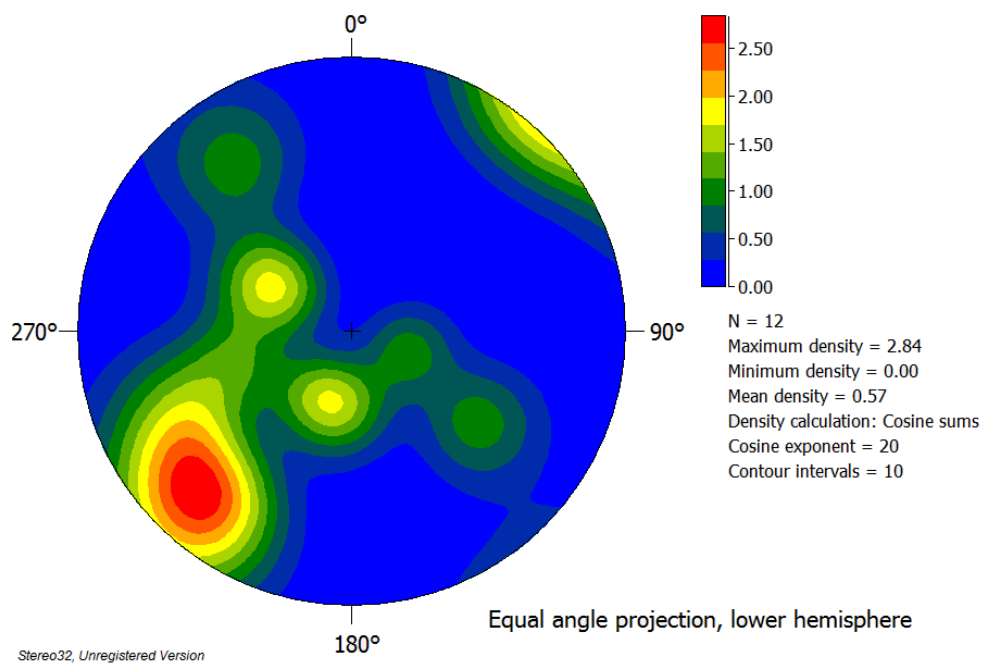


Figura 22. Diagrama de polos con todos los datos obtenidos en el levantamiento de discontinuidades. Realizado en Stereo32 ®.

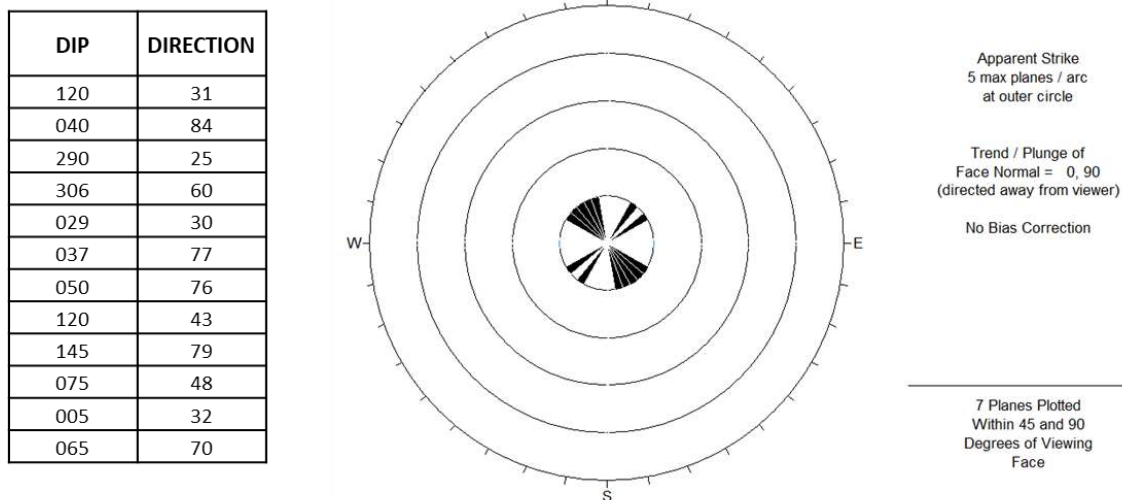


Figura 23. Diagrama de rosas con todos los datos obtenidos en el levantamiento de discontinuidades. Realizado en Dips.5 ®.

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 9 y su comportamiento dentro del macizo rocoso en la Figura 24.

Tabla 9. Descripción del espaciamiento de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski, Z. T. (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

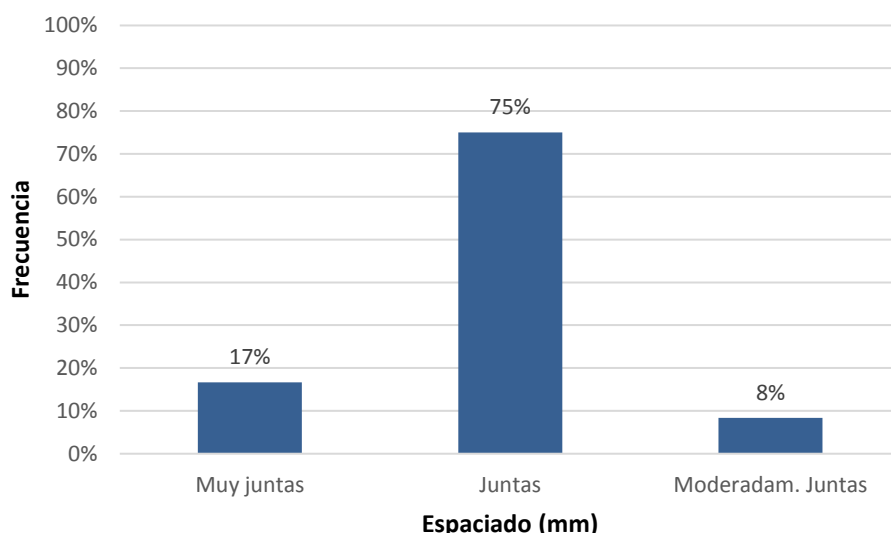


Figura 24. Análisis de la característica de espaciamiento de las discontinuidades.

En los levantamientos realizados predominan discontinuidades entre, juntas moderadamente juntas y muy juntas. En la que predomina un espaciamiento juntas con un 75 % permitiendo inferir que el macizo presenta un nivel fracturamiento leve.

6.4.3. Persistencia

Se trata de la extensión del plano de discontinuidad en el rumbo. En la Tabla 10 se muestran los rangos para la categorización de esta propiedad, y en la Figura 25 se pueden observar los resultados.

Tabla 10. Descripción de la continuidad de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski, Z. T. (1989).

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

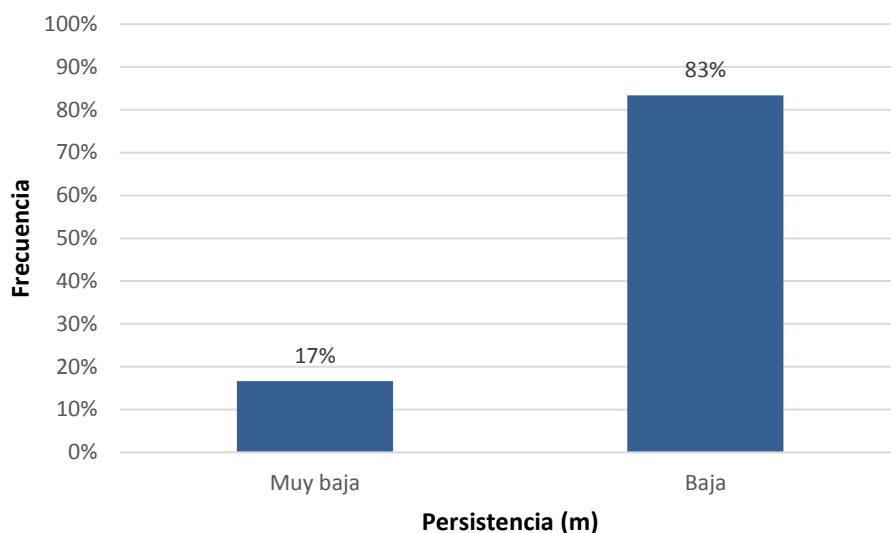


Figura 25. Análisis de la característica de continuidad de las discontinuidades.

En términos de la continuidad, el 83% de las discontinuidades levantadas presentaron una continuidad baja la cual corresponde a planos con longitudes de hasta 1 m – 3 m. El 17% restante presentaron continuidades muy bajas, es decir <1 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 siguiente tabla se muestran los rangos en los cuales está subdividida esta propiedad y los resultados se presentan en la Figura 26.

Tabla 11. Descripción de la abertura de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski, Z. T. (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

DESCRIPCIÓN	MEDIDA
Muy ancha	1 cm - 10 cm
Extremadamente ancha	10 cm - 100 cm
Cavernosa	> 100 cm

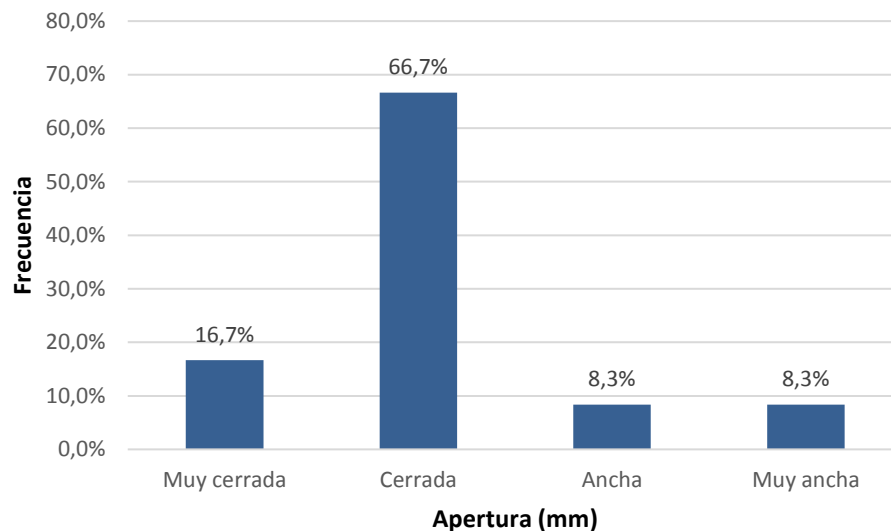


Figura 26. Análisis de la característica de abertura de las discontinuidades.

Las discontinuidades se presentaron predominantemente cerradas con 66,7 % ya sea variando entre muy cerradas, ancha y muy ancha, esto equivale a tener discontinuidades con aberturas entre >0.1 mm hasta 10 cm. 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 27).










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

Figura 27. Esquema para calificar la rugosidad de una discontinuidad (Hoek, 1981).

Para el polígono El Salado se obtuvieron los resultados que se presentan en la Figura 28. En términos de la rugosidad las discontinuidades se presentaron predominantemente escalonadas con un 58,3% y ondulados con un 41,7%. Entre los dos tipos se resalta que la mayoría de las discontinuidades se presentan rugosas.

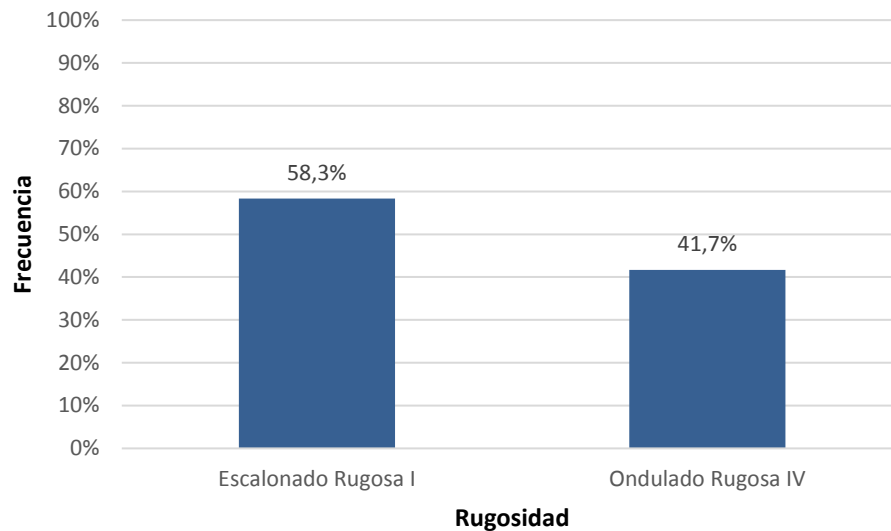


Figura 28. Análisis de la característica de la rugosidad de las discontinuidades.

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, la mayoría de las discontinuidades conformada por más del 16,67%, presentan algún tipo de relleno al interior de la abertura. Este relleno puede tener más o menos de 1- 5 mm y generalmente se presenta como un material limoso y arenoso húmedo que debe ser producto de la meteorización y precipitación del suelo. Finalmente, el 83,33% restante de las discontinuidades no presentaron ningún tipo de relleno (Figura 29).

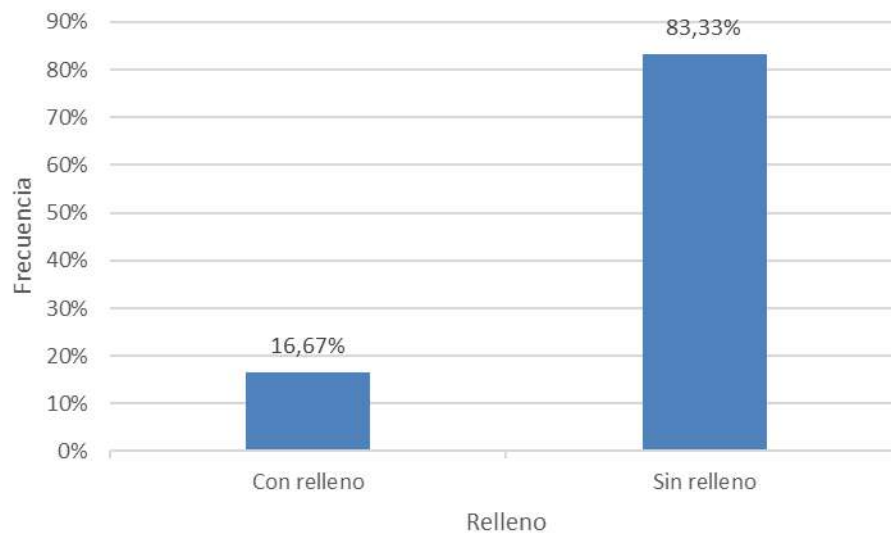


Figura 29. Análisis de la característica relleno de las discontinuidades.

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 12).

Tabla 12. Descripción de la meteorización de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski, Z. T. (1989)).

DESCRIPCIÓN	
Meteorización	Sana I
	Algo meteorizada II
	Media meteorizada III
	Muy meteorizada III
	Compl.Meteorizada IV
	Suelo residual V
	No Aplica

Para el polígono El Salado se obtuvieron los resultados que se presentan en la Figura 30. Desde el punto de vista de la meteorización identificada en las discontinuidades, la mayoría de las mismas, no presentaron características de roca meteorizada.

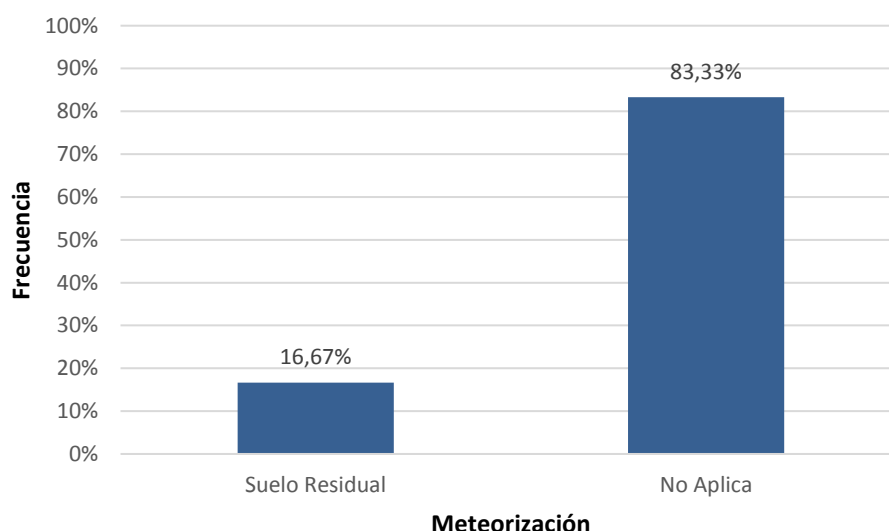


Figura 30. Análisis de la característica meteorización en las discontinuidades.

6.4.8. Agua – 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 13).

Tabla 13. Descripción de la filtración de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski, Z. T. (1989).

DESCRIPCIÓN	
Filtraciones	Seco
	Húmedo
	Goteos
	Flujo

Para el polígono El Salado se obtuvieron los resultados que se presentan en la Figura 31. Desde el punto de vista de las condiciones de humedad identificadas en las discontinuidades, la mayoría de las mismas presentaron condiciones de filtración.

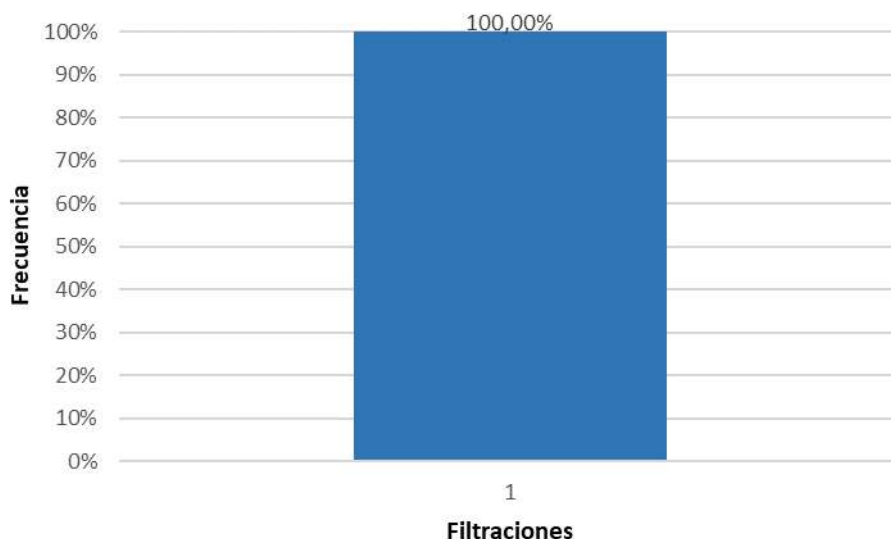


Figura 31. Análisis de la característica de agua en las discontinuidades.

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 (Tabla 14). La medición se realiza de manera representativa teniendo en cuenta el grado de alteración de las discontinuidades y la 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 14. Descripción de la resistencia de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski, Z. T. (1989).

DESCRIPCIÓN	
Resistencia	Muy blando
	Blando

DESCRIPCIÓN	
	Consistente
	Muy consistente
	Duro
	Muy duro
	No Aplica

Para el polígono El Salado se obtuvieron los resultados que se presentan en la Figura 32. Desde el punto de vista de la resistencia, el material observado en campo presenta una resistencia dura con un porcentaje del 16,67%.

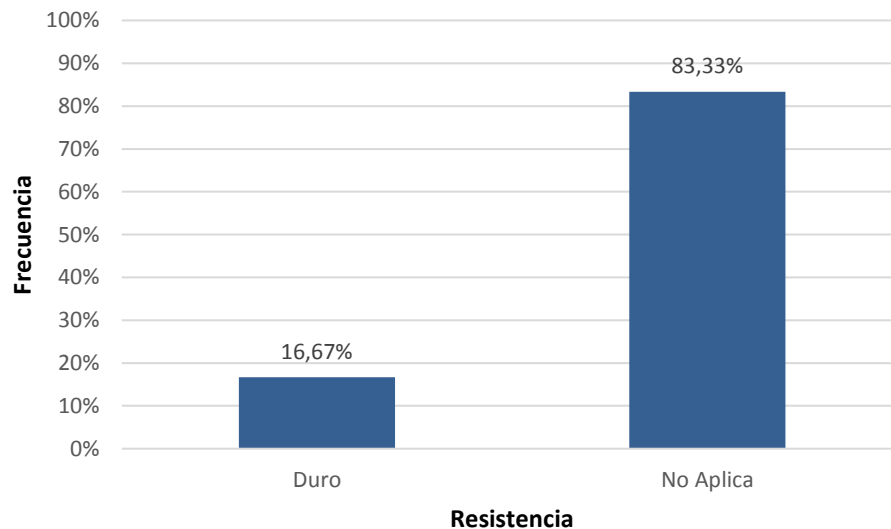


Figura 32. Análisis de la característica de resistencia de las paredes de las discontinuidades.

6.5. MORFOMETRÍA

El mapa de pendientes representa la distribución del grado de inclinación del terreno, definido entre la superficie del terreno y la horizontal. Esta variable, 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 El Salado, esta variable muestra un predominio de las categorías abrupta (40-60) y muy abrupta (60-100).

En la Figura 15 y Figura 33 se presenta la distribución de los diferentes rangos de pendientes para el polígono El Salado:

Tabla 15. Distribución de la variable pendientes

Rango pendiente	Nombre	Total Área (ha)	Porcentaje (%)
1 - 3%	Muy suave	0,33	1,8%
3 - 10%	Suave	0,30	1,7%
10 - 25%	Inclinada	1,40	7,8%
25 - 40%	Muy Inclinada	3,65	20,2%
40 - 60%	Abrupta	7,22	40,1%
60 - 100%	Muy Abrupta	5,01	27,8%
>100%	Escarpado	0,10	0,6%
		18,01	100,0%

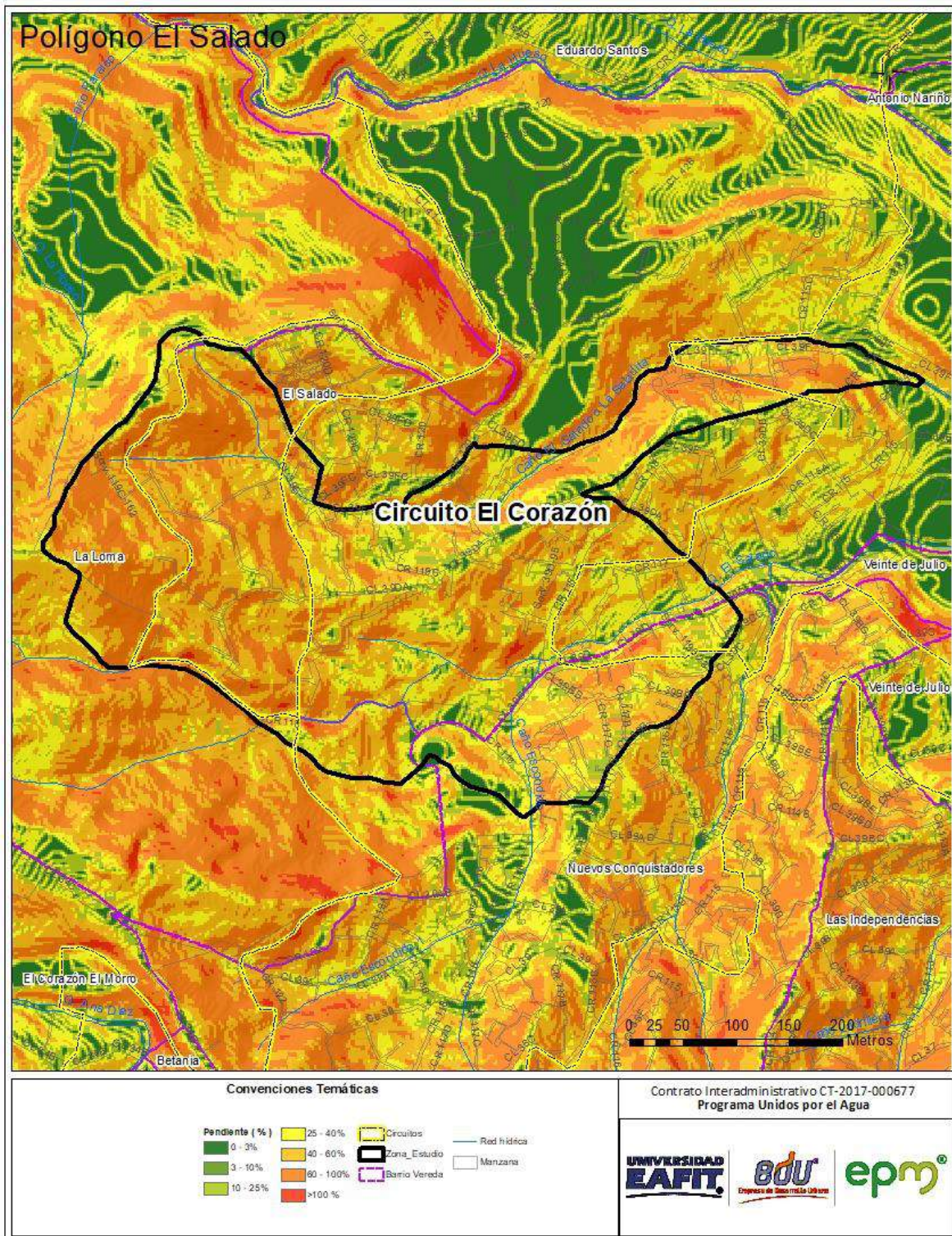


Figura 33. Mapa de morfometría, polígono El Salado

Rango de pendientes 0 – 10%: Corresponde a un rango que se encuentra representado en la zona en el 3,5% del área, correspondiente a las pendientes suaves y muy suaves distribuidas por todo el polígono, las más representativas corresponden a las divisorias de agua de los sistemas de lomos (Figura 34).

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, banqueos y llenos que normalmente son requeridos para un desarrollo urbanístico



Figura 34. Unidad con pendientes en el rango entre 0 -10%, sector de la iglesia San José del Mirador

Rango de pendientes 10% – 25%: Está representando el 7,8% del área de interés. Se encuentra distribuido en áreas muy pequeñas por todo el polígono, al igual que la categoría anterior se ubican hacia las divisorias de agua de los sistemas de lomos, a las líneas de caminos y senderos y algunas zonas adecuadas para la construcción de vivienda (Figura 35).

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



Figura 35. Zonas con pendientes en el rango entre 10% – 25%, camino hacia la iglesia San José del Mirador

Rango de pendientes 25% - 40%: Este rango se encuentra distribuido por toda el área de estudio, con una leve tendencia hacia la sección media y baja del polígono, sobre las vertientes de la quebrada el Salado y caño El Salado, esta categoría está representada por el 20,20% del área (Figura 36).

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 36. Sectores con pendientes en el rango entre 25% - 40%, márgenes del Caño El Salado

Rango de pendientes 40% - 60%: Representa el 40,10% del área del polígono y corresponde al rango de mayor distribución; se encuentra localizado por todo el polígono con una mayor representación hacia las partes altas y vertientes de la quebrada El Salado, Caño El Salado y afluentes secundarios (Figura 37).

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 37. Áreas con pendientes en el rango entre 40% - 60% parte alta del polígono El Salado

Rango de pendientes > 60%: este rango de pendientes representa el 28,4% del área, es un rango muy representativo en el polígono y está relacionado con la unidad anterior sobre las unidades de lomos y laderas (Figura 38).

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 38. Laderas con pendientes superiores al 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 16).

Tabla 16. Clasificación geomorfológica del polígono El Salado

Unidad de paisaje	Macrounidad	Unidad	Subunidad
Valle Medio (VM)	Bloque Itagüí – San Cristóbal	Lomos (VM-BISC-L)	Cima plana y suave
			Ladera cóncava, corta y abrupta
			Ladera cóncava, muy larga y abrupta
			Ladera recta, muy corta y muy inclinada
			Lomo bajo de ladera muy corta, convexas, abruptas y topes redondeados
		Colinas en suelos residuales (VM-BISC-CSR)	Ladera cóncava, corta y abrupta
			Ladera cóncava, muy larga y abrupta
			Ladera convexa muy corta y muy inclinada
			Ladera convexa, moderada y abrupta
			Ladera en lleno convexa, corta e inclinada
			Ladera irregular, muy larga y abrupta

Partiendo de estos rasgos regionales se delimitan las diferentes subunidades geomorfológicas a escala 1:2.000 para el polígono El Salado. A continuación se describen cada una de las subunidades geomorfológicas (Figura 39):



6.6.1. Bloque Itagüí – San Cristóbal

Lomos: Esta unidad geomorfológica se ubica sobre la cuenca alta de la quebrada El Salado y Caño El Salado. A continuación, se presentan las subunidades de la unidad Lomos:

Cima plana y suave (VM-BISC-L-cps): Esta unidad corresponde a la cima de la divisoria de aguas entre el caño El Salado y caño Paraíso, al noroccidente del polígono, donde se ubica la Iglesia San José del Mirador, presenta pendientes inferiores al 10 % y forma recta o plana. Geológicamente están asociados al saprolito del Stock de Altavista. La unidad ocupa el 1,07% del área total del polígono y no presenta procesos morfodinámicos en ella (Figura 40).



Figura 40. Cima plana y suave, sector de la iglesia San José del Mirador

Ladera cóncava corta y abrupta (VM-BISC-L-lcvca): Esta unidad ubica en tres sectores, el primero se ubica al noroccidente y corresponde a la ladera ubicada sobre margen derecha del caño El Salado hacia su nacimientos, donde se presenta un proceso morfodinámico de dimensiones muy pequeñas , el segundo se ubica en el sector centro occidental del polígono sobre margen izquierda de un afluente de la quebrada El Salado y el tercer polígono se ubica al suroccidente de la zona de estudio, margen derecha de la quebrada el Salado, a la altura de la calle 118. Esta unidad presenta pendientes con inclinaciones en el rango del 40 y 60 %, forma cóncava y longitudes entre los 20 - 40m. Geológicamente están asociados al saprolito del Stock de Altavista. La unidad ocupa el 13,75% del área total del polígono (Figura 41).



Figura 41. Ladera cóncava corta y abrupta, sector de la Iglesia

San José del Mirador

Ladera cóncava, muy larga y abrupta (VM-BISC-L-lcvmla): Esta unidad se ubica hacia la zona centro occidental del polígono, ladera sobre la vertiente derecha de El Caño El Salado. Esta unidad presenta pendientes con inclinaciones en el rango del 40 y 60%, forma cóncava y longitudes de vertiente que oscilan entre los 90 y 110 metros. Geológicamente están asociados al saprolito del Stock de Altavista; no se observan procesos erosivos en este sector. Esta unidad ocupa el 18,02% del área total del polígono (Figura 42).



Figura 42. Ladera cóncava, muy larga y abrupta, vertiente derecha de El Caño El Salado

Ladera recta, muy corta y muy inclinada (VM-BISC-L-lrmcmi): Esta unidad ocupa el 0,72% del área total del polígono. La unidad se ubica al suroccidente del polígono, sobre la margen derecha de la quebrada El Salado a la altura de la carrera 118. Se caracteriza por presentar pendientes en el rango entre los 25 y 40%, forma recta y longitudes inferiores a 20 m, geológicamente está asociada a saprolito del Stock de Altavista y no se observan procesos morfodinámicos en esta unidad.

Lomo bajo de ladera muy corta, convexas, abruptas y topes redondeados (VM-BISC-L-lbmccxar): Esta unidad se ubica al suroccidente del polígono delimitada por la quebrada El Salado y un afluente secundario de esta corriente. Esta unidad presenta laderas con pendientes en el rango de 40- 60%, forma convexa, longitudes inferiores a los 20m y topes redondeados. Geológicamente está asociada al saprolito del Stock de Altavista, se observan cicatrices de antiguos procesos morfodinámicos en esta zona. La unidad ocupa el 12,09% del área total del polígono (Figura 43).



Figura 43. Lomo bajo de ladera muy corta, convexas, abruptas y topes redondeados, en línea punteada se muestra el tope del lomo.

Lomo bajo de ladera cortas, convexas, abruptas y topes redondeados (VM-BISC-L- Ibccxar). Esta unidad se ubica al noroccidente del polígono, delimitado por los dos ramales del caño El Salado, en su cuenca alta. Esta unidad presenta laderas con pendientes con en el rango de 40- 60%, forma convexa, longitudes entre los 20 y 40m y topes redondeados. Geológicamente está asociada al saprolito del Stock de Altavista; sobre esta zona se identifican cicatrices de antiguos movimiento es masa. La unidad ocupa el 5,01% del área total del polígono (Figura 44).



Figura 44. Lomo bajo de ladera cortas, convexas, abruptas y topes redondeados, la línea punteada corresponde al tope del lomo ubicado hacia el nacimiento del Caño El Salado.

Colinas en suelos residuales: Esta unidad geomorfológica se ubica de manera transversal hacia la parte baja de la unidad de Lomos. A continuación, se presentan las subunidades identificadas para esta unidad:

Ladera cóncava, corta y abrupta (VM-BISC-CSR-lcvca): Esta unidad corresponde a la ladera sobre la margen izquierda del caño El Salado, en el sector comprendido entre El CAI Periférico y la Placa polideportiva. Esta unidad presenta pendientes en el rango entre el 40 y el 60 %, forma cóncava y longitudes entre los 20 y 40m. Geológicamente están asociados al saprolito del Stock de Altavista. La unidad ocupa el 2,83% del área total del polígono (Figura 45).



Figura 45. Ladera cóncava, corta y abrupta, margen izquierda del Caño El Salado, a la altura del CAI periférico.

Ladera cóncava, muy larga y abrupta (VM- BISC-CSR-lcvmla): Esta unidad corresponde a la ladera que se ubica en la zona centro oriental del polígono entre la quebrada El Salado y la divisoria de aguas asociada a la Calle 39DA, presenta pendientes en el rango entre el 40 y el 60 %, forma cóncava y longitudes entre los 70 y 100m. Geológicamente está asociado al saprolito del Stock de Altavista y sobre esta, se observan algunas cicatrices de movimientos en masa. La unidad ocupa el 13,99% del área total del polígono (Figura 46).



Figura 46. Ladera cóncava, muy larga y abrupta, ubicada entre la quebrada El Salado y la Calle 39DA

Ladera en depósito convexa, muy corta y muy inclinada (VM- BISC-CSR- lcxmcmi): Ubicado unidad al sureste del polígono, sobre ambas márgenes de la quebrada El Salado, entre las carreras 116 y 118 a la altura de la calle 39D y sobre la margen derecha del caño El Salado, al nororiente del polígono. Se caracteriza por presentar pendientes en el rango entre los 25 y 40%, forma convexa y longitudes inferiores a 20m; geológicamente está asociada depósitos aluviotorrenciales y no se observan procesos de inestabilidad. Esta unidad ocupa un área de 1,75% del área total del polígono (Figura 47).



Figura 47. Ladera convexa, muy corta y muy inclinada, caño El Salado a la altura de la carrera 113 con calle 39 F

Ladera convexa, moderada y abrupta (VM- BISC-CSR-Icxma). La unidad se localiza al noroccidente del polígono, correspondiente a la ladera sobre la vertiente derecha del caño El Salado, delimitada por esta corriente y la calle 39DA y las carreras 115A y 119. Se caracteriza por presentar una pendiente en el rango entre 40 y 60%, forma convexa y longitudes entre 40 y 70m. Geológicamente está asociada al saprolito del stock de Altavista y no presenta procesos morfodinámico activos; esta unidad ocupa el 12,23% del área del polígono (Figura 48).



Figura 48. Ladera convexa, moderada y abrupta, margen derecha del caño El Salado, a la altura de la cancha El Salado

Ladera en lleno convexa, corta e inclinada (VM- BISC-CSR-Ilcxc). La unidad se localiza al suroccidente del polígono, en la zona ubicada entre Caño Escondido y la quebrada El Salado, en inmediaciones de la carrera 119 con calle 39D. Se caracteriza por presentar una pendiente con inclinaciones en el rango comprendido entre el 10 y 25%, forma convexa, y longitudes entre 20 y 40m; geológicamente está asociada a un lleno de origen antrópico; esta unidad ocupa el 3,15% del área del polígono y no presenta procesos morfodinámicos visibles.

Ladera irregular, muy larga y abrupta (VM- BISC-CSR-limla). La unidad se localiza al sureste del polígono, en inmediaciones de la confluencia de caño Escondido a la quebrada El Salado. Se caracteriza por presentar una pendiente en el rango entre el 40 y 60%, forma irregular y longitudes entre los 70 y 110m; geológicamente está asociada al saprolito del Stock de Altavista; sobre esta zona se observan cicatrices de antiguos movimiento en masa. La unidad ocupa un área del 15,40% del área total del polígono (Figura 49).



Figura 49. Ladera irregular, muy larga y abrupta, margen derecha de la calle 39 D.

6.7. PROCESOS MORFODINÁMICOS

En el área de estudio se identifican pocos procesos morfodinámicos, y corresponden principalmente a procesos generados por factores naturales como las características geológicas, geomorfológicas y topográficas de la zona y por intervenciones antrópicas asociados la apertura de taludes para la construcción de vivienda y al manejo de aguas servidas.

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 en estudio, la base de datos de visitas de DAGRD reporta la ocurrencia de 364 visitas a la zona de influencia directa del polígono El Salado, de las cuales 264 corresponden a eventos de movimiento en masa, 82 a problemas estructurales, 14 a humedades y 4 a inundaciones. Es importante anotar que, aunque existan 264 visitas por movimientos en masa, estos reportes no son necesariamente movimientos en masa (Figura 50 y Figura 51).

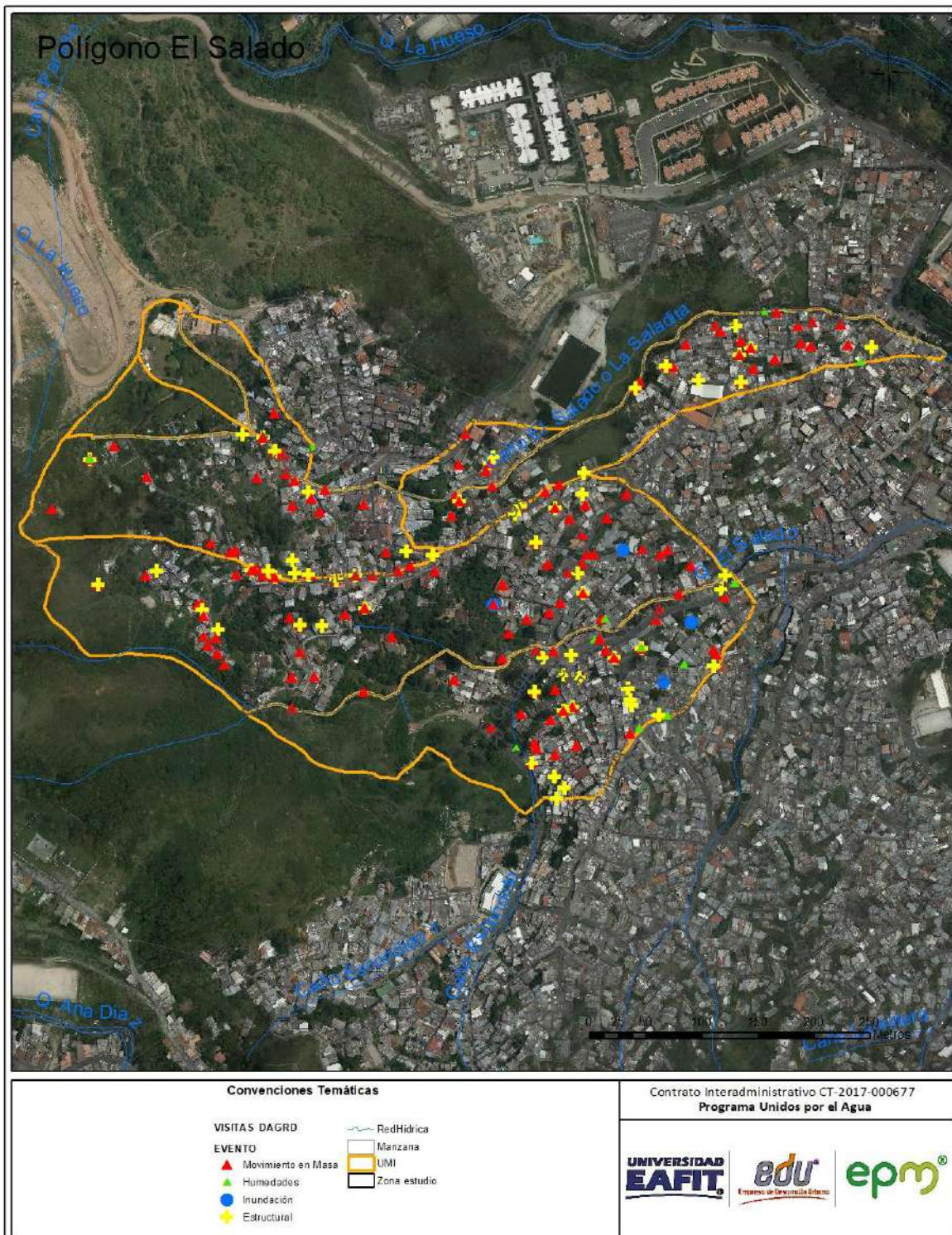


Figura 50. Eventos reportados por el DAGRD (octubre de 2016)



Figura 51. Reporte eventos DAGRD para el polígono El Salado

6.7.2. Identificación de procesos morfodinámicos

Dentro del polígono en estudio, los movimientos en masa identificados corresponden principalmente a deslizamientos con características rotacionales, la mayor parte de ellos activos y superficiales, siendo comunes en toda el área relacionada a la homogeneidad en litología conformada por el Stock de Altavista, las fuertes pendientes y usos del suelo.

Estos movimientos en masa tienen origen por diferentes factores, tanto naturales como antrópicos. Entre las causas naturales se encuentran la saturación de los suelos por períodos intensos de lluvias, además de la pendiente, la forma y longitud de las laderas. Las causas atribuidas a factores antrópicos son principalmente sobrecargas, pérdida de soporte en taludes por modificaciones para la apertura de vías de acceso, ausencia de sistemas de drenaje o en su defecto sistemas mal contruidos e inadecuado uso y manejo del suelo.

Durante el recorrido de campo y caracterización del polígono El Salado se identificaron 5 procesos de remoción en masa activos y 4 procesos inactivos (Cicatrices), de los procesos activos se destacan 3, el primero se ubica en la vertiente norte hacia los nacimientos de El caño El Salado y corresponde a un

movimiento en masa lento, donde se presenta saturación del suelo por aguas de escorrentía y aguas servidas, se presentan grietas y afectaciones en el camino; de esta zona se realizó la evacuación de dos viviendas. El segundo corresponde a un pequeño movimiento en masa localizado hacia la vertiente posterior de la iglesia San José del Mirador, con características de un desgarramiento superficial, con afectación a infraestructura. Otros procesos se ubican sobre las vertientes de la quebrada El Salado, relacionados a la apertura de taludes para la construcción de viviendas.

Se identifican en la zona cuatro cicatrices de antiguos deslizamientos, en la actualidad se encuentran estables y con buena cobertura vegetal, del uso del suelo que se da en esta zona depende la continuidad de esta condición. Estas cicatrices se ubican así: la primera sobre la calle 39DA con la servidumbre 119C-260, dos se ubican entre las calles 39D y 39BB a la altura de la carrera 117B. Cuarto se ubica en inmediaciones de la carrera 118 con calle 39D, parte posterior de la Ferretera (Figura 52).



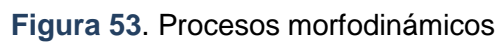
(a)



(b)

Figura 52. (a) Zona de proceso activo, nacimientos de caño El Salado. (b) Cicatriz de deslizamiento.

En la revisión de la información de procesos erosivos del Departamento de Planeación de la Alcaldía de Medellín, no hay reporte de movimiento en masa en la zona de influencia directa del polígono El Salado (Figura 53).



6.8. CLASIFICACIÓN Y USOS DEL SUELO

Basado en el Acuerdo 48 de 2014, el polígono en estudio se localiza en suelo urbano y sobre él se identifican categorías del suelo de protección correspondientes a áreas de la estructura ecológica principal y áreas de amenaza, área de producción agroforestal y minera en transición, siendo las dos primeras las más representativas en la zona de estudio.

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 y caño El Salado que se extiende hacia el costado noroccidental de la zona, para la cual se establece un retiro de 10m (Figura 54).

Las áreas de amenaza y riesgo, que 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 la zona con condición de riesgo que corresponde al área de análisis de este estudio (Figura 54).

Las Áreas de protección para la producción que Comprende las áreas destinadas a la producción o de explotación de recursos naturales (Acuerdo 48 de 2014); en la zona de estudio están presentes la de producción Agroforestal con muy baja representación hacia la vertiente alta del polígono.

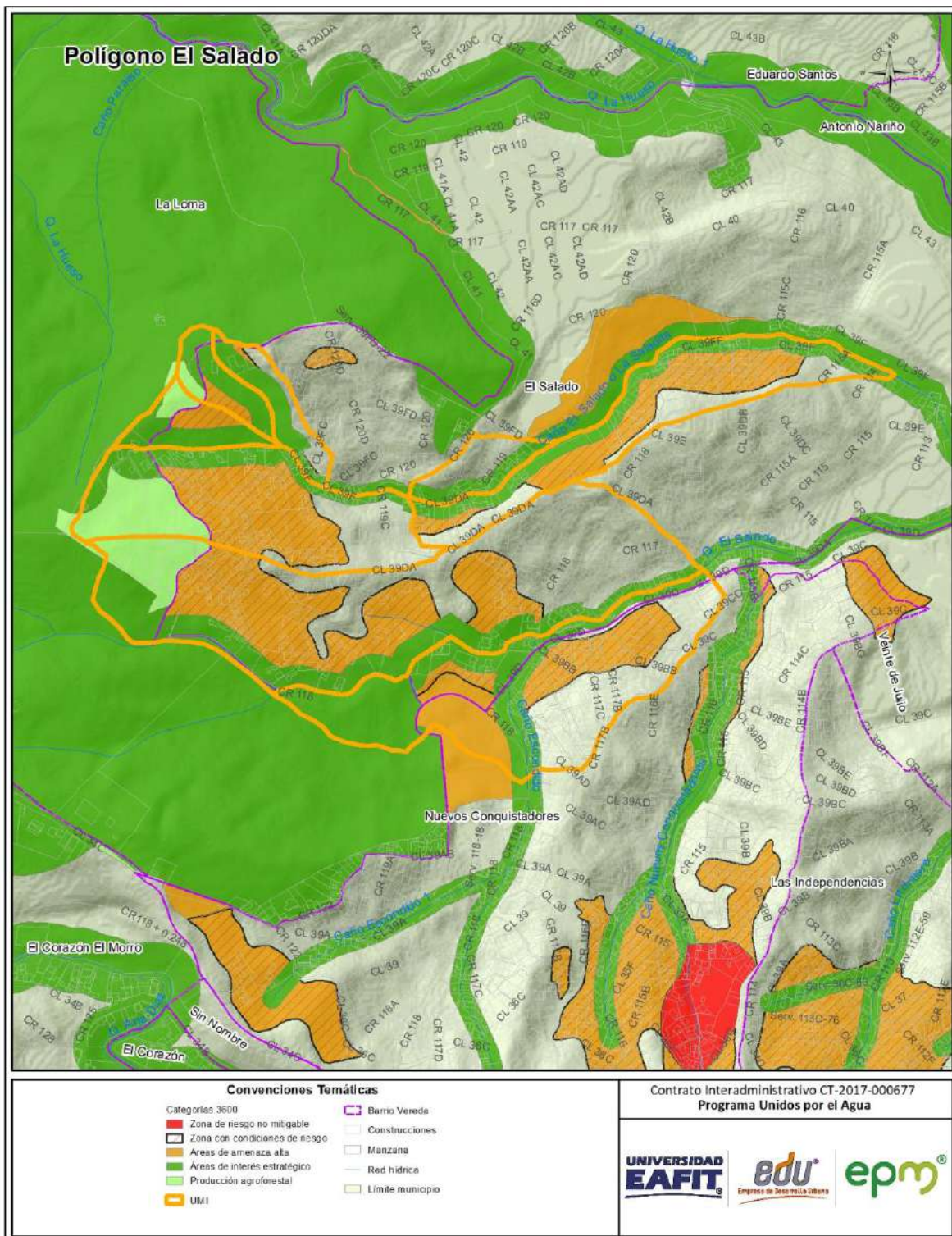


Figura 54. Mapa de clasificación del suelo en el polígono El Salado. Tomado de Acuerdo 48 de 2014.

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 éstas premisas y dicho acuerdo, para el polígono de El Salado se define como uso predominante el de tipo residencial (Figura 55).

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 El Salado (Z1_MI_17) se establece un tope máximo de aprovechamiento de 2 pisos (Figura 55)

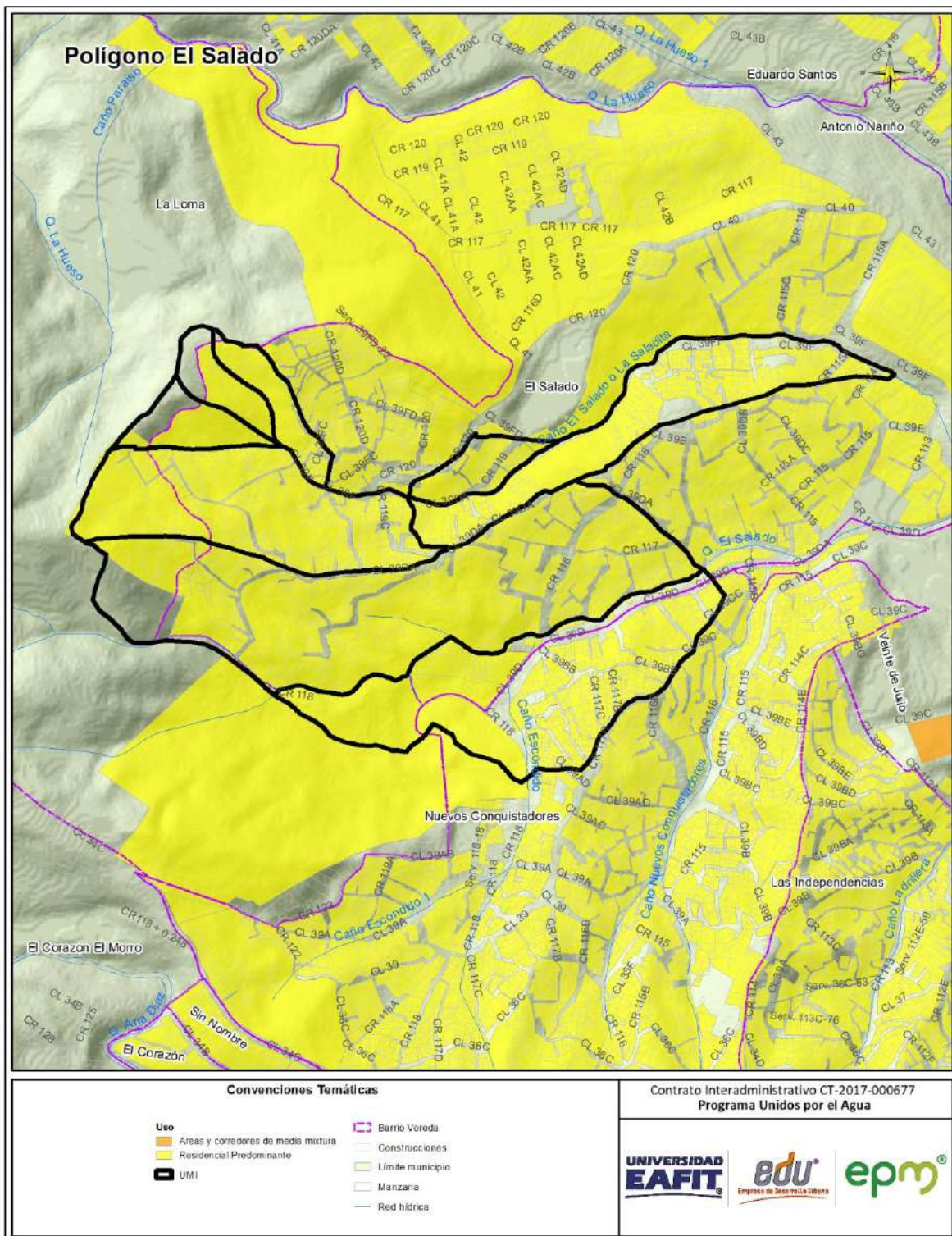


Figura 55. Mapa de usos del suelo del polígono El Salado. Tomado de Acuerdo 48 de 2014.

7. EVALUACIÓN GEOTÉCNICA

A continuación se presentan los principales aspectos geotécnicos del polígono, los cuales son el resultado de las visitas de inspección y reconocimiento, de las exploraciones de campo, de los resultados de laboratorio y de los análisis de estabilidad.

7.1 EXPLORACION 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 de cada una de las zonas analizadas en el polígono El Salado, insumo fundamental para realizar los análisis de estabilidad y diseño de las obras de estabilización que se puedan requerir.

El trabajo de exploración contempló la ejecución de cuatro (14) perforaciones exploratorias repartidas en 7 perfiles.

El programa de exploración directa se realizó con taladros mecánicos, por el sistema de rotoperCUSión. La localización de los sondeos estuvo igualmente condicionada 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-14 los cuales alcanzaron profundidades de 15 metros.

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

Tabla 17. Localización geográfica de los sondeos.

Sondeo	Coordenada Norte	Coordenada Este
P-1	828522	1183662
P-2	828409	1183378
P-3	828399	1183415
P-4	828331	1183419

P-5	828250	1183474
P-6	828272	1183535
P-7	828262	1183600
P-8	828165	1183376
P-9	828105	1183397
P-10	827992	1183461
P-11	828109	1183537
P-12	827982	1183559
P-13	828029	1183609
P-14	828008	1183654

En la Figura 56 se representa la ubicación de cada uno de los sondeos.

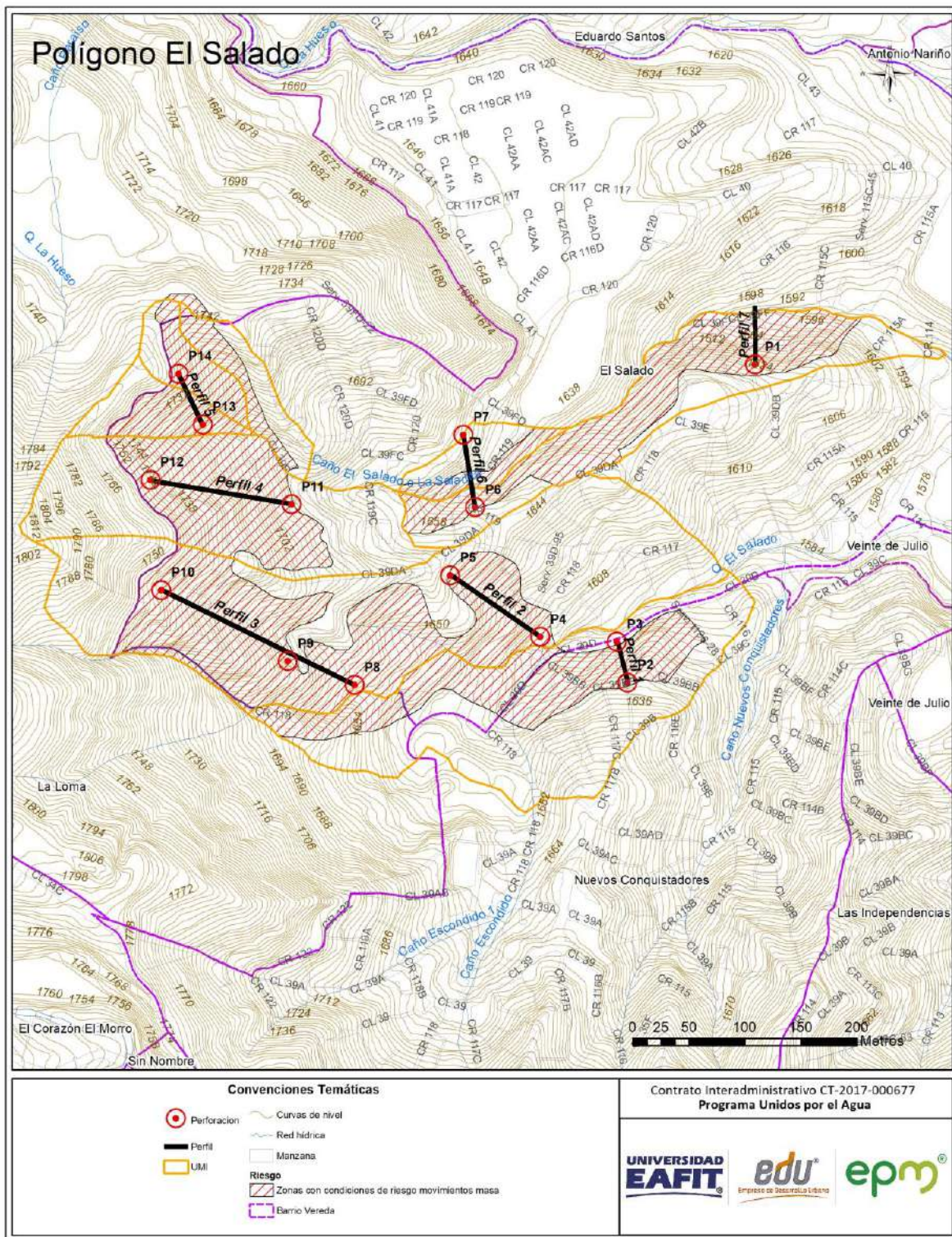


Figura 56. Localización sondeos exploratorios polígono El Salado.

Las perforaciones que se ejecutaron en este polígono alcanzaron profundidades de 15 metros, se recuperaron muestras tanto alteradas como inalteradas. En la Tabla 18 se indica la profundidad alcanzada en cada uno de los sondeos. De cada perforación ejecutada 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 2.

Tabla 18. Numero de sondeos exploratorios, longitud alcanzada y profundidad del nivel freático.

Sondeo	Profundidad (m)	NF (m)
P-1	15.0	5.0
P-2	15.0	Seco
P-3	15.0	Seco
P-4	15.0	1.0
P-5	15.0	Seco
P-6	15.0	Seco
P-7	15.0	Seco
P-8	15.0	Seco
P-9	15.0	Seco
P-10	15.0	Seco
P-11	15.0	Seco
P-12	15.0	Seco
P-13	15.0	Seco
P-14	15.0	Seco

Durante la campaña exploratoria 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 con el 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 inconfiada, 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. La Figura 57 y Figura 58 presentan los muestreadores utilizados.



Figura 57. Muestreador estándar para el ensayo SPT



Figura 58. Muestreador de pared delgada

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 seleccionan las muestras representativas de cada estrato las cuales son enviadas al laboratorio de suelos en

el que 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 ASHTHO. 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.

La Tabla 19 contiene la cantidad de muestras analizadas por cada tipo de ensayo:

Tabla 19. Tipos de ensayos y cantidad de muestras analizadas.

Tipo de ensayo	Cantidad
Limite Liquido	70
Limite Plástico	70
Humedad Natural	70
Granulometría por lavado sobre tamiz N° 200	70
Corte directo CD	3

En la Tabla 20 se presenta un resumen de los resultados de los ensayos realizados a las muestras recuperadas.

Tabla 20. Resumen de los ensayos de laboratorio.

RESULTADOS ENSAYOS DE LABORATORIO										
Sondeo-Muestra	Profundidad (m)	Humedad Natural (%)	Límite líquido (%)	Límite plástico (%)	Índice plástico (%)	Pasa a malla 200 (%)	Cohesión KPa	Ang Fricción (°)	Peso unitario (kN/m³)	Clasificación USCS
P1-M1	0.00	20.4	61.6		40.0	82.4				CH
P1-M4	3.00	17.7	33.3		13.6	65.2				CL
P1-M6	5.00	9.7	-	NP		11.4				SW-SM
P1-M9	6.45	18.6	-	-	NP	13.5				SM
P1-M13	8.50	16.5	-	-	NP	10				SW-SM
P1-M14	9.50	11.1	-	-	NP	13.8				SM

RESULTADOS ENSAYOS DE LABORATORIO										
Sondeo-Muestra	Profundidad (m)	Humedad Natural (%)	Límite líquido (%)	Límite plástico (%)	Índice plástico (%)	Pasa malla 200 (%)	Cohesión KPa	Ang Fricción (°)	Peso unitario (kN/m³)	Clasificación USCS
P1-M16	10.50	13.9	-	-	NP	8.6				SW-SM
P1-M18	12.50	9.0	-	-	NP	14.2				SM
P1-M20	14.00	10.7	-	-	NP	9.4				SW-SM
P3-M3	1.60	33.5	61.1		30.6	77.2				CH
P3-M4	2.55	30.6					7.8	21.4	19	
P3-M8	6.55	13.8	-	-	NP	23.8				SM
P3-M12	10.0	18.6	24.8		5.3	34.3				SM-SC
P3-M15	11.50	20.7	28		9.7	37.9				SC
P3-M17	12.50	14.1	-	-	NP	10.9				SP-SM
P4-M1	0.00	25.8	39.5		21	49.7				SC
P4-M7	4.00	14.7	28.6		10.2	28.2				GC
P5-M1	0.00	14.6	-	-	NP	14.0				SM
P5-M6	3.45	10.7	-	-	NP	13.3				SM
P5-M10	6.00	16.6	-	-	NP	10.1				SW-SM
P5-M12	8.00	11.2	-	-	NP	13.0				SM
P5-M15	11.00	7.2	-	-	NP	14.9				SM
P5-M17	13.00	12.8	-	-	NP	16.7				SM
P6-M1	0.00	6.9	-	-	NP	16.3				SM
P6-M2	2.20	28.1	31.5		11.2	39.8				SC
P6-M5	4.00	26.2	22.9		2.2	28.2				SM
P6-M11	7.00	17.8			NP	8.8				SW-SM
P6-M16	11.00	8.5	-	-	NP	4.9				SW
P6-M18	13.00	2.9	-	-	NP	3.6				GW
P6-M19	15.00	5.0	-	-	NP	7.5				GP-GM
P7-M1	1.45	12.0	35.9		16.5	45.5				SC
P7-M3	3.45	14.8	-	-	NP	35.1				SM
P7-M5	5.45	4.3	-	-	NP	20.5				SM

RESULTADOS ENSAYOS DE LABORATORIO										
Sondeo-Muestra	Profundidad (m)	Humedad Natural (%)	Límite líquido (%)	Límite plástico (%)	Índice plástico (%)	Pasa malla 200 (%)	Cohesión KPa	Ang Fricción (°)	Peso unitario (kN/m³)	Clasificación USCS
P7-M9	10.0	21	-	-	NP	15.9				SM
P8-M4	3.45	18	55.5		32.3	66.6				CH
P8-M6	6.00	12	29.7		10.2	38.8				SC
P9-M1	1.00	6.2	-	-	NP	8.4				SW-SM
P9-M4	3.00	16.4	-	-	NP	12.4				SM
P9-M6	4.00	15.4				12.9				SM
P9-M8	5.80	10.5	-	-	NP	3.7				SW
P10-M1	1.00	19.1	46.6		24.2	63.5				CL
P10-M2	2.00	16.5					50.6	25.2	19.9	
P10-M5	5.00	14.8	48.3		29.5	65.1				CL
P10-M10	8.50	30.8	37.6		11	48.5				SM
P10-M11	9.00	14	-	-	NP	10.4				SW-SM
P10-M13	10.00	16.3	-	-	NP	20.8				
P10-M16	11.50	18.6	-	-	NP	14.7				SM
P10-M19	13.00	13.7	-	-	NP	18.5				SM
P10-M20	14.50	17.2	-	-	NP	14.9				SM
P11-M1	1.45	8.1	-	-	NP	26.9				SM
P11-M3	3.45	10.0	-	-	NP	20.5				SM
P11-M4	4.45	14.3	43.7		24.1	60.3				CL
P11-M6	6.50	9.7	-	-	NP	29.8				SM
P12-M1	1.00	8.4	28.5	-	11.2	54.3				CL
P12-M5	5.00	28	33.2	-	13	43				SC
P12-M6	6.50	21.2	35.8	-	17.3	60.5				CL

RESULTADOS ENSAYOS DE LABORATORIO										
Sondeo-Muestra	Profundidad (m)	Humedad Natural (%)	Límite líquido (%)	Límite plástico (%)	Índice plástico (%)	Pasa a malla 200 (%)	Cohesión KPa	Ang Fricción (°)	Peso unitario (kN/m³)	Clasificación USCS
P12-M8	8.00	18.6	-	-	NP	17				SM
P12-M9	9.00	28.5	31	-	11.6	45.0				SC
P12-M10	10.50	13.1	-	-	NP	3.4				SW
P12-M11	12.50	11.4	-	-	NP	12.1				SM
P12-M13	14.00	10.9	-	-	NP	14.1				SM
P13-M1	1.45	26	76.9	-	47.3	76.3				CH
P13-M3	3.45	17.1	37.4	-	15.8	48.6				SC
P13-M4	4.45	16					1.9	22.5	20.8	
P13-M6	6.45	15.1	37.2		19	59.5				CL
P13-M8	8.45	8.5	30.5		10.4	46.5				SC
P13-M10	10.50	9.1				20.1				SM
P13-M12	13.00	22.3	-	-	NP	21.2				SM
P14-M4	3.00	13.2	-	-	NP	6.5				SW-SM
P14-M7	7.50	19.3	-	-	NP	13.7				SM
P14-M9	10.50	15.6	-	-	NP	19.6				SM
P14-M10	12.50	28.1	-	-	NP	13.1				SM
P14-M12	15.00	17.6	-	-	NP	13.7				SM

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

Concluida 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 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. La clasificación se realizó de acuerdo al perfil de meteorización de Deer y Patton 1971.

Estratigrafía

Para el polígono El Salado se detectaron materiales antrópicos en superficie en la perforación P-3 correspondientes al perfil 1, perforación P-4 perfil 2, perforación P-6 perfil 6 y perforación P-8 perfil 3, con profundidades hasta de 5 metros de profundidad. Subyaciendo los materiales antrópicos se observaron suelos residuales del Stock de Altavista, específicamente los perfiles 1A y 1B y saprolito 1C en todas las perforaciones excepto la perforación P-4, debajo del saprolito se encontró el perfil IIA y roca en las perforaciones P-3, P-4, P-5, P-6, P-7, P-8, P-9 y P-13. A continuación, se hace una descripción de los estratos identificados y sus variaciones significativas.

- **Llenos antrópicos:** Con profundidades variables entre 2 y 5 metros, compuesto por fragmentos de roca, arcilla, madera y escombros. Es un material con propiedades geomecánicas pobres. A continuación, se presentan las características de este material:

Clasificación USC: CL-CH y SC.

Humedad natural: Varía entre 30.6 y 333.5 %

Límite líquido: Varía entre 37.0% y 63.0%

Índice plástico: Varía entre 14.04 y 36.21%

Pasa malla 200: Varía entre 44.13 y 74.08%

- **Suelo residual del Stock de Altavista IA:** Se encontró en la perforación P-1.

- **Clasificación USC:** CH.
- **Humedad natural:** 20.4%
- **Límite líquido:** 61.6%
- **Índice plástico:** 40%
- **Pasa malla 200:** 82.4%

- **Residual del Stock de Altavista IB**

Clasificación USC: CL, SW-SM, SM, CH, SC.

Humedad natural: Varía entre 6.2% y 30.8%

Límite líquido: Varía entre 30.5% y 37.6%

Índice plástico: Varía entre 47.3% y NP%

Pasa malla 200: Varía entre 10% y 76.3%

- **Saprolito del Stock de Altavista IC:** Correspondiente al nivel superior del perfil de meteorización, se encontró en la perforación 1 desde 16 metros hasta 25 metros, en la perforación 2 desde 8 metros hasta 15 metros y en la perforación 3 desde 2 metros hasta 16 metros. Compuesto por arenas y arcillas.
. Las siguientes son las propiedades físicas principales:

Clasificación USC: SM, SW-SM, SM-SC, SC.

Humedad natural: Varía entre 4.3% y 28.5%

Límite líquido: Varía entre 22.9% y 35.9%

Índice plástico: Varía entre 10.2% y NP%

Pasa malla 200: Varía entre 4.9% y 45.5%

- **Transición suelo roca IIA:** Se encontró en las perforaciones P-3, P-5, P-6, P-7, P-8, P-9 y P-13 compuesta por fragmentos de roca en matriz arenosa.
- **Roca perfil III:** Roca ígnea correspondiente al Stock de Altavista con RQD

desde 0% a 65%.

Definición de parámetros geomecánicos

Los parámetros geomecánicos se obtuvieron a partir de la información recolectada de los sondeos exploratorios y de los análisis de los resultados de los diferentes ensayos practicados a las muestras extraídas en cada uno de ellos, teniendo en cuenta también el comportamiento del suelo a partir del ensayo SPT realizado en campo y los valores de referencias bibliográficas de reconocidos autores. 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, a partir de ecuaciones se estiman estos valores los cuales son usados para el cálculo de la capacidad portante del terreno y para realizar análisis de estabilidad. Los valores obtenidos a través de las correlaciones son analizados 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 él toma muestras 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.

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 Tabla:

Tabla 21. 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)	$\phi = \sqrt{20 \cdot N_{corr} + 20} \quad \phi = \sqrt{20 \cdot N_{corr} + 17}$
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)	$C_u = K \cdot N [kN/m^2] \quad K \begin{cases} 3.5 kN/m^2 \\ 6.5 kN/m^2 \end{cases}$
Hara y otros (1971)	$C_u = 29 \cdot N^{0.72} [kN/m^2]$
Mesri (1989)	$Cu = 0.22 * \sigma_0$

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 3.

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.

A continuación, se detallan los parámetros de resistencia de los diferentes estratos que conforman el perfil geológico-geotécnico:

LLENO ANTRÓPICO PERFIL 1.

Los resultados de ensayos de caracterización geomecánica realizados sobre muestras de este material arrojaron los siguientes resultados (Tabla 22):

Tabla 22. Parámetros geomecánicos ensayos de laboratorio del lleno antrópico.

Ensayo	Densidad húmeda (kN/m ³)	Fricción (°)	Cohesión (KPa)
Corte CD	19.0	21.4	7.8

A continuación, se muestran los parámetros geomecánicos de lleno obtenidos a través de tratamiento estadístico:

Para los análisis de estabilidad se utilizaron un ángulo de fricción interna $F_i=21.4^\circ$ y Cohesión $C=7.8$ KPa obtenidos a partir del ensayo de corte Directo CD ya que debido a la heterogeneidad del material valores obtenidos por medio del número de golpes no se considera representativo.

LLENO ANTRÓPICO PERFIL 2.

Para los análisis de estabilidad se utilizaron un ángulo de fricción interna $F_i=35^\circ$ y Cohesión $C=1$ KPa. Los parámetros fueron definidos tanto por información bibliográfica como por retro análisis durante los análisis de estabilidad con el conocimiento de la situación actual en el sitio ya que no fue posible tomar muestras inalteradas ya que el material no lo permitió.

LLENO ANTRÓPICO PERFIL 3

El lleno se encontró en la perforación 8 en la base de la ladera, por lo tanto, los parámetros del lleno no son determinantes en los análisis de estabilidad. No fue posible tomar muestras inalteradas y datos de número de golpes ya que presentó rechazo por la heterogeneidad del material (escombros). Los parámetros utilizados $\gamma = 16 \text{ kN/M}^3$, $C = 5 \text{ KPa}$ y $\Phi = 20^\circ$ son asumidos utilizando como criterio información bibliográfica y la caracterización visual del material interpretando que tiene propiedades geomecánicas pobres.

LLENO ANTRÓPICO PERFIL 6

Perfil construido con las perforaciones P-6 y P-7, el lleno se encontró en la perforación 7 con un espesor de 2 metros. Los números de golpes obtenidos fueron bastante altos debido a la heterogeneidad del material por lo que los parámetros que se pueden obtener a partir del número de golpes no son confiables, tampoco fue posible obtener muestra inalterada ya que el material no lo permitió, sin embargo las características del lleno son similares a las encontradas en la perforación 3 en la cual fue posible realizar ensayo de Corte Directo CD el cual reportó una cohesión $C = 7.8 \text{ KPa}$ y ángulo de fricción interna $\Phi = 21.4$, por lo tanto se utilizaron estos parámetros.

A continuación, se presenta la descripción del suelo residual y el saprolito encontrados en cada uno de los perfiles y que en su totalidad son derivados del stock de Altavista.

SUELO RESIDUAL IB PERFIL 1.

Realizado con las perforaciones P-2 y P-3 Los valores encontrados con las correlaciones varían para el ángulo de fricción entre 29° y 32° y entre 8 KPa y 207 KPa para la cohesión (ignorando las propuestas de Kulhaway y Hara).

A continuación, se muestran los parámetros geomecánicos del suelo residual IB obtenidos a través de tratamiento estadístico (Tabla 23):

Tabla 23 Parámetros geomecánicos estadísticos residual IB perfil 1.

	Fricción ($^\circ$)	Cohesión (KPa)
Media	31	8
Desviación	1	0

	Fricción (°)	Cohesión (KPa)
Mínimo	29	8
Máximo	32	8

SAPROLITO IC PERFIL 1.

Realizado con las perforaciones P-2 y P-3 los valores encontrados con las correlaciones varían para el ángulo de fricción entre 34° y 36° y 24 KPa para la cohesión (ignorando las propuestas de Kulhaway y Hara).

A continuación, se muestran los parámetros geomecánicos del suelo residual IC obtenidos a través de tratamiento estadístico (Tabla 24):

Tabla 24. Parámetros geomecánicos estadísticos saprolito IC Perfil 1.

	Fricción (°)	Cohesión (KPa)
Media	35	24
Desviación	1	0
Mínimo	35	24
Máximo	36	24

SAPROLITO IC PERFIL 2.

Encontrado en la perforación 5, se calcularon los parámetros geomecánicos a partir del número de golpes de los ensayos de penetración estándar ya que no fue posible tomar muestras inalteradas porque el material no lo permitió. Los valores encontrados con las correlaciones varían para el ángulo de fricción entre 35° y 37° y 8 KPa para la cohesión (ignorando las propuestas de Kulhaway y Hara).

A continuación, se muestran los parámetros geomecánicos del suelo residual IC obtenidos a través de tratamiento estadístico (Tabla 25):

Tabla 25 Parámetros geomecánicos estadísticos saprolito IC Perfil 1.

	Fricción (°)	Cohesión (KPa)
Media	36	8
Desviación	1	7.5
Mínimo	35	8
Máximo	37	23

SAPROLITO 1C PERFIL 3

Encontrado en las perforaciones P-8, P-9 y 1P-10. Se realizó un ensayo de corte directo CD en muestra recuperada a 2 metros de profundidad, sin embargo, los parámetros utilizados en los análisis de estabilidad fueron obtenidos a partir del número de golpes de los ensayos de penetración estándar ya que al realizar retro análisis los resultados obtenidos utilizando los resultados del ensayo de laboratorio no coinciden con la situación actual. Los valores encontrados con las correlaciones varían para el ángulo de fricción entre 33° y 35° y entre 13 KPa y 36 KPa para la cohesión (ignorando las propuestas de Kulhaway y Hara).

En la Tabla 26 y Tabla 27 se muestran los parámetros geomecánicos del suelo residual IC obtenidos a través de tratamiento estadístico:

Tabla 26 Parámetros geomecánicos estadísticos saprolito IC Perfil 3.

	Fricción (°)	Cohesión (KPa)
Media	34	24.5
Desviación	1	11.5
Mínimo	33	13
Máximo	35	36

Tabla 27 Parámetros geomecánicos de laboratorio saprolito IC perfil 3.

Ensayo	Fricción (°)	Cohesión (KPa)
Corte CD	50.6	25.2

SAPROLITO 1C PERFIL 4

Encontrado en las perforaciones P-11 y P-12, se calcularon los parámetros geomecánicos a partir del número de golpes de los ensayos de penetración estándar ya que no fue posible tomar muestras inalteradas porque el material no lo permitió. Los valores encontrados con las correlaciones varían para el ángulo de fricción entre 33° y 34° y 12 KPa para la cohesión (ignorando las propuestas de Kulhaway y Hara).

En la Tabla 28 Parámetros geomecánicos estadísticos saprolito IC Perfil 4. se muestran los parámetros geomecánicos del suelo residual IC obtenidos a través de tratamiento estadístico:

Tabla 28 Parámetros geomecánicos estadísticos saprolito IC Perfil 4.

	Fricción (°)	Cohesión (KPa)
Media	34	12
Desviación	0	0
Mínimo	33	12
Máximo	34	12

SAPROLITO 1C PERFIL 5.

Encontrado en las perforaciones P-13 y P-14. En la perforación 13 se realizó un ensayo de corte directo CD para una muestra recuperada a 4.45 metros de profundidad, sin embargo, los parámetros utilizados en los análisis de estabilidad fueron calculados a partir del número de golpes de los ensayos de penetración estándar ya que al realizar retro análisis con los parámetros obtenidos en laboratorio los resultados no corresponden a la situación actual. Los valores encontrados con las correlaciones varían para el ángulo de fricción entre 28° y 34° y 20 KPa para la cohesión (ignorando las propuestas de Kulhaway y Hara).

En la Tabla 29 se muestran los parámetros geomecánicos del suelo residual IC obtenidos a través de tratamiento estadístico:

Tabla 29 Parámetros geomecánicos estadísticos saprolito IC Perfil 5.

	Fricción (°)	Cohesión (KPa)
Media	31	20
Desviación	2	0
Mínimo	28	20
Máximo	34	20

Los resultados de ensayos de caracterización geomecánica realizados sobre muestras de este material arrojaron los siguientes resultados (Tabla 30):

Tabla 30 Parámetros geomecánicos de laboratorio saprolito IC perfil 5.

Ensayo	Fricción (°)	Cohesión (KPa)
Corte CD	22.5	1.9

SAPROLITO IC PERFIL 6.

Encontrado en la perforación 7, se calcularon los parámetros geomecánicos a partir del número de golpes de los ensayos de penetración estándar ya que no fue posible tomar muestras inalteradas porque el material no lo permitió. Los valores encontrados con las correlaciones varían para el ángulo de fricción entre 34° y 37° y 8 KPa para la cohesión (ignorando las propuestas de Kulhaway y Hara).

En la Tabla 31 se muestran los parámetros geomecánicos del suelo residual IC obtenidos a través de tratamiento estadístico:

Tabla 31 parámetros geomecánicos estadísticos saprolito IC perfil 6.

	Fricción (°)	Cohesión (KPa)
Media	35	8
Desviación	1	0
Mínimo	34	8
Máximo	36	8


TRANSICIÓN SUELO ROCA IIA.

Encontrado en las perforaciones P-3, P-5, P-7, P-8, P-9 y P-13. Compuesto por fragmentos y bloque de roca en matriz arenosa, no fue posible tomar muestras inalteradas ya que el material que compone la matriz es arena, por presentar fragmentos de roca presentó rechazo durante los ensayos de penetración estándar, por lo tanto, se utilizaron los mismos parámetros del IC ya que la matriz de la transición suelo roca corresponde al mismo material IC y por supuesto de presentarse un deslizamiento la resistencia sería gobernada por la matriz.

ROCA III.

Los análisis de estabilidad se realizaron utilizando para la roca el modelo de Hoek and Brown el cual para caracterizar la roca el GSI (índice de resistencia de la roca) y resistencia a la compresión simple con el fin de caracterizar la roca de acuerdo a su calidad (buena, regular, mala).

Tabla 32 parámetros geomecánicos estadísticos roca III perfil 3.

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	UCS (kN/m ²)	m	s	a
Roca (III)		19	Generalised Hoek-Brown	150000	0.815354	4.53999e-005	0.531267

7.3.2 Definición de modelos geológico-geotécnicos

Una vez terminado el programa de exploración y obtenidos los resultados de laboratorio, se asignó a 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 El Salado se levantaron siete (7) perfiles topográficos, con los cuales se hicieron los respectivos análisis geotécnicos.

Perfil 1. Construido con las perforaciones P-2 y P-3 desde superficie se encontró suelo residual IB con espesores que varían entre 4 y 10 metros a lo largo del perfil, sin embargo, en la base de la ladera (P3) se encontró un lleno con espesor de 5

metros. Subyaciendo el suelo residual IB se encontró saprolito IC con espesores que varían entre 5 y 11 metros (Figura 59).

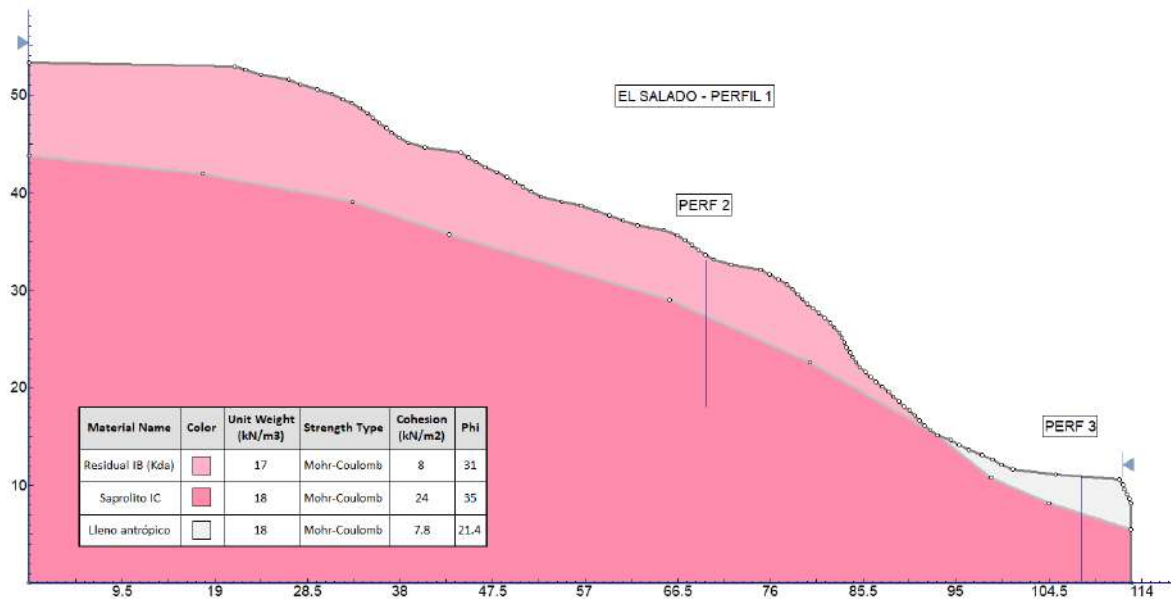


Figura 59. Modelo geológico- geotécnico perfil 1 El Salado

Perfil 2. Construido con las perforaciones P-4 y P-5 en superficie se encontró saprolito IC con un espesor promedio de 12 metros. Debajo del saprolito IC transición suelo roca IIA con espesores variables entre 5 y 10 metros, subyaciendo la transición suelo roca se encontró la roca. En la base de la ladera se identificó un lleno localizado el cual fue identificado con la perforación 4 con un espesor de 4.4 metros (Figura 60).

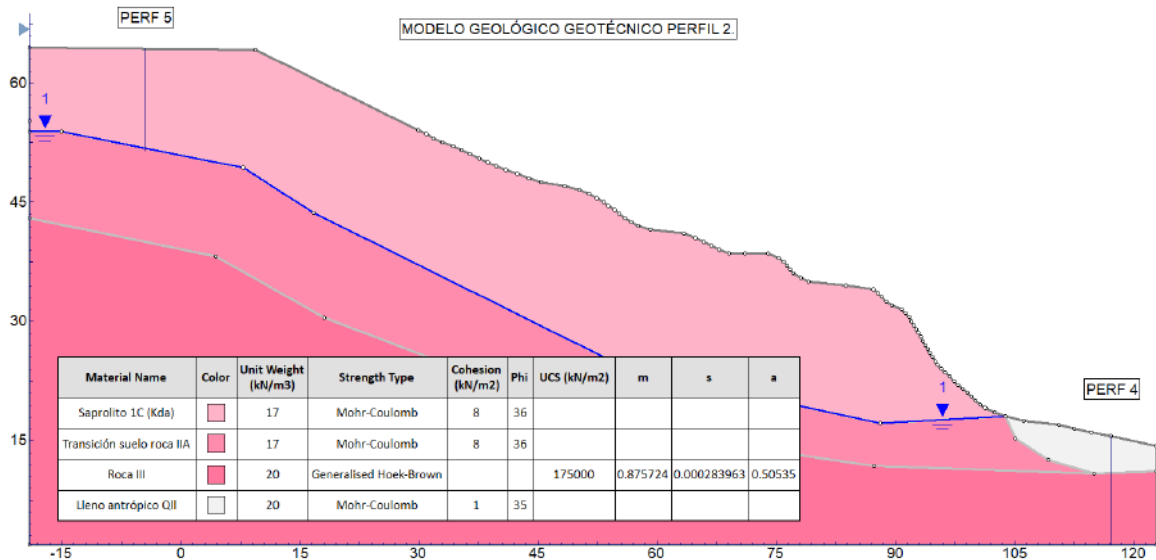


Figura 60. Modelo geológico-geotécnico perfil 2 El Salado.

Perfil 3. Perfil construido con las perforaciones P-8, P-9 y P-10. Desde superficie se observó saprolito IC con espesores variables entre 1 y 4 metros, debajo del saprolito IC transición suelo roca IIA con espesores entre 2 y 7 metros. Subyaciendo la transición suelo roca se encontró roca muy fracturada en las perforaciones P-9 y P-10. En la base de la ladera se identificó con la perforación 8 un lleno con espesor de 5 metros (Figura 61).

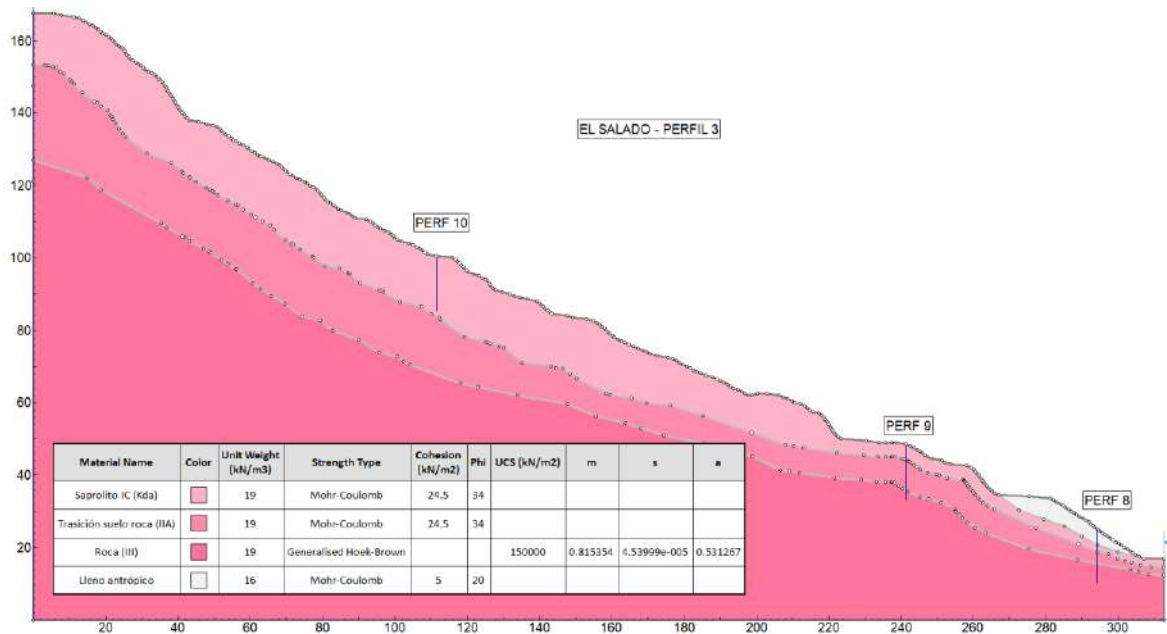


Figura 61 Modelo Geológico Geotécnico Perfil 3 El salado.

Perfil 4. Construido con las perforaciones P-11 y P-12, desde superficie se identificó saprolito IC con espesores variables entre 4 y 15 metros. Subyaciendo el saprolito IC se encontró transición suelo roca (Figura 62).

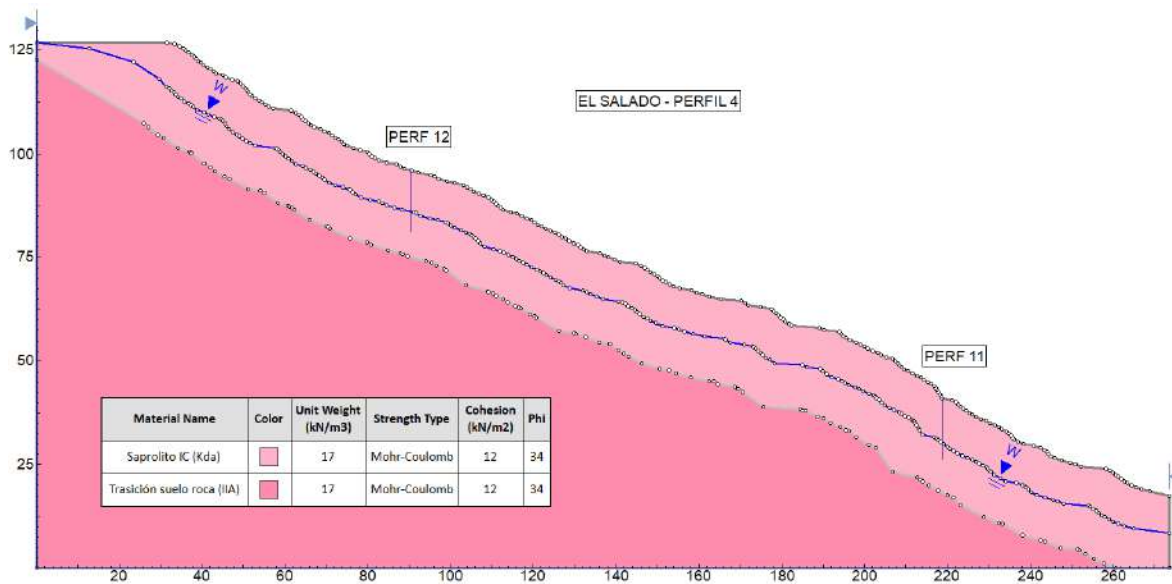


Figura 62 Modelo Geológico Geotécnico Perfil 4 El Salado.

Perfil 5. Construido con las perforaciones P-13 y P-14 está compuesto desde superficie por saprolito IC con espesores promedio de 15 metros, subyaciendo el saprolito se encuentra la transición suelo roca (Figura 63).

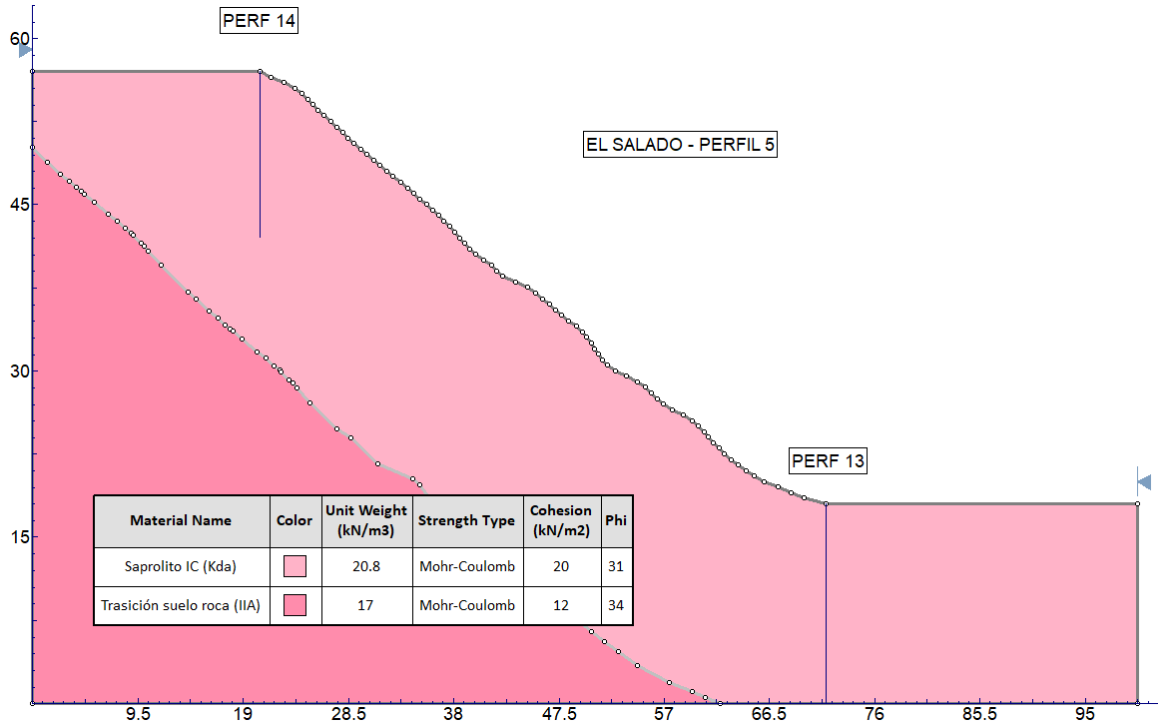


Figura 63 Modelo geológico Geotécnico Perfil 5 El salado.

Perfil 6. Construido a partir de las perforaciones P-6 y P-7, desde superficie se encuentra el saprolito IC con espesores promedios de 10 metros, subyaciendo el saprolito se identificó la transición suelo roca IIA con un espesor promedio de 5 metros. En la perforación P-6 se identificó un lleno localizado con un espesor de 2 metros (Figura 64).

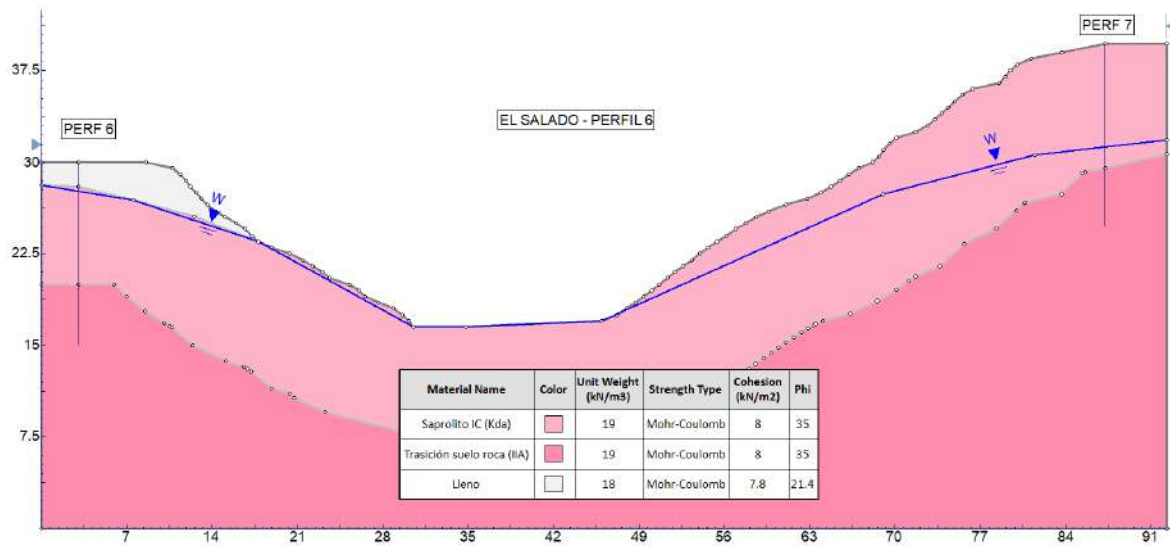


Figura 64. Modelo Geológico Geotécnico Perfil 6 El Salado.

Perfil 7. Construido a partir de la perforación 1. Desde superficie se identificó suelo residual IA con espesor de 3 metros, subyaciendo el residual IA se encuentra suelo residual IB con espesor promedio de 7 metros, debajo del residual IB se encontró saprolito IC hasta 15 metros (Figura 65).

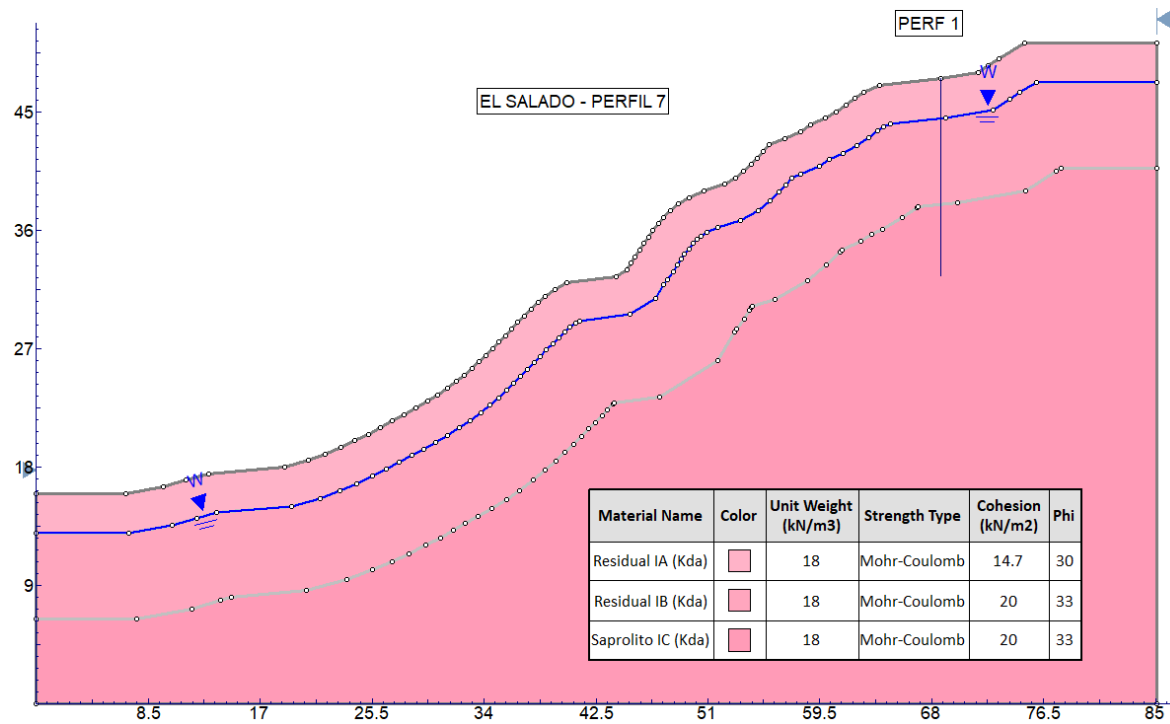


Figura 65. Modelo Geológico Geotécnico, Perfil 7 El Salado.

7.3.3 Análisis de estabilidad condición actual

Para evaluar la estabilidad de la zona de estudio se consideraron 2 diferentes escenarios o condiciones: Una situación actual y una situación futura con las obras propuestas. Estas situaciones fueron consideradas 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 El Salado se levantaron siete (7) 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 33).

Tabla 33. 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 control de daños, 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 10 donde se ubica el Polígono El Salado, el estudio de microzonificación sísmica del área urbana de Medellín estableció un valor de A_a 0.07 para sismos de servicio y F_a como 3.57. Considerando el tipo de edificaciones (grupo III) el coeficiente de importancia es 1.0.

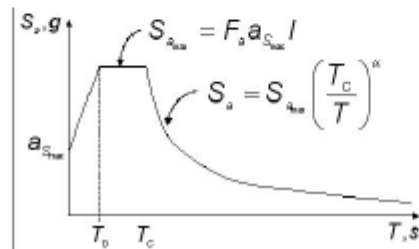
Si se reemplazan estos valores en la ecuación anterior se tiene que:

$$a_{max} = 0.25g$$

Tabla 34 Coeficientes sísmico.

COEFICIENTES ESPECTRALES PARA LOS SISMOS DE CONTROL DE DAÑOS Y DE DISEÑO

Zona Homogénea	Sismo de control de daños						Sismo de diseño					
	a_{Smax}	F_a	S_{amax}/I	T_0	T_C	α	a_{Smax}	F_a	S_{amax}/I	T_0	T_C	α
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



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 35 Valores de KST/a_{max}

Tabla H.5.2-1
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 seudoestático (KST) = 0.20

El perfil de suelo identificado para la zona de estudio, con base en la (Tabla A.2.4.1 – NSR10), es un perfil tipo D, correspondiente a suelos rígidos que presentan una velocidad de onda de corte V_s entre 180 m/s y 360 m/s, y un número de golpes $50 > N \geq 15$.

Perfil 1

El primer escenario evaluado correspondió a la situación actual que considera la situación de estabilidad en las condiciones encontradas durante el estudio. El factor de seguridad medio es de 1.03 con una probabilidad de falla del 5.7% (Figura 66). De manera similar para la situación actual, pero bajo la influencia del sismo el factor de seguridad medio es de 0.76 con una probabilidad de falla del 100% (Figura 67).

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 seudoestático se considerará que factores por encima de 1.1 garantizan la estabilidad de la ladera, siendo este criterio utilizado en la práctica general.

Los resultados anteriores permiten clasificar la amenaza por movimientos en masa como alta con una profundidad de falla de 3.4m y una velocidad del deslizamiento alta.

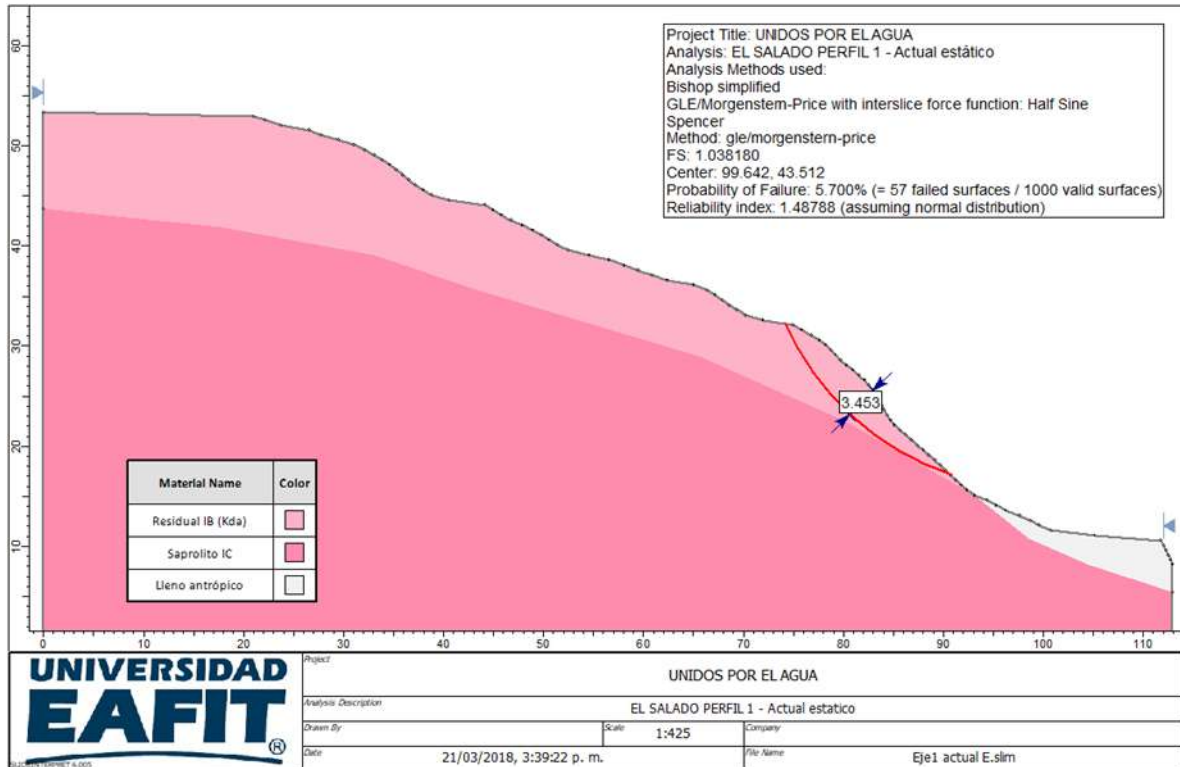


Figura 66. Análisis de estabilidad perfil 1 condición actual.

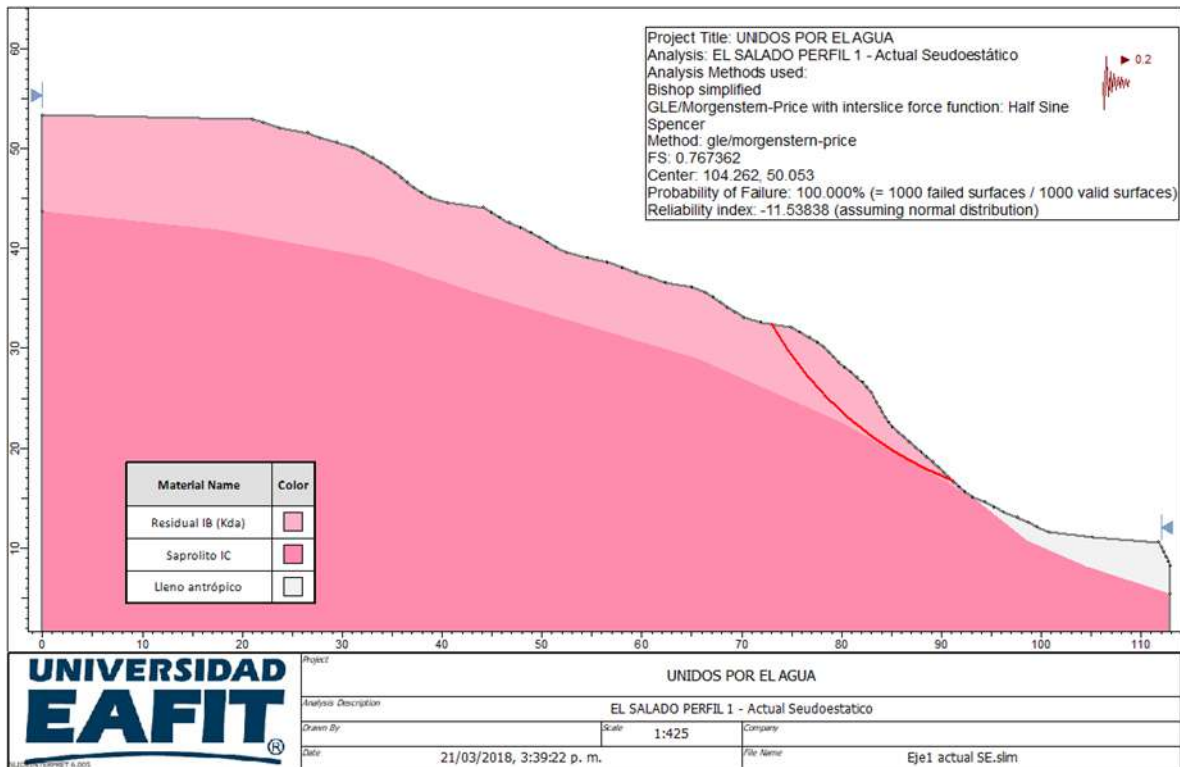


Figura 67. Análisis estabilidad perfil 1 condición actual seudoestática.

Finalmente, para el perfil No 1 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. Este análisis arrojó un factor de seguridad medio de 1.1, con una probabilidad de falla de 0% (Figura 68).

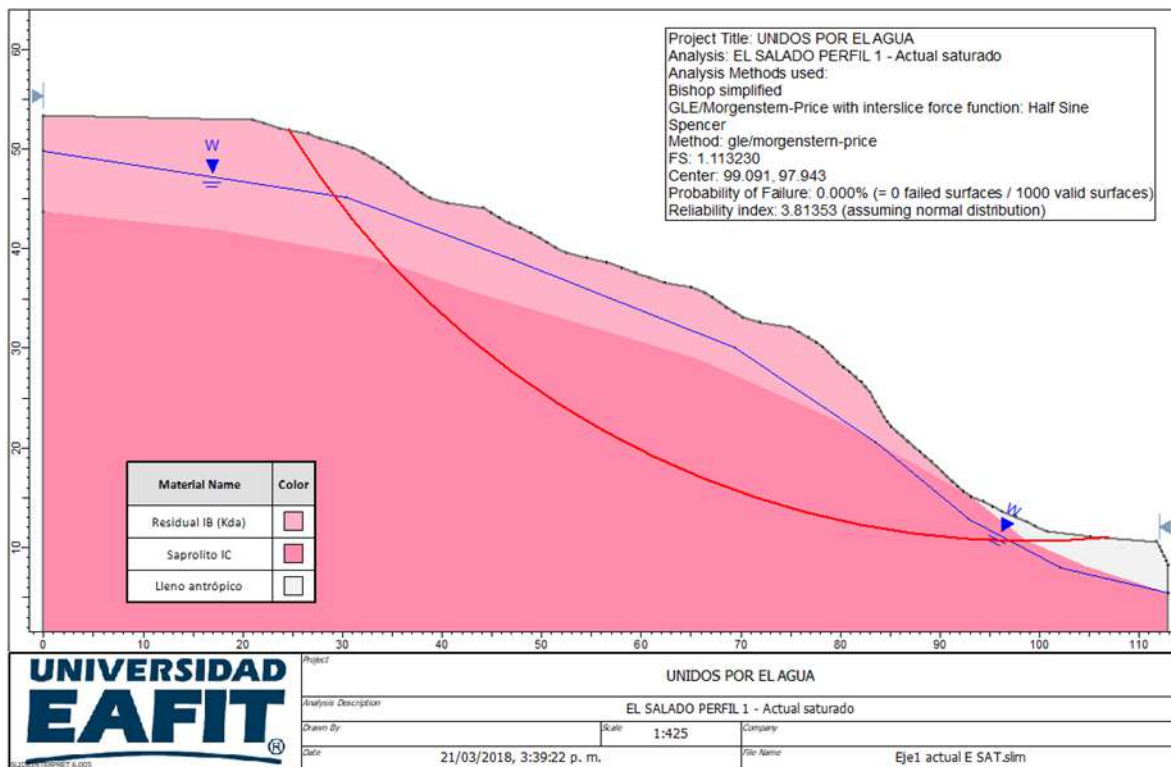


Figura 68. Análisis estabilidad perfil 1 condición actual saturada.

Perfil 2

El análisis de estabilidad para el perfil No 2 para la condición actual arrojó un factor de seguridad medio de 1.11 con una probabilidad de falla de 24.3% (Figura 69).

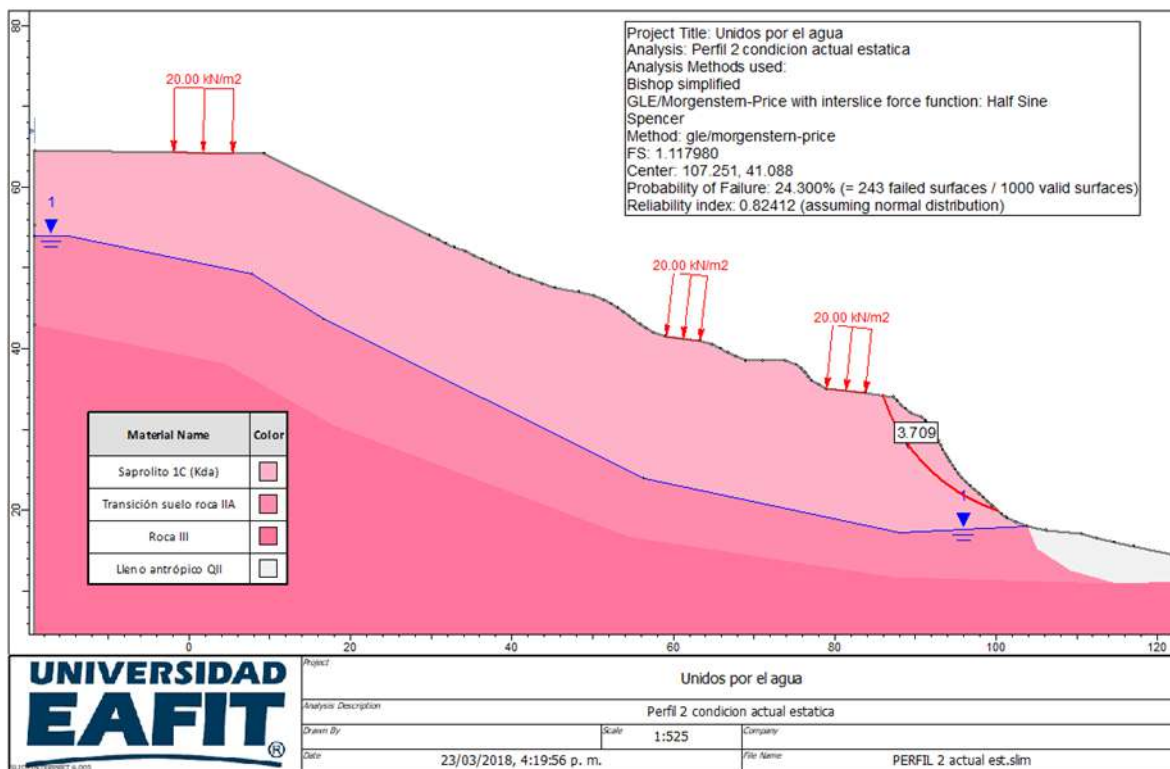


Figura 69. Análisis estabilidad Perfil 2 situación actual, condición estática.

El análisis pseudoestático para la condición actual arrojó un factor de seguridad medio de 0.84 con una probabilidad de falla del 66.9% (Figura 70).

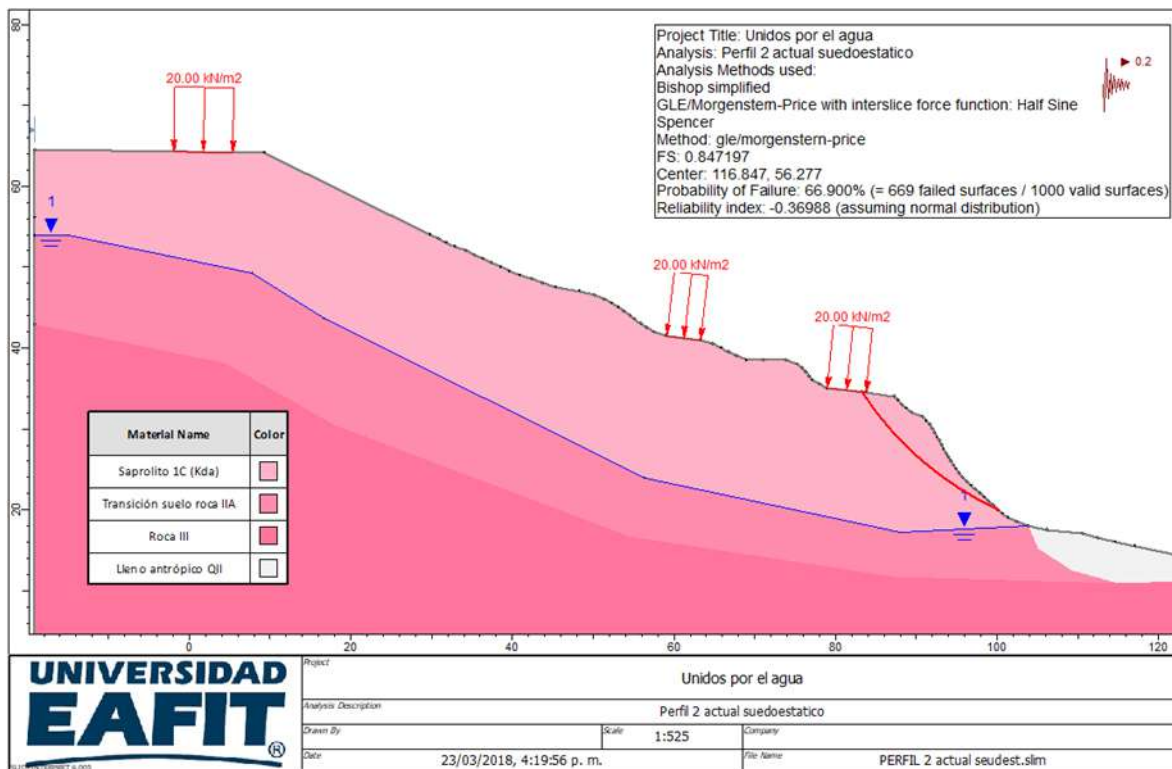


Figura 70. Análisis estabilidad perfil 2 condición seudoestática.

Se analizó la estabilidad del perfil No 2 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 medio de 1.10 con una probabilidad de falla de 0.3%, lo cual refleja la influencia negativa de la presencia de agua en el suelo para la zona evaluada (Figura 71).

Los resultados anteriores permiten clasificar la amenaza por movimientos en masa como alta, según decreto 1626 de 2015, pues los factores de seguridad determinísticos se ubican por debajo de 1.2. La profundidad de falla se estima en 3.7m aproximadamente y se espera un movimiento de velocidad alta.

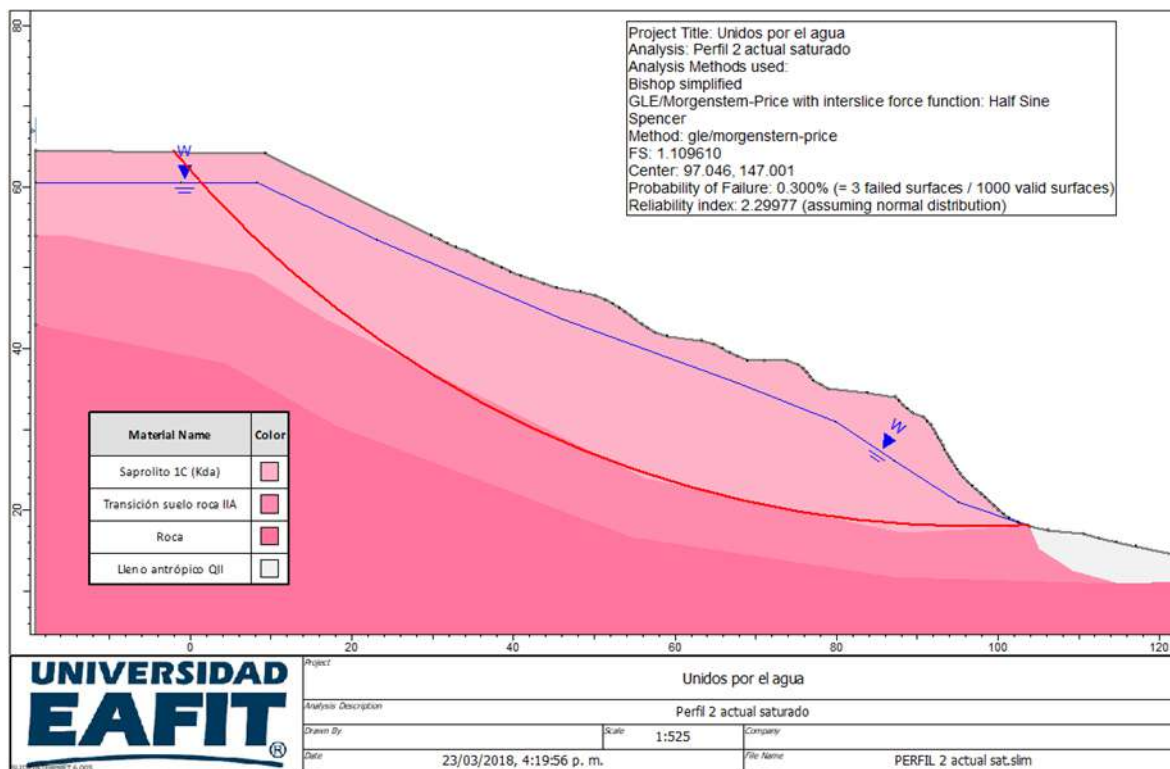


Figura 71. Análisis estabilidad perfil 2 condición saturada.

Perfil 3

El análisis de estabilidad para el perfil No 3 y condición actual arrojó un factor de seguridad medio de 1.29 con una probabilidad de falla de 0% (Figura 72).

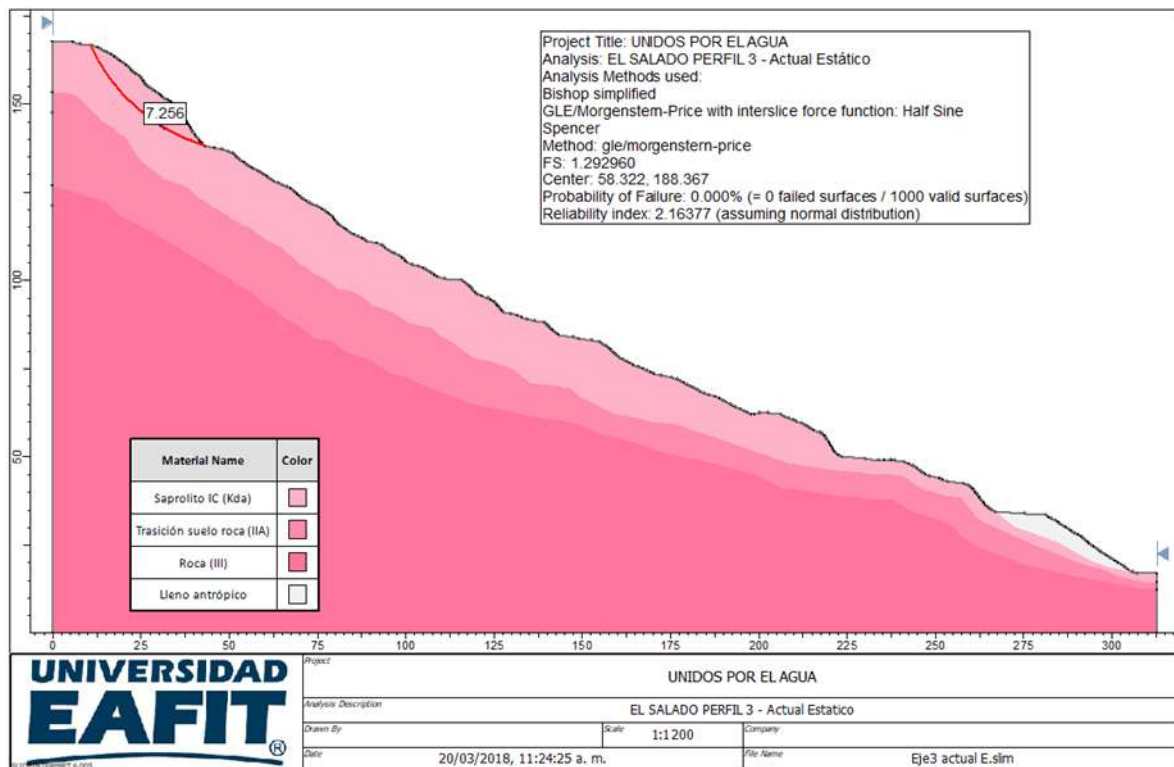


Figura 72. Análisis estabilidad Perfil 3 situación actual, condición estática.

El análisis seudoestático para la condición actual arrojó un factor de seguridad medio de 0.94 con una probabilidad de falla del 55% (Figura 73).

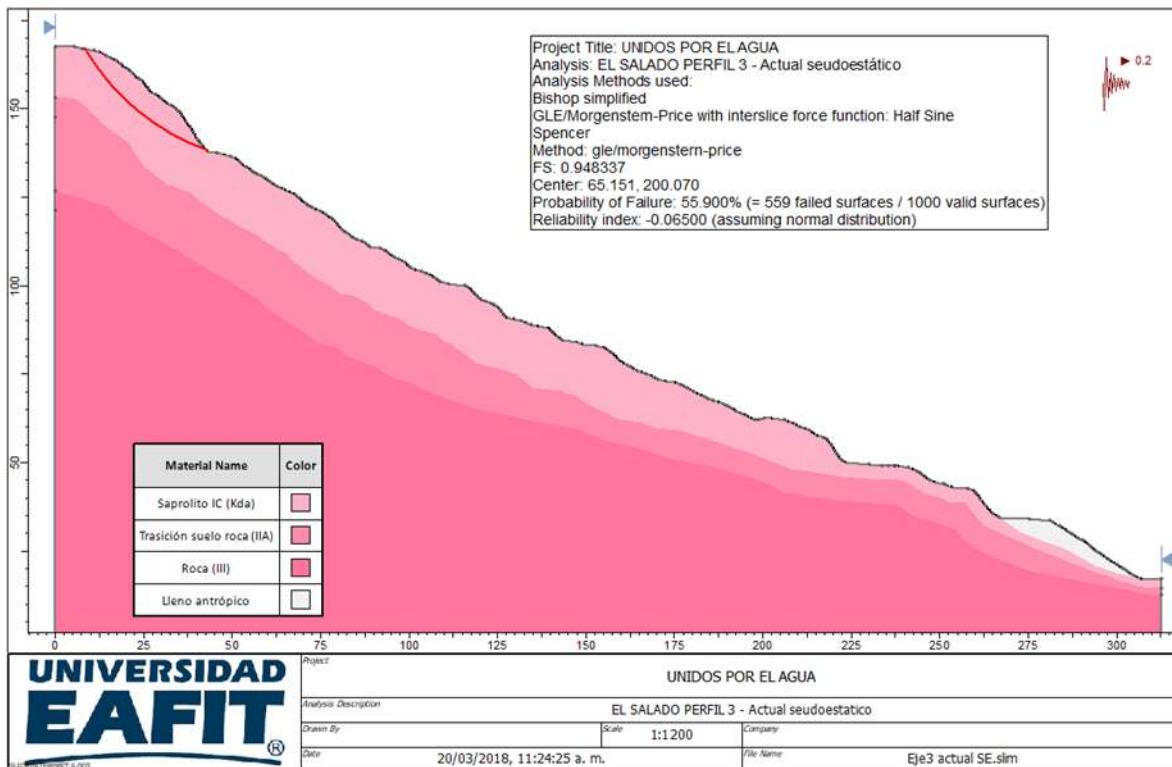


Figura 73. Análisis estabilidad perfil 3 condición pseudoestática.

Se analizó la estabilidad del perfil No 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 medio de 0.89 con una probabilidad de falla de 100%, lo cual refleja la influencia negativa de la presencia de agua en el suelo para la zona evaluada (Figura 74).

Los resultados anteriores permiten clasificar la amenaza por movimientos en masa como media, según decreto 1626 de 2015, pues los factores de seguridad determinísticos se ubican entre 1.2 y 1.5. La profundidad de falla se estima en 7.25m aproximadamente y se espera un movimiento de velocidad alta.

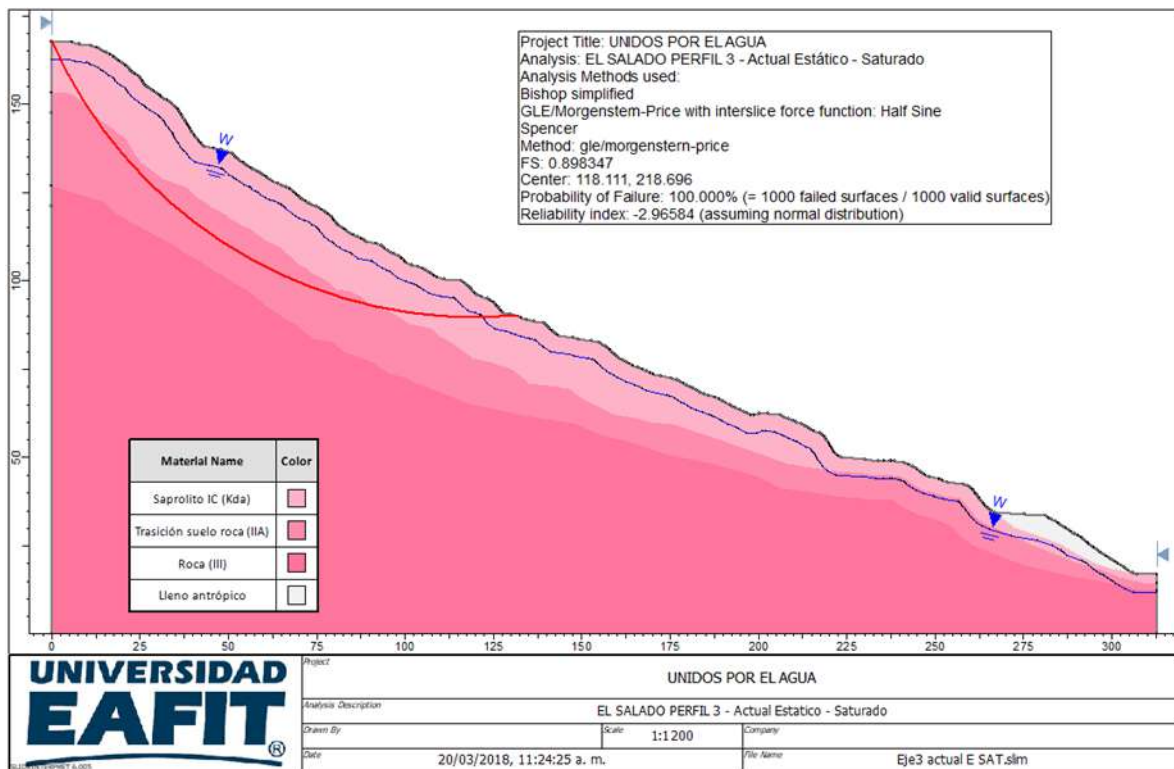


Figura 74. Análisis estabilidad perfil 3 condición saturada.

Perfil 4

El análisis de estabilidad para el perfil No 4 para la condición actual arrojó un factor de seguridad medio de 1.05 con una probabilidad de falla de 5.5% (Figura 75).

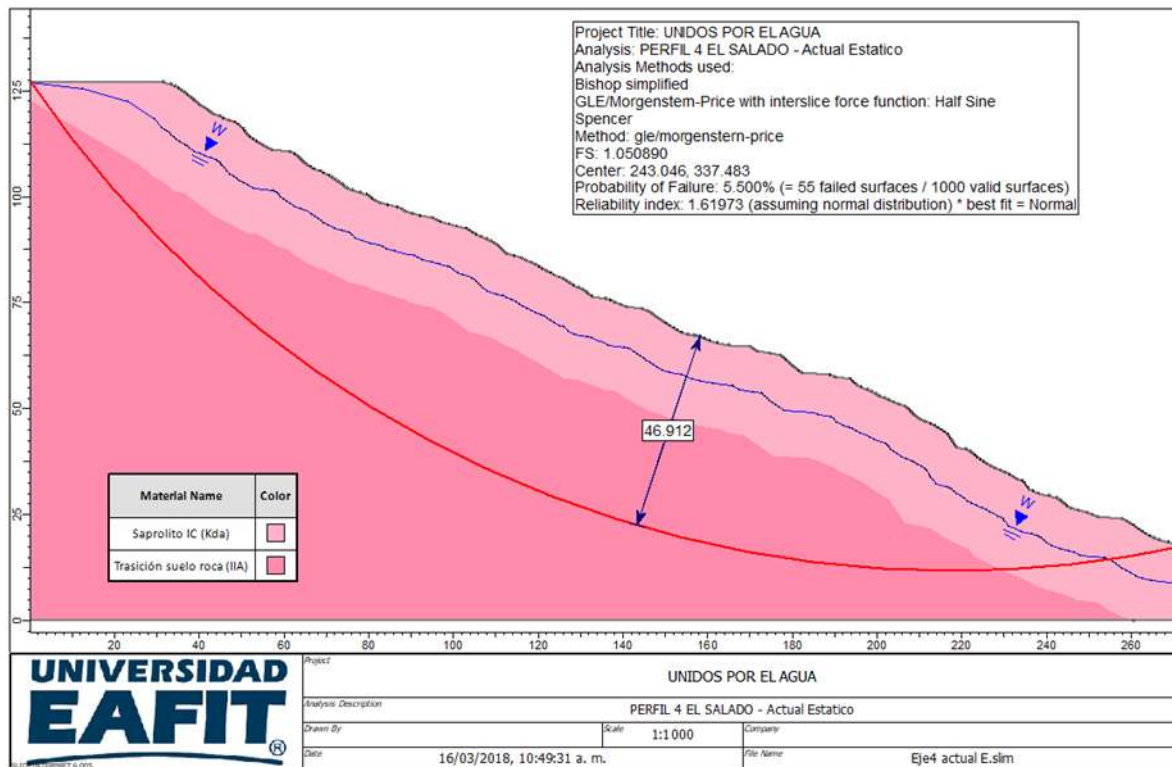


Figura 75. Análisis estabilidad Perfil 4 situación actual, condición estática.

El análisis seudoestático para la condición actual arrojó un factor de seguridad medio de 0.66 con una probabilidad de falla del 100% (Figura 76).

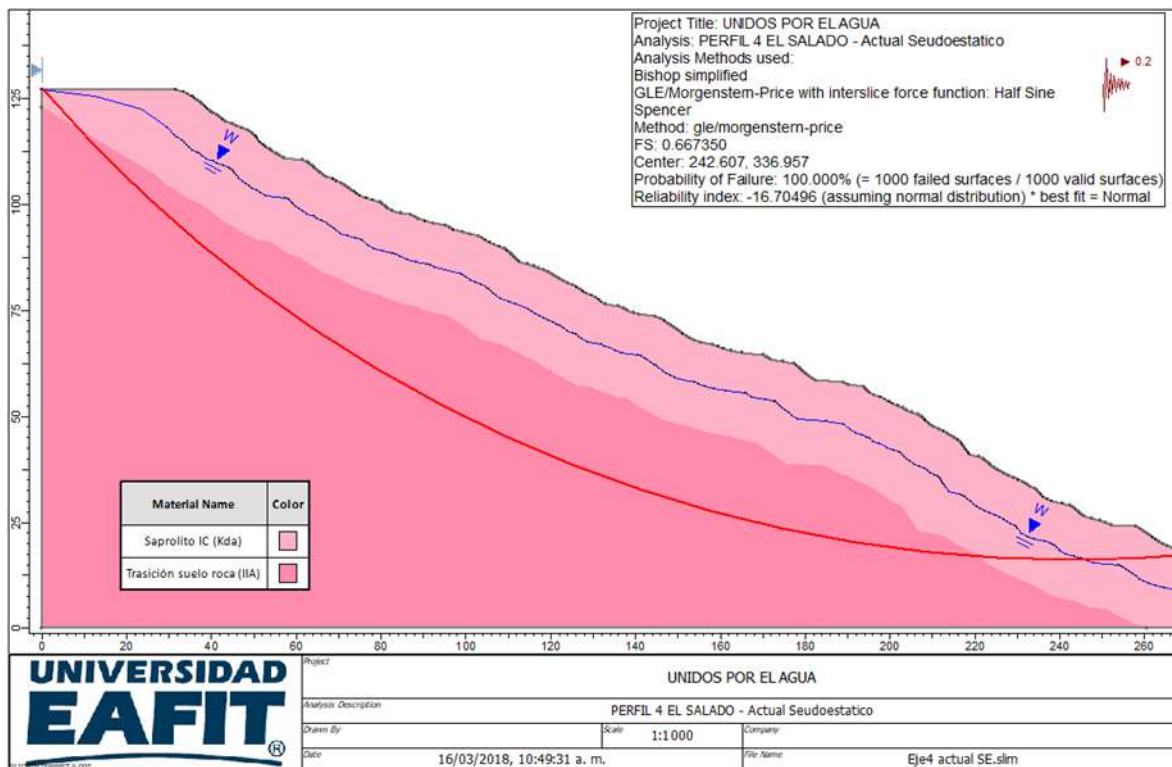


Figura 76. Análisis estabilidad perfil 4 condición seudoestática.

Se analizó la estabilidad del perfil No 4 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 medio de 0.78 con una probabilidad de falla de 100%, lo cual refleja la influencia negativa de la presencia de agua en el suelo para la zona evaluada (Figura 77).

Los resultados anteriores permiten clasificar la amenaza por movimientos en masa como alta, según decreto 1626 de 2015, pues los factores de seguridad determinísticos se ubican por debajo de 1.2. La profundidad de falla se estima en 46.9m aproximadamente y se espera un movimiento de velocidad alta.

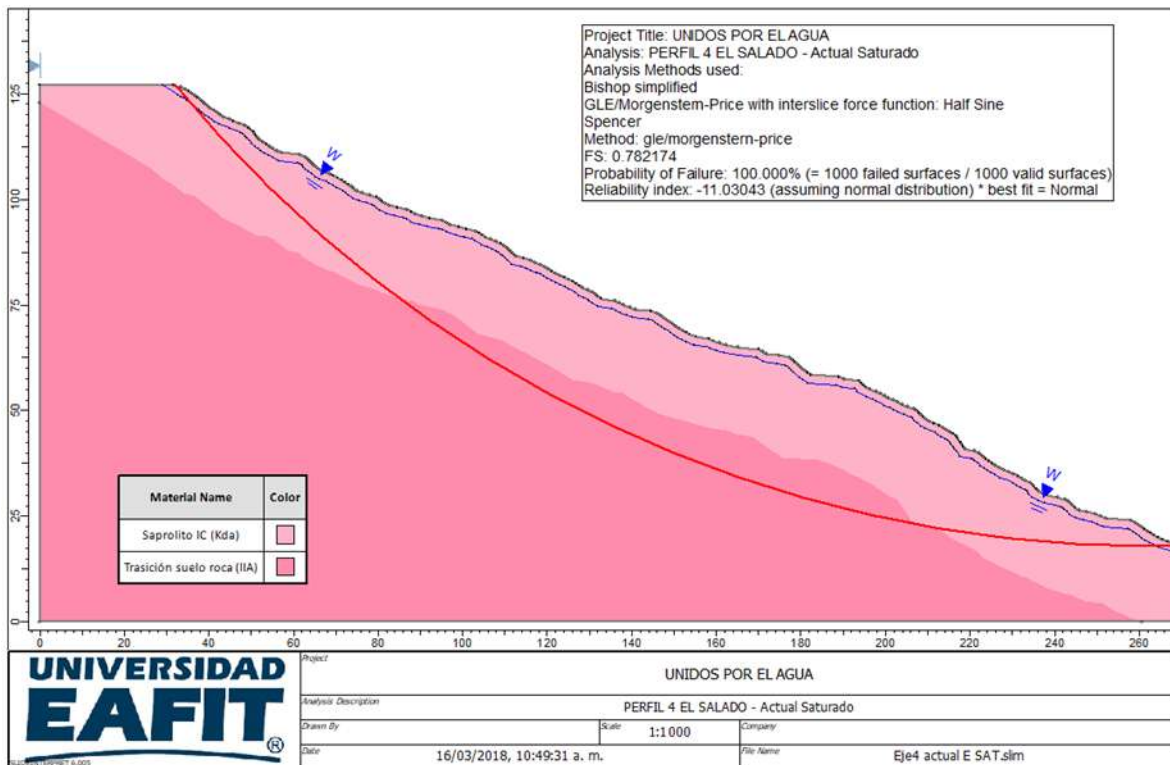


Figura 77. Análisis estabilidad perfil 4 condición saturada.

Perfil 5

El análisis de estabilidad para el perfil No 5 para la condición actual arrojó un factor de seguridad medio de 1.13 con una probabilidad de falla de 1.4% (Figura 78).

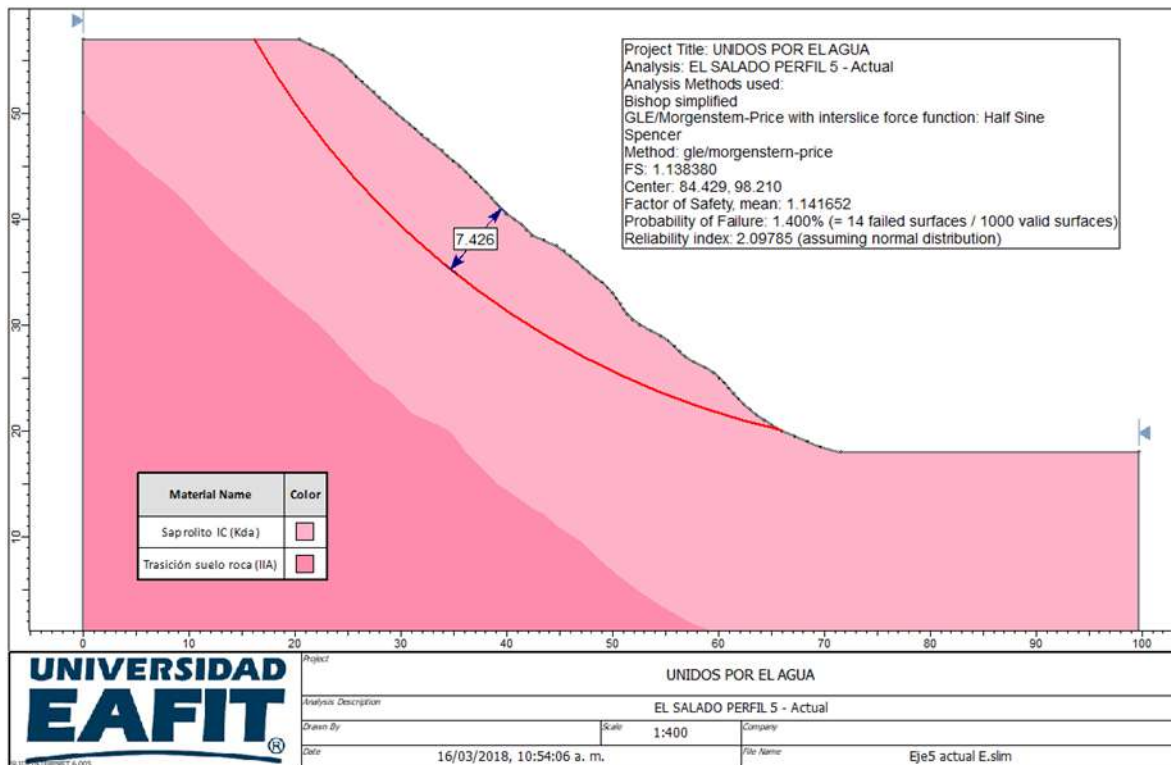


Figura 78. Análisis estabilidad Perfil 5 situación actual, condición estática.

El análisis seudoestático para la condición actual arrojó un factor de seguridad medio de 0.82 con una probabilidad de falla del 99% (Figura 79).

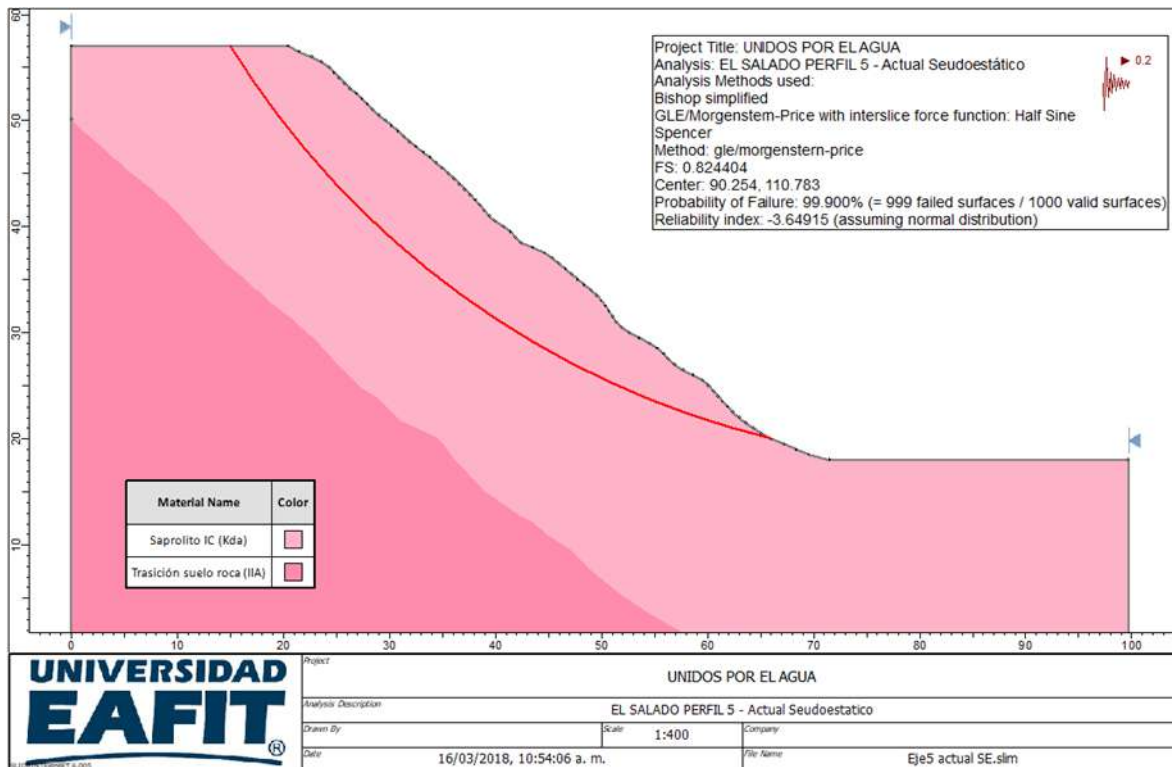


Figura 79. Análisis estabilidad perfil 5 condición seudoestática.

Se analizó la estabilidad del perfil No 5 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 medio de 0.77 con una probabilidad de falla de 100%, lo cual refleja la influencia negativa de la presencia de agua en el suelo para la zona evaluada (Figura 80).

Los resultados anteriores permiten clasificar la amenaza por movimientos en masa como alta, según decreto 1626 de 2015, pues los factores de seguridad determinísticos se ubican por debajo de 1.2. La profundidad de falla se estima en 7.42m aproximadamente y se espera un movimiento de velocidad alta.

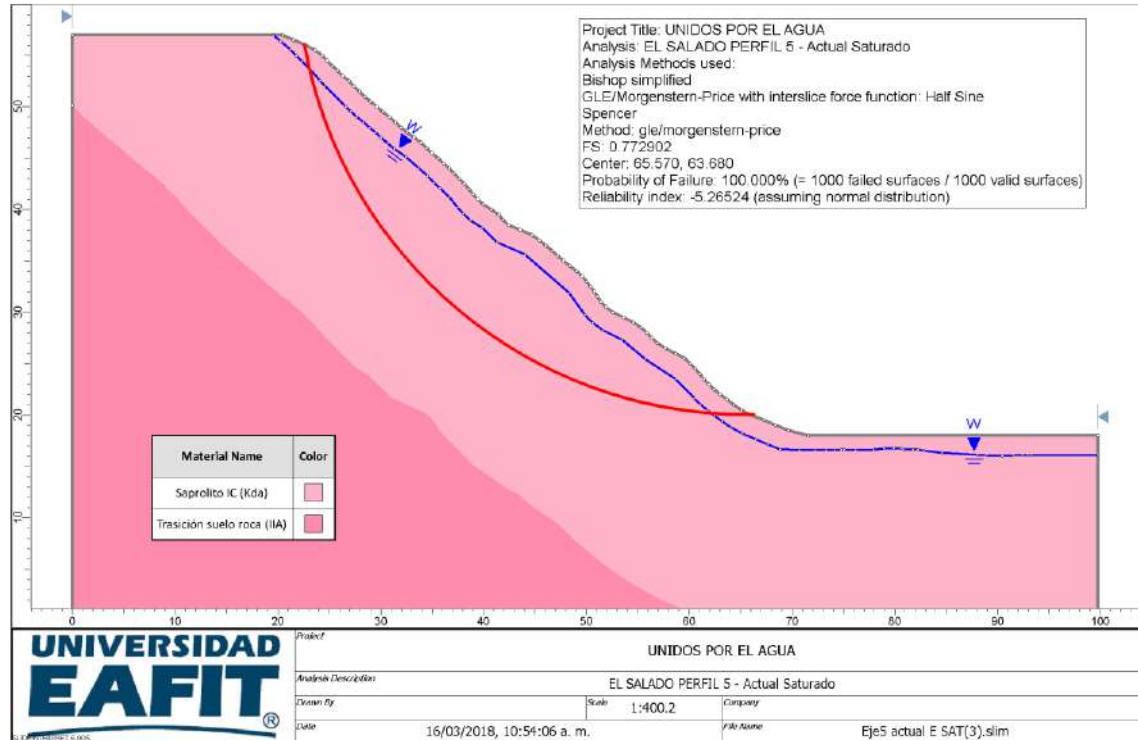


Figura 80. Análisis estabilidad perfil 5 condición saturada.

Perfil 6 margen izquierda de la quebrada.

El análisis de estabilidad para el perfil No 6 margen izquierda (margen izquierda de la quebrada) para la condición actual arrojó un factor de seguridad medio de 1.17 con una probabilidad de falla de 0% (Figura 81).

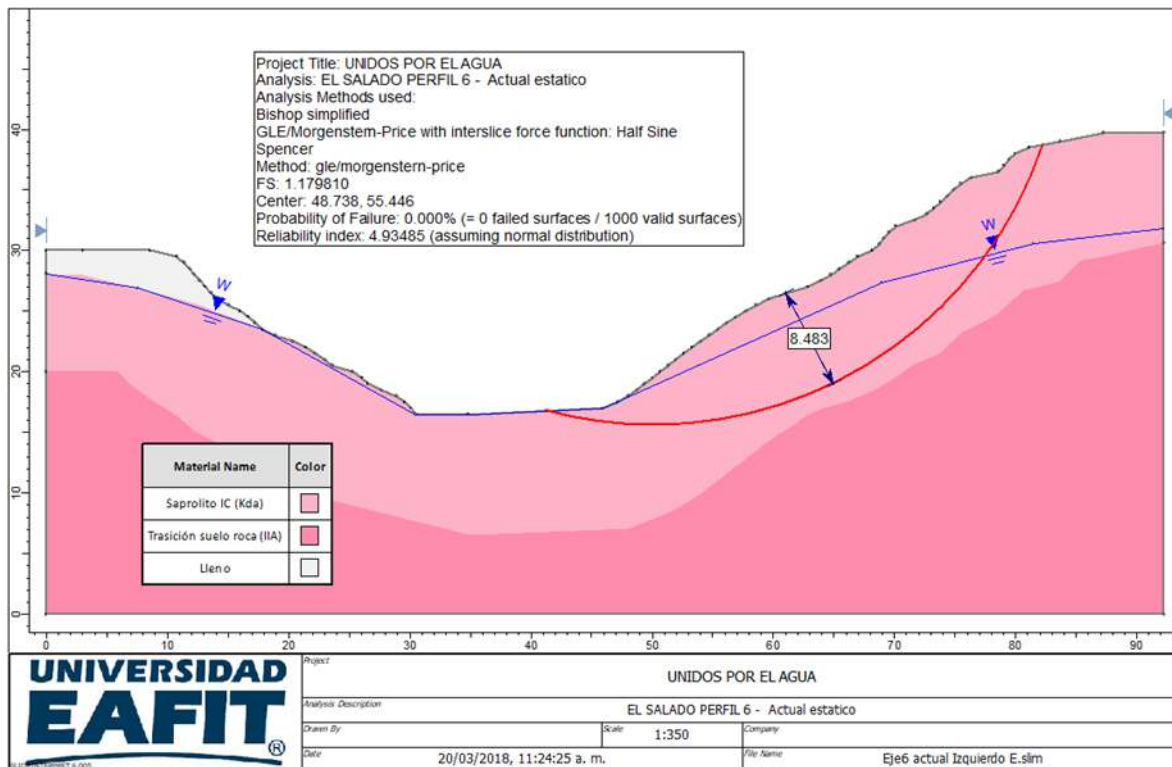


Figura 81. Análisis estabilidad Perfil 6 margen izquierda situación actual, condición estática.

El análisis pseudoestático para la condición actual arrojó un factor de seguridad medio de 0.80 con una probabilidad de falla del 100% (Figura 82).

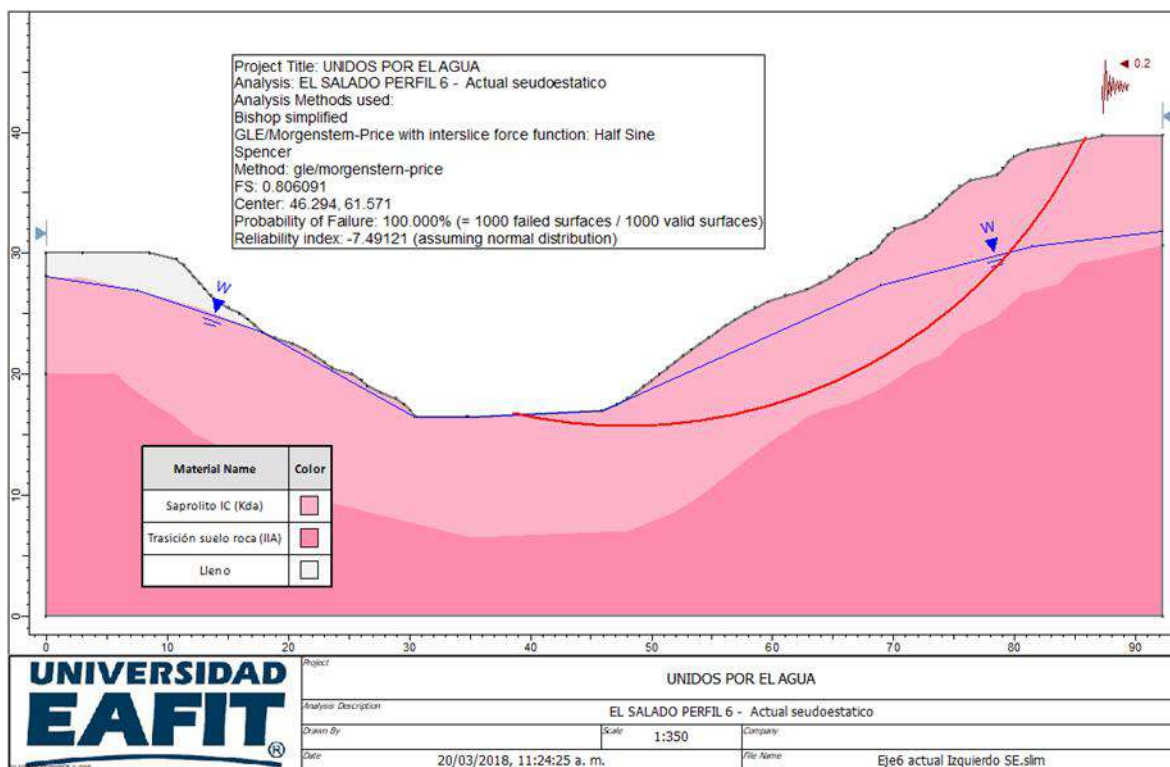


Figura 82. Análisis estabilidad perfil 6 izquierdo condición pseudoestática.

Se analizó la estabilidad del perfil 6 margen izquierda 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 medio de 0.72 con una probabilidad de falla de 100%, lo cual refleja la influencia negativa de la presencia de agua en el suelo para la zona evaluada (Figura 83).

Los resultados anteriores permiten clasificar la amenaza por movimientos en masa como alta, según decreto 1626 de 2015, pues los factores de seguridad determinísticos se ubican por debajo de 1.2. La profundidad de falla se estima en 8.48m aproximadamente y se espera un movimiento de velocidad alta.

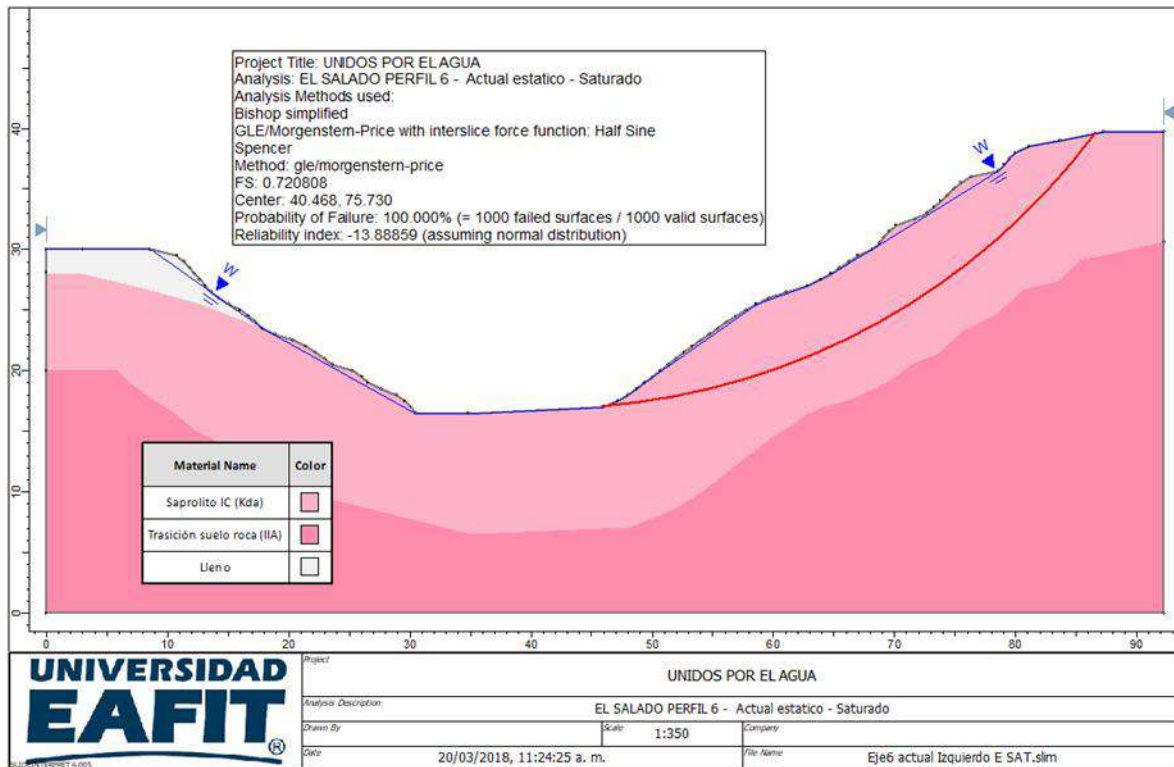


Figura 83. Análisis estabilidad perfil 6 margen izquierda condición saturada.

Perfil 6 margen derecha de la quebrada.

El análisis de estabilidad para el perfil No 6 margen derecha (margen derecha de la quebrada) para la condición actual arrojó un factor de seguridad medio de 1.08 con una probabilidad de falla de 0% (Figura 84).

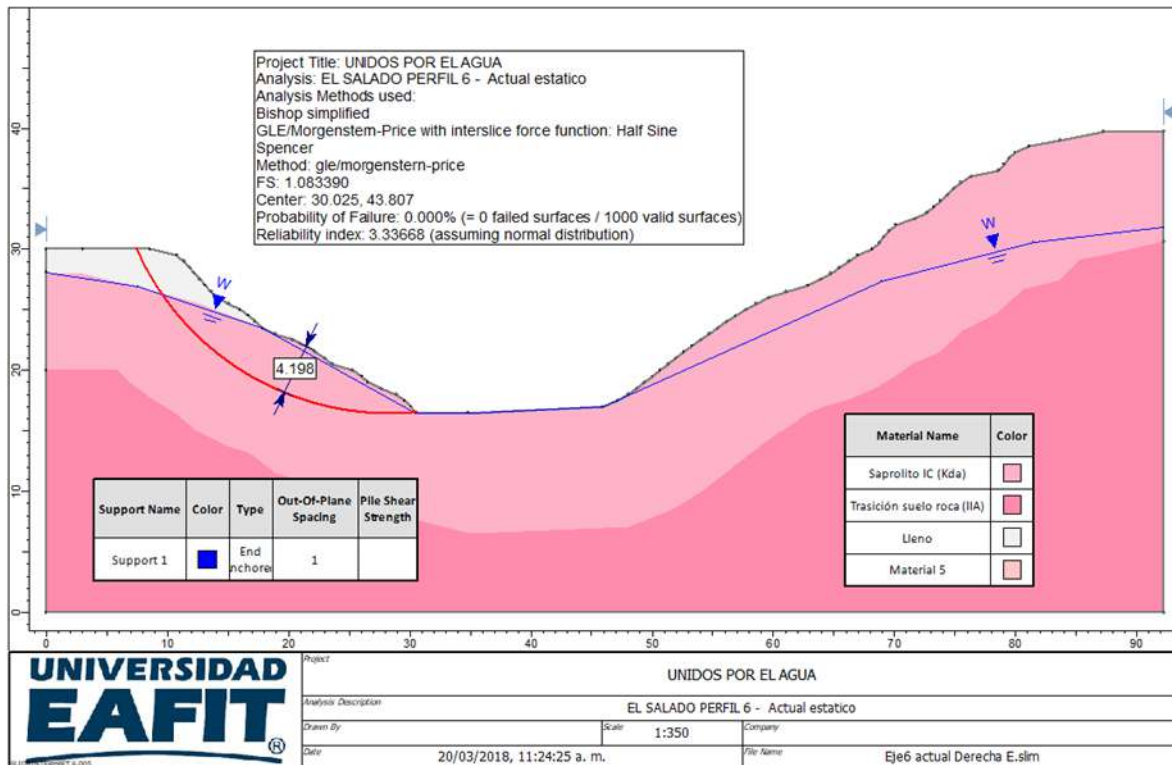


Figura 84. Análisis estabilidad Perfil 6 margen derecha situación actual, condición estática.

El análisis seudoestático para la condición actual arrojó un factor de seguridad medio de 0.75 con una probabilidad de falla del 100% (Figura 85).

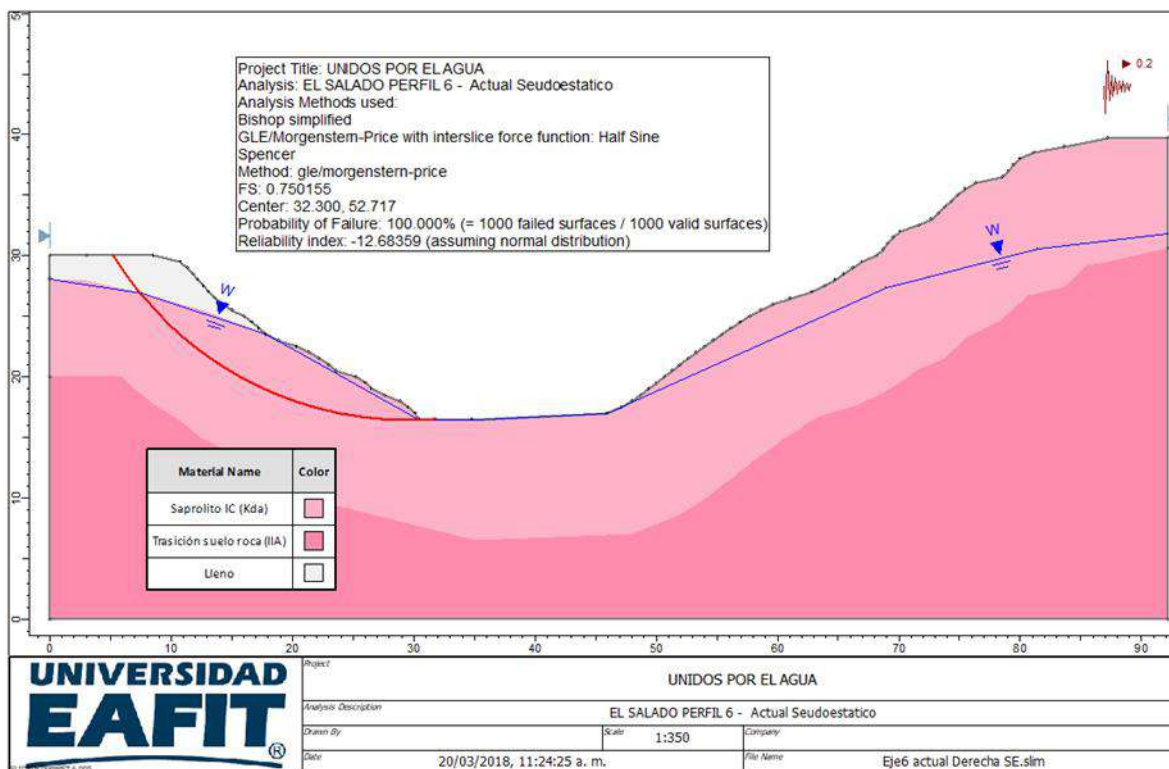


Figura 85. Análisis estabilidad perfil 6 margen derecha condición seudoestática.

Se analizó la estabilidad del perfil 6 margen derecha 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 medio de 0.89 con una probabilidad de falla de 100%, lo cual refleja la influencia negativa de la presencia de agua en el suelo para la zona evaluada (Figura 86).

Los resultados anteriores permiten clasificar la amenaza por movimientos en masa como alta, según decreto 1626 de 2015, pues los factores de seguridad determinísticos se ubican por debajo de 1.2. La profundidad de falla se estima en 4.19m aproximadamente y se espera un movimiento de velocidad alta.

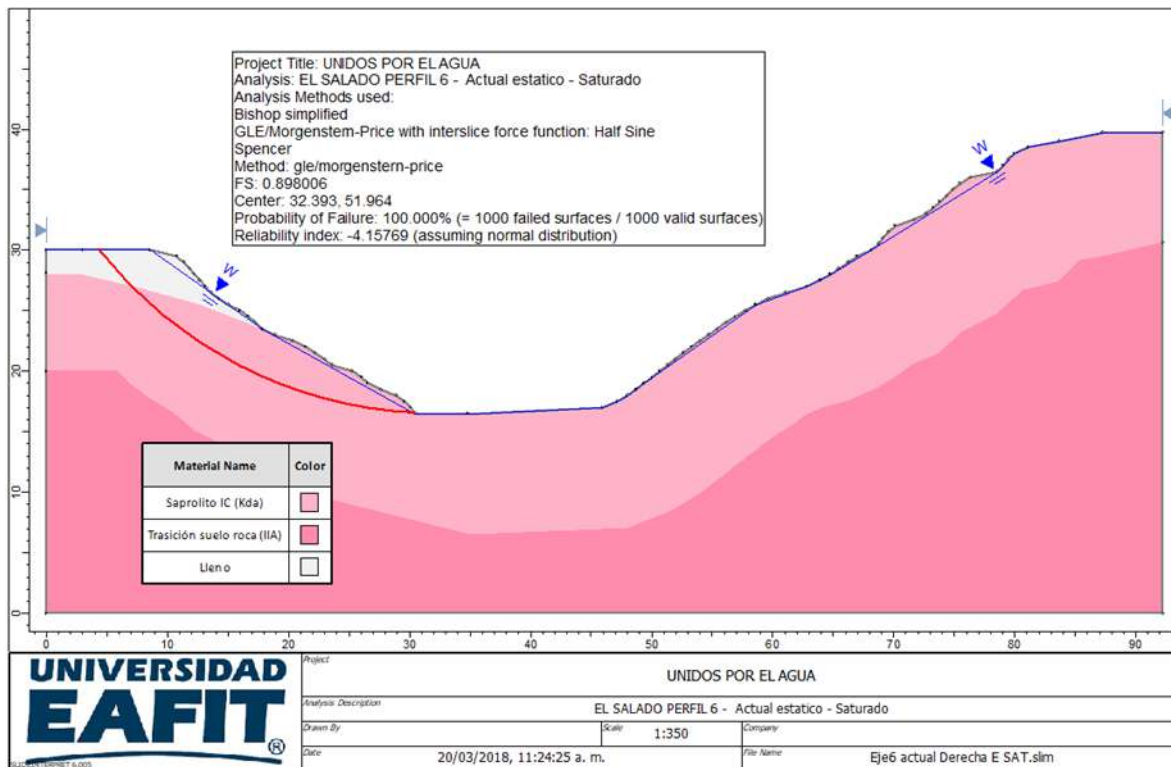


Figura 86. Análisis estabilidad perfil 6 margen derecha condición saturada.

Perfil 7

El análisis de estabilidad para el perfil No 7 para la condición actual arrojó un factor de seguridad medio de 1.00 con una probabilidad de falla de 14% (Figura 87).

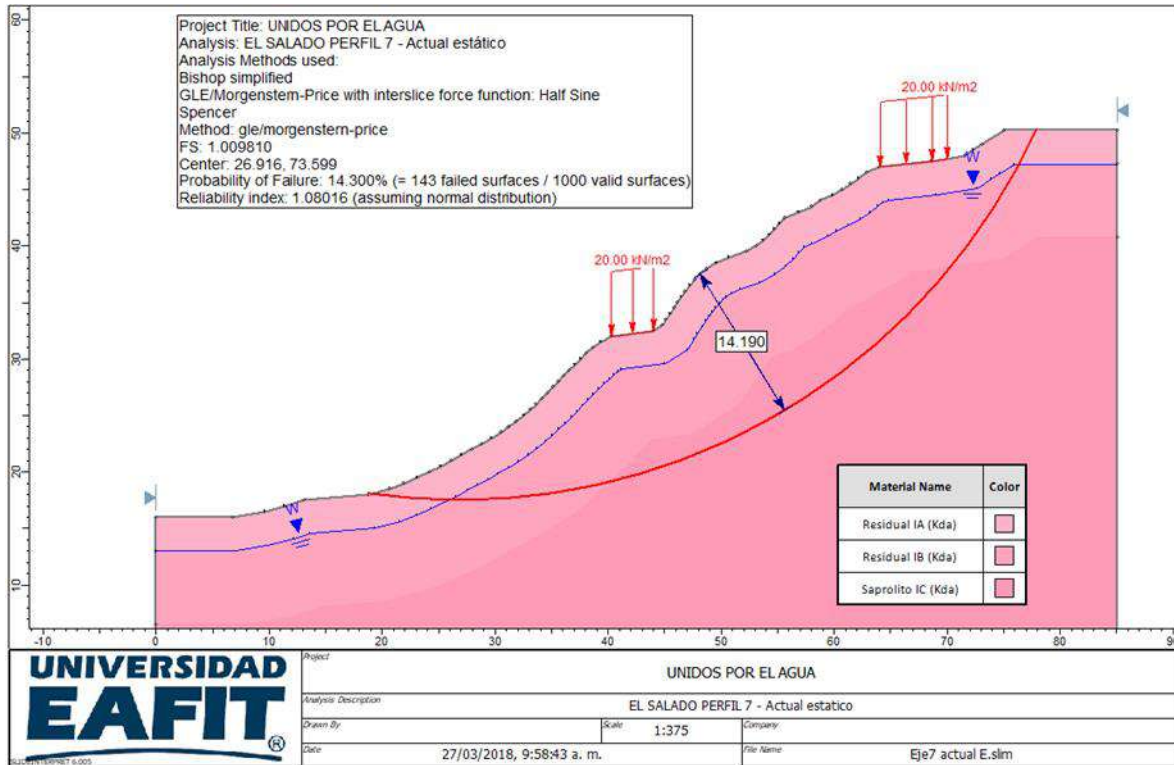


Figura 87. Análisis estabilidad Perfil 7 situación actual, condición estática.

El análisis seudoestático para la condición actual arrojó un factor de seguridad medio de 0.70 con una probabilidad de falla del 100% (Figura 88).

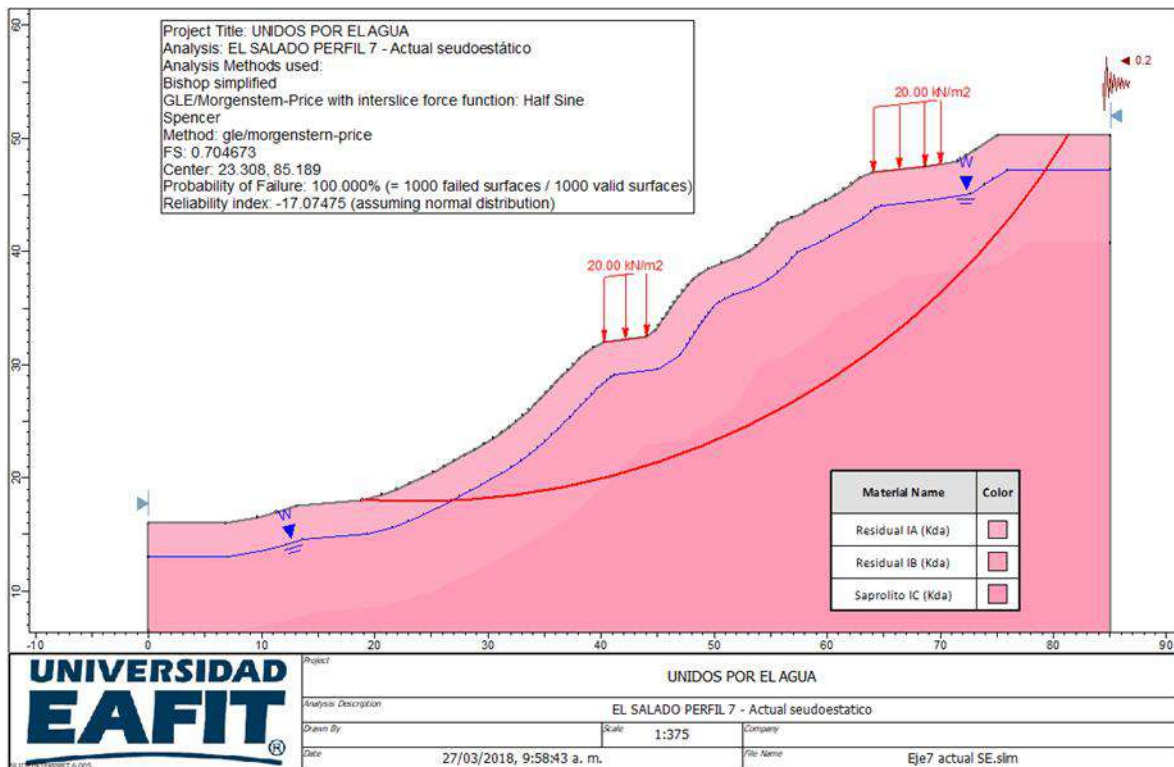


Figura 88. Análisis estabilidad perfil 7 condición pseudoestática.

Se analizó la estabilidad del perfil No 7 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 medio de 0.85 con una probabilidad de falla de 100%, lo cual refleja la influencia negativa de la presencia de agua en el suelo para la zona evaluada (Figura 89).

Los resultados anteriores permiten clasificar la amenaza por movimientos en masa como alta, según decreto 1626 de 2015, pues los factores de seguridad determinísticos se ubican por debajo de 1.2. La profundidad de falla se estima en 14.19m aproximadamente y se espera un movimiento de velocidad alta.

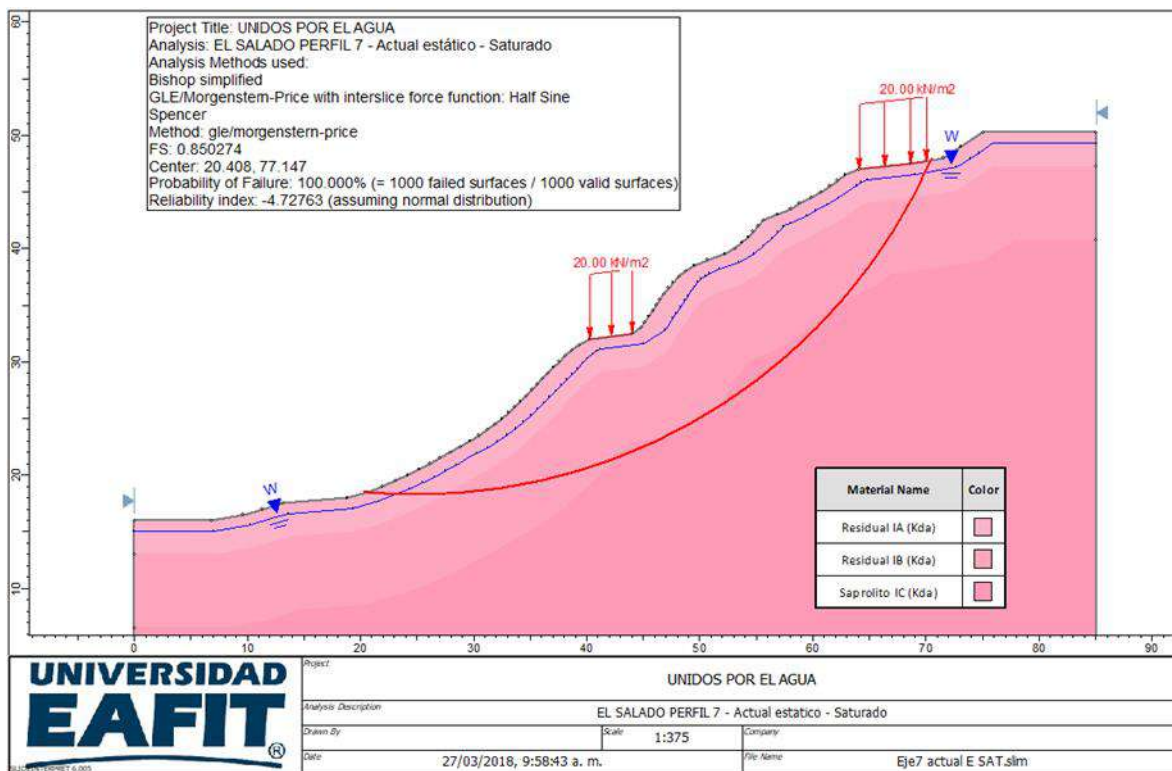


Figura 89. Análisis estabilidad perfil 7 condición saturada.

8. ASPECTOS HIDROGEOLÓGICOS

8.1 MODELO HIDROGEOLÓGICO REGIONAL

Considerando las características geológicas de una región, el primer elemento a analizar, en la búsqueda de potenciales unidades almacenadoras de agua subterránea, son las condiciones texturales y estructurales de las unidades litológicas de la zona de estudio. Se plantean aquí unas premisas en términos de la expectativa que, a nivel descriptivo, generarían las condiciones de porosidad y permeabilidad primaria (textura) o secundaria (estructuras y meteorización) (AMVA, 2013)

De lo expuesto en el capítulo correspondiente a Geología se retoma aquí las condiciones que, además de la composición y origen, determinan características texturales de los materiales de la corteza terrestre, dentro del dominio espacial del Valle de Aburrá; aquí radica el sentido de incluir dentro de la descripción geológica un minucioso nivel de detalle en términos de mineralogía, afectación estructural y meteorización de saprolitos. De acuerdo con esto, en la Tabla 36 se sintetiza una interpretación que da lugar a una primera aproximación acerca de las potenciales bondades hidrogeológicas en la zona de estudio; dentro de las rocas ígneas se considera que las características adquiridas a través de procesos de fracturamiento y meteorización en el Stocks de Altavista, esta unidad debe ser objeto de un análisis más detallado para evaluar la probabilidad de constituir posibles acuíferos o zonas de recarga. Dentro de las rocas metamórficas se encontraron condiciones de posible interés desde el punto de vista de la recarga a las Metabasitas del Picacho y respecto a los depósitos del Cuaternario, todos son considerados en principio como posibles reservorios de agua subterránea (modificado de AMVA, 2013).

Tabla 36. Unidades hidrogeológicas en la zona de estudio (Modificado de AMVA, 2013)

Tipo de roca	Unidad geológica	Asignatura	Características texturales	Características estructurales	Diagnostico hidrogeológico
Ígneas	Stock de Altavista	(KdA)	Roca compacta, Saprolito varia de limo arcilloso a limo arenoso	Se encuentra diaclasado	Probable potencial hidrogeológico
Metamórficas	Metabasitas del Picacho	(JKmbP)	Saprolito limoso	Se encuentran diaclasadas	Probable potencial hidrogeológico
Depósitos	Depósitos Aluviales	(Qal)	Matriz areno limosa	Sin Reportar	Buen potencial hidrogeológico

Tipo de roca	Unidad geológica	Asignatura	Características texturales	Características estructurales	Diagnostico hidrogeológico
	Depósitos Aluviotorrenciales	(Qat)	Matriz areno gravosa	No reportadas	Buen potencial hidrogeológico
	Depósitos de flujos de escombros y/o lodos	(QFa)	Bloques en matriz que varía de arena fina a arcillosa	Sin Reportar	Buen potencial hidrogeológico
		(QFIII)			
		(QFIV)			
		(NQFII)			
		(NFI)			
		(NFprel)			

Según el Área Metropolitana del Valle de Aburrá, 2013, en el Valle de Aburrá existen tres unidades hidrogeológicas de interés acuífero (Figura 90), y se designan como:

- i) **Acuífero Libre del Valle de Aburrá:** Conformado por los depósitos aluviales del río Aburrá - Medellín y sus afluentes, y los depósitos de vertiente, categorizados como flujos de lodo y escombros con edades del Neógeno o el Cuaternario. Texturalmente estos depósitos están constituidos por gravas, arenas y cantos en matriz areno-arcillosa gradando a arcillosa hacia la base, con presencia de lentes de grava y arcilla. Esta unidad se ubica en el área de estudio, hacia las inmediaciones de la quebrada Ana Díaz, con influencia en el polígono 1213-1.
- ii) **Acuífero semiconfinado del Valle de Aburrá:** Conformado por depósitos de origen aluvial, separados del acuífero libre por una capa sellante de carácter arcilloso. El acuífero semiconfinado estaría localizado regionalmente al noreste del polígono de estudio, sobre la cuenca baja de la quebrada El Salado y La Hueso, está conformado por gravas, arenas y cantos en matriz arcillo-arenosa con pequeños lentes de arena o arcilla; aún no se tiene suficiente información para modelar con certeza la geometría de esta unidad.

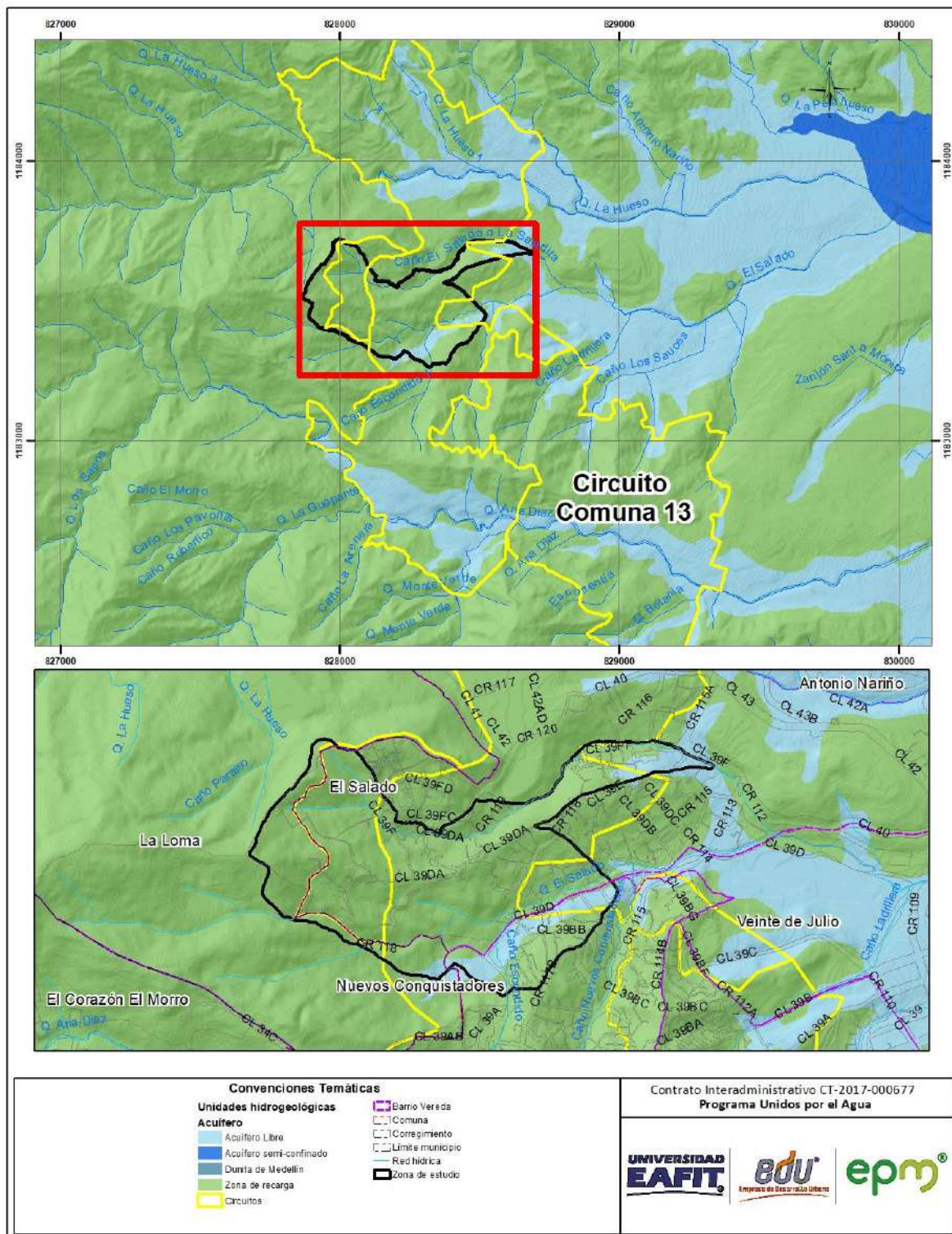


Figura 90. Unidades hidrogeológicas para el Valle de Aburrá, modificado de AMVA 2013.

Los factores que condicionan la recarga de un sistema acuífero son la distribución espacial de las unidades hidrogeológicas, las características geomorfológicas que posee el paisaje, los rasgos estructurales de las rocas que rodean a los acuíferos, el tipo de cobertura, la hidrografía, las características hidráulicas de los suelos y las condiciones hidrometeorológicas (AMVA, 2013).

De acuerdo con la conceptualización general al respecto, algunos factores antrópicos pueden constituir también fuentes de recarga, estos son: los retornos por riego, las fugas en redes de acueducto y alcantarillado, y la recarga artificial (AMVA, 2013).

Para la determinación de las potenciales áreas de recarga en el valle de Aburrá se tiene como hipótesis la existencia de tres posibles fuentes de recarga: I) una recarga distribuida en las superficies libres donde afloran las unidades acuíferas, II) la interacción hidráulica que existe con los principales cuerpos de agua superficial, como lo son el río Aburrá-Medellín y sus principales afluentes, y III) la recarga proveniente de los aportes de flujos regionales, a partir de las rocas encajantes que presentan permeabilidad secundaria (AMVA, 2013).

La dirección del flujo subterráneo proviene desde las zonas de recarga hacia el río, siguiendo en términos generales el sentido de la pendiente; es evidente el papel del río Aburrá-Medellín como frontera hidráulica que capta el flujo base. Llama la atención el sector ubicado en inmediaciones de La Aguacatala hasta el Cerro Nutibara, el cual coincide con un tramo en el que el río cambia su curso y describe una curva cóncava hacia el oeste, allí las líneas de flujo subterráneo que tienen su origen en la vertiente oriental del valle, trascienden el cauce superficial para luego confluir con las líneas de flujo que provienen del occidente, en un sector alineado subparalelamente al río. Esta situación podría ser un indicio de la existencia de paleocauces o de intervenciones antrópicas (AMVA 2013).

8.2 PERMEABILIDAD

Entendiendo la permeabilidad como la capacidad de un suelo para permitir el paso de un fluido (en términos particulares, el agua) sin que dicho tránsito altere la estructura interna del suelo, se valoró de manera general la permeabilidad de los suelos superficiales que conforman el polígono El Salado. Para lo anterior, se tuvo en cuenta las clasificaciones granulométricas de los materiales obtenidos en los ensayos de laboratorio y se compararon con valores de la literatura establecidos por diferentes autores, en este caso específico se utilizó como referencia la información

que se muestra en la Tabla 37 extractada de Mecánica de suelos en la ingeniería práctica de Terzaghi y Peck (1980).

Tabla 37. Valores relativos de permeabilidad. (Fuente: Terzaghi K y Peck R, 1980)

Permeabilidad relativa	Valores de K (cm/seg)	Suelo típico
Muy permeable	$> 1 * 10^{-1}$	Grava gruesa
Moderadamente permeable	$1 * 10^{-1}$ a $1 * 10^{-3}$	Arena, arena fina
Poco permeable	$1 * 10^{-3}$ a $1 * 10^{-5}$	Arena limosa, arena sucia
Muy poco permeable	$1 * 10^{-5}$ a $1 * 10^{-7}$	Limo y arenisca fina
Impermeable	$< 1 * 10^{-7}$	Arcilla

Revisado el mapa de formaciones superficiales, se observa que existe un predominio de materiales residuales derivados de rocas ígneas plutónicas del Stock de Altavista (horizonte IB y saprolito IC) caracterizado por presentar arenas arcillosas SC, arenas limosas SM y arcillas de baja plasticidad CL con predominio de arenas. Según la tabla anterior tendrían valores de permeabilidad (K) entre 1×10^{-3} y 1×10^{-5} clasificándolos como suelos poco permeables, por lo que es de esperarse que exista un predominio de la infiltración.

La otra unidad superficial que aflora y que se encuentra en el sector corresponde a materiales de lleno, los cuales poseen granulometrías heterogéneas con materiales clasificados desde CL-CH y SC (arcillas de baja y alta plasticidad, arenas arcillosas), donde se pueden esperar valores de permeabilidad que oscilen entre 1×10^{-3} hasta 1×10^{-7} , es decir materiales poco permeables a impermeables.

8.3 EVALUACION DE DRENAJE SUPERFICIAL

Los drenajes de aguas superficiales observados en el polígono de estudio están directamente relacionadas a la existencia de obras de conducción de aguas de escorrentía (cunetas), redes de alcantarillado y soluciones individuales de vivienda en especial hacia el sector central y oriental. En el polígono de estudio las redes existentes están distribuidas, sobre vías y caminos principales, dejando amplias zonas sin conexión a esta red, en especial hacia las zonas más altas ubicadas al occidente del área de estudio; además a esta baja cobertura se identifica el mal manejo de desechos y basuras que obstruyen las obras, haciendo aún más dificultoso el funcionamiento de las redes existentes. Las aguas de escorrentía corren principalmente hacia el caño y quebrada El Salado, así como a vaguadas y canales artificiales desarrollados para ese fin.

8.4 CALCULO DEL PERIODO DE RETORNO DE ACUERDO A LOS MOVIMIENTOS EN MASA

Para el análisis de las lluvias, necesario para el estimativo de lluvia detonante de los movimientos en masa, se realizó un análisis teniendo como punto de partida los eventos históricos recientes, como fueron las fuertes lluvias asociadas al fenómeno de la Niña, entre los meses de Junio de 2010 a mayo de 2011 (NOAA, n.d.).

Como información base para el análisis se contó con el registro diario de precipitación de las estaciones presentadas en la Tabla 38.

Tabla 38. Estaciones de precipitación usadas para el análisis de lluvia detonante.

Código	Estación	Este	Norte	Entidad	Zona
27011110	Astilleros	823095,3	1183926,0	IDEAM	Occidental
27011120	La Iguaá	825125,7	1190448,8	IDEAM	Occidental

Adicionalmente, para la verificación de las Intensidades de lluvia presentes en las zonas de interés, se contó con las curvas Intensidad – Frecuencia – Duración (IDF) desarrolladas por Empresas Públicas de Medellín a partir de registros históricos (ver Tabla 39).

Tabla 39. Estaciones de precipitación con curvas IDF.

Código	Estación	Este	Norte
2701507	Olaya Herrera	832940	1180055
2701036	Caldas	828568	1160480
2701035	Chorrillos	842280	1188220
2308028	El Chuscal	847420	1161540
2701037	Fabricato	831500	1195470
2308021	La Fe	843500	1166060
2308023	Las Palmas	838550	1172290
2701034	Mazo	841940	1184200
2701047	Miguel de Aguinaga	834980	1184470

2701045	Villa Hermosa	837340	1183990
2701093	La Ayurá	835380	1173830
2308027	Macarena	859185	1172724
2701053	San Andrés	849230	1203540
2701038	San Antonio de Prado	824660	1175940
2701046	San Cristóbal	827560	1186550
2308024	Vasconia	844895	1178000

Para el análisis de lluvias en cada una de las Unidades Morfodinámicas independientes (UMI) se parte del supuesto que la precipitación se presenta de forma uniforme sobre toda el área de la cuenca. Este se evidencia a menudo al interior del valle de Aburrá.

Para asociar la intensidad de lluvia inicialmente se verificó dentro de los registros de precipitación disponibles para los años 2010 y 2011, cuales son los valores mayores, además del mes de ocurrencia. Una vez conocidos estos valores, se usó la hidrología sobre los cauces principales de las quebradas, para determinar el tiempo de concentración, hasta un punto a la altura de polígono de intervención.

Después de determinar el tiempo de concentración, se verificó con las curvas IDF propiedad de EPM las intensidades de lluvia y precipitaciones asociadas a cada periodo de retorno. De esta forma, se interpoló para encontrar el periodo de retorno al cual se encuentra asociado cada precipitación de los registros disponibles (ver Tabla 40).

Tabla 40. Periodos de retorno asociados a las lluvias máximas diarias de los años 2010 y 2011.

Polígono	Estación IDF	Año	Mes	Tr	Cuenca
Betania	San Cristóbal	2011	Mayo	25.1	Q. La Hueso
El Salado	San Cristóbal	2011	Mayo	25.1	Q. La Hueso
Las Independencias	San Cristóbal	2011	Mayo	25.1	Q. La Hueso
Nuevos Conquistadores	San Cristóbal	2011	Mayo	25.1	Q. La Hueso

9. ZONIFICACIÓN DE AMENAZAS

Para el polígono El Salado la zonificación de amenaza se realiza para los polígonos que se encuentran en condición de riesgo por movimientos en masa, según el Acuerdo 048 de 2014.

9.1 AMENAZAS 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.

Una vez se obtienen los resultados de los análisis de estabilidad, estos 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.

9.1.1 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 25.1 años.

9.1.1.1 Amenaza en condiciones actuales 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 el polígono El Salado (Figura 91).

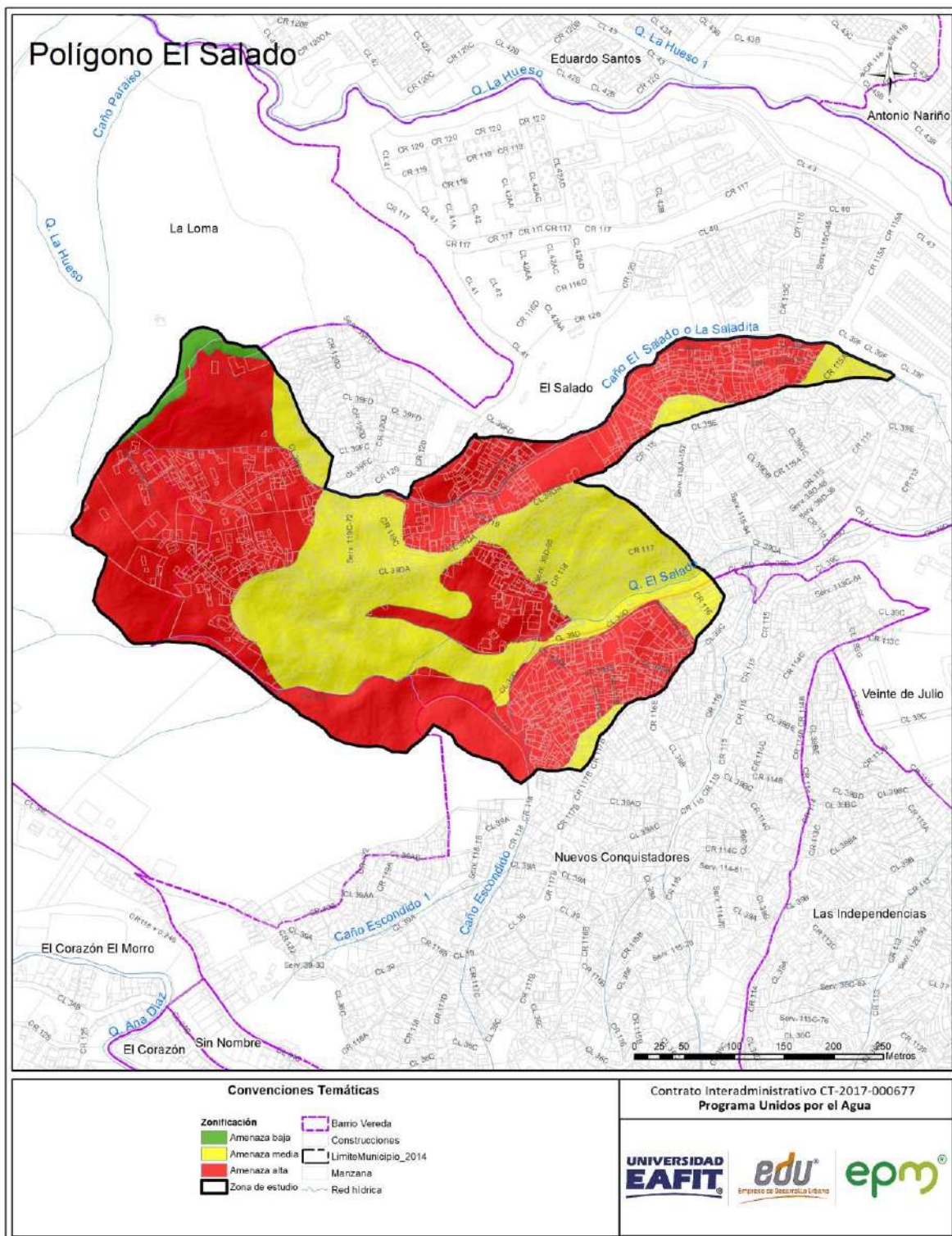


Figura 91. Mapa de amenaza por estabilidad del polígono de El Salado.

Amenaza Alta: los análisis de estabilidad resultantes del análisis del perfil 2 del polígono El Salado, arrojaron factores de seguridad en condición estática de: el perfil 1 (perforaciones P-2 y P-3) de 1.03, perfil 2 (perforaciones P-4 y P-5) de 1.11, perfil 4 (perforaciones P-11 y P-12) de 1,05, perfil 5 (perforaciones P-13 y P-14) de 1.13, perfil 6 (perforaciones P-6 margen izquierda de la quebrada y perforación 7 margen derecha de la quebrada) de 1.17 y de 1,08, perfil 7 (perforación P-1) de 1.0, y de acuerdo con estos resultados y a partir de la tabla de decisión propuesta por el Decreto 1626 de 2015, las zonas con factores de seguridad en los rangos inferiores a 1.2, se deben clasificar como zonas de amenaza alta.

En esta clasificación se localiza en tres sectores, el primero se ubica al norte del polígono, sobre la margen derecha del caño El Salado, entre las carreras 115A y 119 y calle 39D y el Caño El Salado; el segundo sector se ubica en la zona central del polígono de estudio, sobre la margen izquierda de la quebrada El Salado, aproximadamente entre las carreras 118 y 119C; el tercer sector y de mayor área, se ubica de forma irregular sobre toda la vertiente occidental y sur del polígono. Esta categoría está caracterizada geológicamente por suelo residual y saprolito del Stock de Altavista y pendiente muy abrupta.

Asociado a esta zona de amenaza alta y los factores de seguridad mencionados anteriormente, los movimientos en esta zona se caracterizan como de velocidad altas con superficies de falla en el perfil 1 de 3,4 m, perfil 2 de 3.7, perfil 4 de 46.9, perfil 5 de 7.42m, perfil 6 (izquierdo) de 8.48m, perfil 6 (derecho) de 4.19m y perfil 7 de 14.19m. Se destaca que estos factores de seguridad indican una alta probabilidad de 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, por lo que se determina un nivel de amenaza alto.

Amenaza Media: corresponde a una zona con una moderada probabilidad de ocurrencia de movimientos en masa; estas zonas 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 más 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.

Esta clasificación se ubica de forma irregular hacia la zona central del polígono, delimitado aproximadamente entre las calles 39D y 39DA y carreras 117 y 119C, de

igual forma se identifican tres sectores de menor área, el primero ubicado al sur en inmediaciones de las carreras 117B con calle 39DA, el segundo al noreste hacia la carrera 118 con calle 39AD y el tercero se ubica sobre la margen izquierda de El caño El Salado a la altura de la calle 39F con carrera 120. Esta categoría está geológicamente relacionada al saprolito del stock de Altavista. En esta zona se encuentran rangos de pendientes variables, que oscilan entre muy inclinada y muy abrupta.

Asociado a esta zona de amenaza alta se analizan los resultados del perfil 3, donde se obtienen factores de seguridad de 1.29 en condiciones estáticas, presentando deslizamientos de velocidad alta con superficies de falla profundo de 7,25 m. Se destaca que este factor de seguridad indica una probabilidad media de formación de inestabilidades asociadas al tipo de material y a la inclinación de las pendientes del sector y no satisface los valores de factor de seguridad estipulados en los códigos para garantizar la estabilidad de la zona, por lo que se determina un nivel de amenaza medio.

Amenaza Baja: corresponde a una zona con baja probabilidad de ocurrencia de movimientos en masa; en esta clasificación se encuentra en el sector donde se ubica la iglesia de San José del Mirador, esta área se caracteriza por presentar una pendiente inferior al 10% y geológicamente asociado al saprolito del stock de Altavista; esta zona se encuentra urbanizada sin evidencias de inestabilidad. Asociado a esta zona no se identifican movimientos en masa, sin embargo, asociado al manejo inadecuado de las aguas lluvias y de escorrentía se puede dar la ocurrencia de procesos erosivos.

9.1.1.2 Amenaza en condiciones seudo – estáticas

El cálculo de la amenaza en condiciones seudo-estáticas se realizó a partir de los factores de seguridad obtenidos en cada uno de los perfiles bajo una condición de sismo, para los cuales se obtuvieron valores 0.66 y 0.94, y de acuerdo con estos resultados y a partir de la tabla de decisión propuesta por el Decreto 1626 de 2015, las zonas con factores de seguridad en los rangos inferiores a 1.2, se deben clasificar como zonas de amenaza alta (Tabla 41 y Figura 92):

Tabla 41. Probabilidad de falla en condiciones seudo-estáticas

Perfil	Perforación	FS _{se}	Amenaza FS _{se}	PF(%)	PF (Tr 475 años)	PF (Tr 50 años)	Amenaza TR50 años
1	P2 – P3	0.76	Alto	100	0.002	0.105	Media
2	P4 – P5	0.84	Alto	66.9	0.0014	0.070	Media
3	P8 – P9 – P10	0.94	Alto	55.0	0.0011	0.057	Media
4	P11- P12	0.66	Alto	100	0.002	0.105	Media
5	P13 – P14	0.82	Alto	99.0	0.002	0.104	Media
6 Izq	P6	0.80	Alto	100	0.002	0.105	Media
6 Der	P7	0.75	Alto	100	0.002	0.105	Media
7	P1	0.70	Alto	100	0.002	0.105	Media

Igualmente se realizó el cálculo de la amenaza en condiciones seudo-estáticas a partir de las probabilidades de falla obtenidos en cada uno de los perfiles bajo influencia del sismo, para los cuales se obtuvieron valores de 55 % y 100% respectivamente. Relacionando estos valores con el periodo de retorno incorporado en los análisis (475 años), se obtiene una probabilidad de falla que oscila entre 0.0011 y 0.002 para los 7 perfiles, las cuales distribuidas en un periodo de retorno de 50 años corresponden a valores que oscilan entre 0.057 y 0.105 por lo que se clasifica el polígono analizado como de amenaza media en condiciones seudo-estáticas por corresponder a una probabilidad localizada en el rango entre 0.002 y 0.5. Se destaca que este resultado es menos crítico que el determinado con los factores de seguridad por lo que se descarta para el análisis y se trabaja con el escenario más crítico.

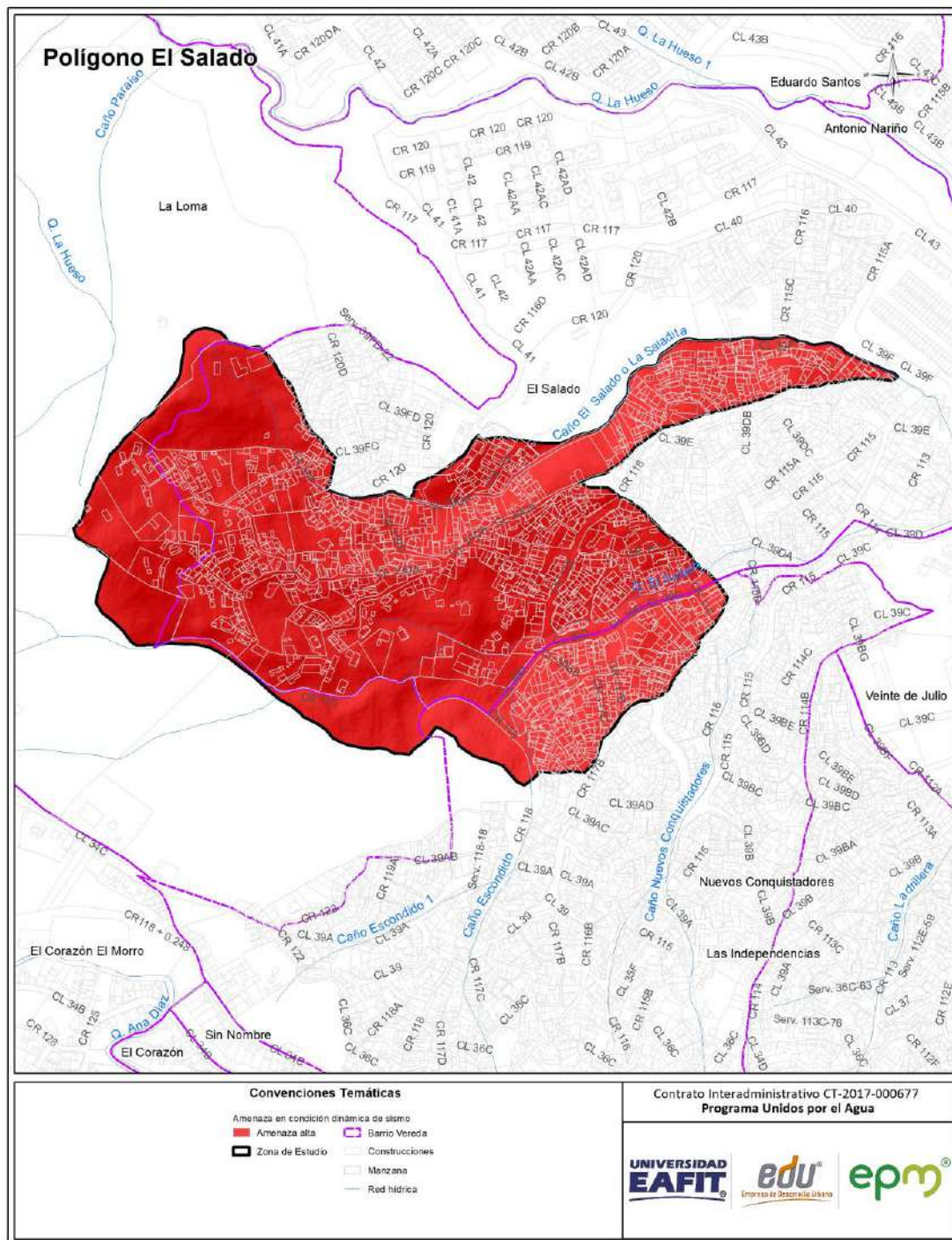


Figura 92. Mapa de amenaza por estabilidad en condición pseudoestática del polígono El Salado

9.1.1.3 Amenaza en condiciones saturadas

El cálculo de la amenaza en condiciones saturadas se realizó a partir de los factores de seguridad (FS) obtenidos para cada uno de los perfiles, bajo una condición de saturación de los materiales que componen los perfiles de suelos, se obtuvieron valores que oscilan entre el 0.72 y 1.10 (Tabla 42); y que de acuerdo a la tabla de decisión propuesta por el Decreto 1626 de 2015, las zonas con factores de seguridad en los rangos inferiores a 1.2 son consideradas con de amenaza alta, como es el caso de la totalidad de los valores del polígono de estudio (Figura 93).

Tabla 42. Amenaza en condición saturada

Perfil No	Perforación	FS	Amenaza – FS	PF %	PF (TR 25.1)	Amenaza TR 25.1
1	P2 – P3	1.10	Alta	0.0	0.0	baja
2	P4 – P5	1.10	Alta	0.3	0.0011	baja
3	P8 – P9 – P10	0.89	Alta	100	0.04	Media
4	P11- P12	0.78	Alta	100	0.04	Media
5	P13 – P14	0.77	Alta	100	0.04	Media
6 Izq	P6	0.72	Alta	100	0.04	Media
6 Der	P7	0.89	Alta	100	0.04	Media
7	P1	0.85	Alta	100	0.04	Media

Igualmente se realizó el cálculo de la amenaza en condiciones saturadas a partir de las probabilidades de falla obtenidos en los perfiles bajo una condición de saturación de los materiales que componen el perfil de suelos, para los cuales se obtuvieron valores de 0% y 0.3% para los perfiles 1 y 2, mientras que para los otros 6 perfiles (3,4,5,6 der, 6 izq,7) la probabilidad de falla es del 100%. Relacionando estos valores con el periodo de retorno obtenido en los análisis hidrológicos de la zona (25.1 años), se obtiene probabilidades de falla de 0 para el perfil 1 y 0.0011 para el perfil 2, por lo que, se clasifican las áreas asociadas a estos perfiles en amenaza baja por corresponder a una probabilidad inferior a 0.002, mientras que para los perfiles 3,4,5,6 der, 6 izq y 7 las probabilidades de falla es de 0.04 que corresponden a la categoría de amenaza media por corresponder a una probabilidad localizada en el rango de 0.002 - 0.5. Se destaca que este resultado es menos crítico que el determinado con los factores de seguridad por lo que se descarta para el análisis y se trabaja con el escenario más crítico (Tabla 42).

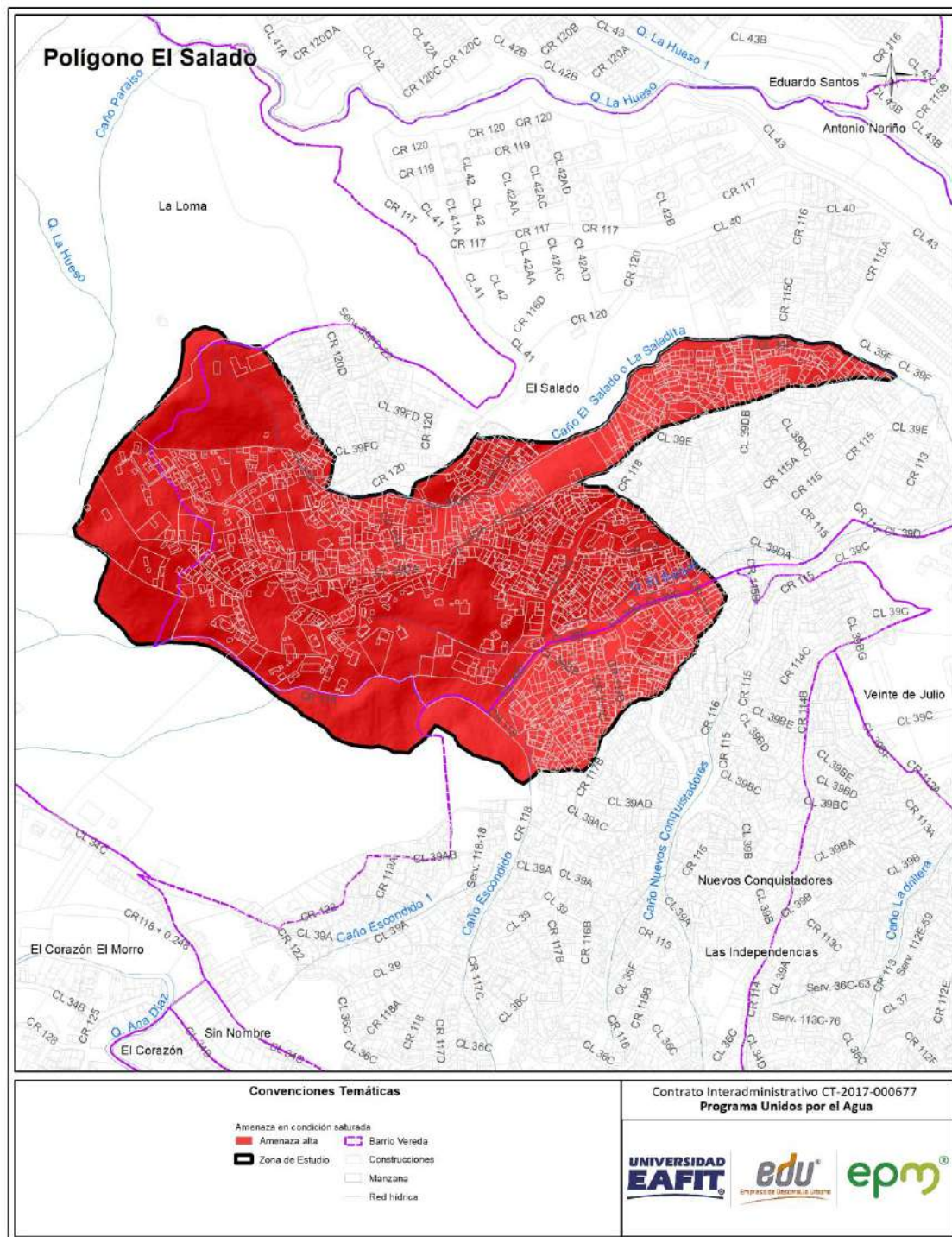


Figura 93. Mapa de amenaza por estabilidad en condición saturada del polígono El Salado

9.1.2 Amenaza por Run-Out

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 poder conocer la altura desde la cual podría desprenderse el movimiento en masa, y por medio del modelo de elevación digital se obtuvieron los parámetros para poder conocer cuáles serían las distancias y el recorrido que podría tomar dicho deslizamiento. Con estas dos informaciones se realizó el modelamiento del RUNOUT (distancia de viaje) y se clasificó de manera conjunta con la amenaza por estabilidad. 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 (Figura 94).



Para el Polígono El Salado los análisis del runout muestran que los deslizamientos que se generan en las vertientes altas del sector occidental del polígono, tienen la probabilidad de descender hacia la zona central del polígono, donde se presenta un cambio de pendiente que favorece los procesos de depositación y acumulación de materiales. Al igual ocurre en los deslizamientos que se generan desde la parte alta de las laderas de la quebrada y del Caño El Salado donde la masa desplazada se dirige hacia la zona de los cauces activos de estas corrientes.

Se destaca que la probabilidad de acumulación de materiales resultantes de dichos procesos fue uno de los condicionantes que determinaron la necesidad de establecer la UMI hasta este sector.

9.1.3 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 que para el polígono de El Salado, se determinaron zonas de amenaza por runout, la amenaza está condicionada a las características propias de estabilidad del terreno asociado a las condiciones topográficas y geomecánicas de los materiales que conforman el perfil de suelos, la cual a partir de los análisis de estabilidad obtenidos se determinan las siguientes categorías

Amenaza Alta: de acuerdo con el POT (2014) son áreas con un nivel medio de probabilidad que se presenten movimientos en masa o ser afectadas por el material desplazado, debido a la acción en conjunto de la lluvia, la pendiente y en alguna medida a factores antrópicos. Presentan procesos morfodinámicos generalmente inactivos de poca densidad que pueden reactivarse si no se llevan a cabo acciones correctivas, en especial con el uso del suelo.

Esta categoría se localiza de forma irregular por todo el polígono, delimitada sobre la ladera derecha y vertiente alta del caño El Salado; margen derecha y vertiente alta de la quebrada El Salado, si como el área irregular ubicada hacia el centro del polígono delimitada geológicamente está asociado a suelo residual y saprolito del stock de Altavista y pendientes abruptas (Figura 95).

Esta área se caracteriza por unidades geomorfológicas de lomos, laderas de forma cóncava, convexas e irregulares, con longitudes que oscilan entre 20 y 130 m y pendientes en los rangos de 40-60% y mayores > 60%, con una alta probabilidad de ocurrencia de movimientos en masa, presentando factores de seguridad que oscilan entre 1.00 a 1.17 en los seis perfiles analizados en condiciones estáticas actuales; la masa desprendida pueden llegar a depositarse hacia la zona central del polígono, generando una ampliación por runout en la zona inicialmente analizada.

Amenaza media: de acuerdo con el POT (2014) son áreas con un nivel medio de probabilidad que se presenten movimientos en masa o ser afectadas por el material desplazado, debido a la acción en conjunto de la lluvia, la pendiente y en alguna medida a factores antrópicos. Presentan procesos morfodinámicos generalmente inactivos de poca densidad que pueden reactivarse si no se llevan a cabo acciones correctivas, en especial con el uso del suelo.

Esta categoría se identifica en tres sectores, el primero y de mayor área se localiza de forma irregular en la zona central del polígono de estudio, delimitado aproximadamente entre la calle 39D y 39DA y entre las carreras 115 y 119C; el segundo al noreste hacia la carrera 118 con calle 39AD y el tercero se ubica sobre la margen izquierda de El caño El Salado a la altura de la calle 39F con carrera 120. Esta zona se caracteriza por unidades geomorfológicas de lomos, laderas cóncavas de longitud corta y pendientes que oscilan entre muy inclinadas a muy abrupta y geológicamente caracterizadas por el saprolito del Stock de Altavista, con una mediana probabilidad de ocurrencia de movimientos en masa, presentando un factor de seguridad de 1.29 en condiciones estáticas actuales. La estabilidad de esta zona está condicionada al uso adecuado del suelo y del manejo de aguas de escorrentía provenientes de las partes altas de las vertientes.

Amenaza baja: según el POT (2014) 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 o ser afectadas por el material desplazado, debido a la acción en conjunto de la lluvia acumulada y las pendientes.

Esta categoría de amenaza se ubica en el sector donde se localiza la iglesia de San José del Mirador, área con predominio de pendientes bajas inferiores al 10%, y geológicamente esta sobre el saprolito del Stock de Altavista.

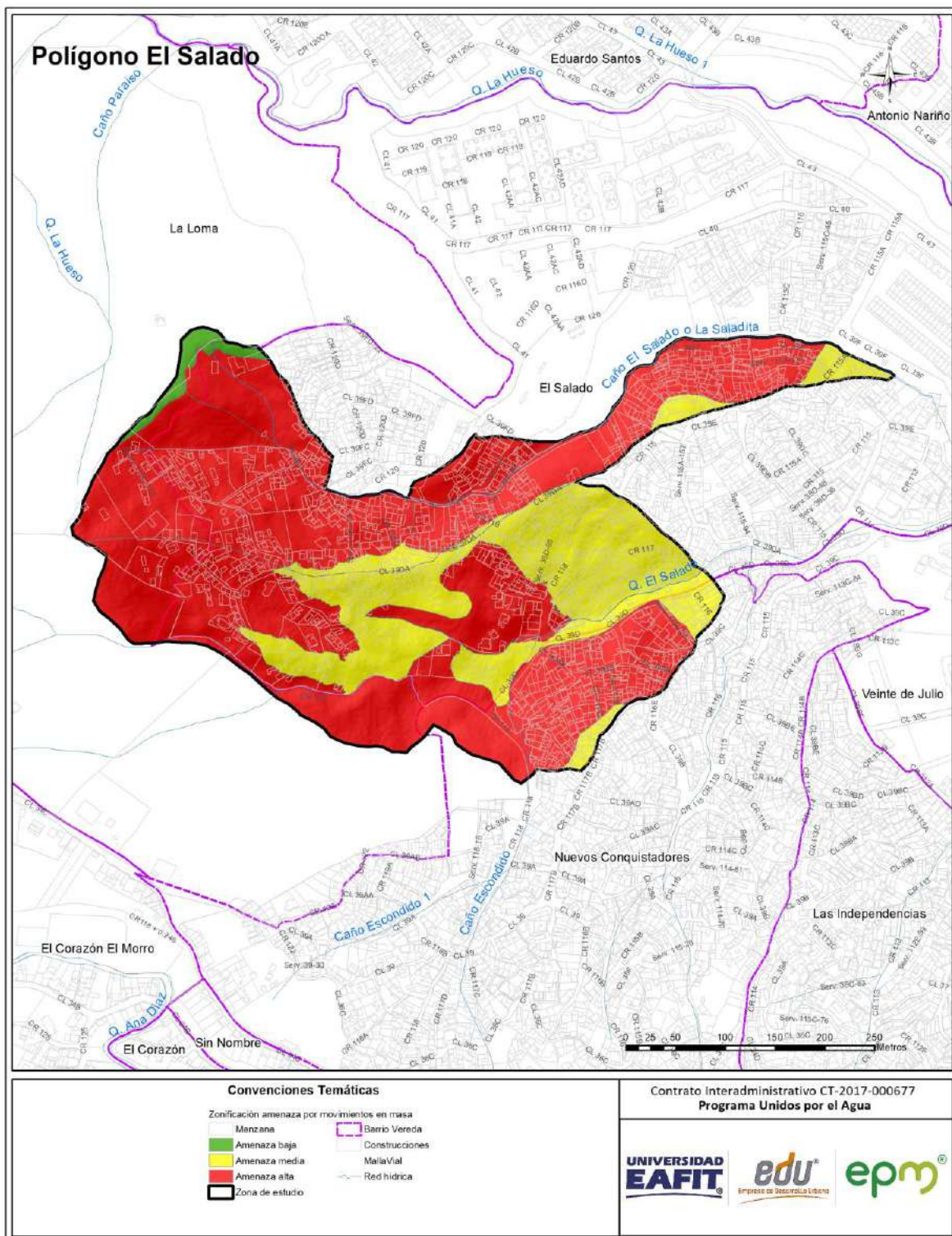


Figura 95. Mapa de amenaza total del polígono de El Salado

El mapa de zonas homogéneas geotécnicas corresponde al mapa de estabilidad, dado que éste homogeniza las condiciones geotécnicas en los diferentes rangos de amenaza, los cuales son producto de los factores de seguridad obtenidos en cada uno de los perfiles analizados.

10. VULNERABILIDAD

A continuación, se presenta el análisis de la vulnerabilidad por movimientos en masa para el polígono de estudio. Inicialmente se analizará para las construcciones y posteriormente para las líneas vitales. Al final del capítulo se presentará la estimación de esta variable para las personas, la cual se basa en datos de información secundaria y en aproximaciones a partir de la vulnerabilidad de las construcciones.

En el polígono El Salado se analizaron 1133 construcciones, 482 postes de energía y 132 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).

10.1 ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LAS CONSTRUCCIONES POR MOVIMIENTO 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).

10.1.1 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.)

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

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

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 la Figura 96, se puede concluir que la mayoría de las construcciones analizadas en el polígono denominado El Salado presentan fragilidades altas, referenciadas en un rango entre 0.7 y 1, con un valor representativo de 1072 edificaciones, las cuales se encuentran localizadas, de manera general a lo largo de todo el polígono. La fragilidad media, referenciada en un rango entre 0.5 y 0.7 se asocia a 5 edificaciones que corresponden al 0,4% y la fragilidad baja, referenciada en un rango entre 0 y 0.5 se asocia a 56 edificaciones que corresponden al 4,6% (Figura 97, Figura 98 y Figura 99).

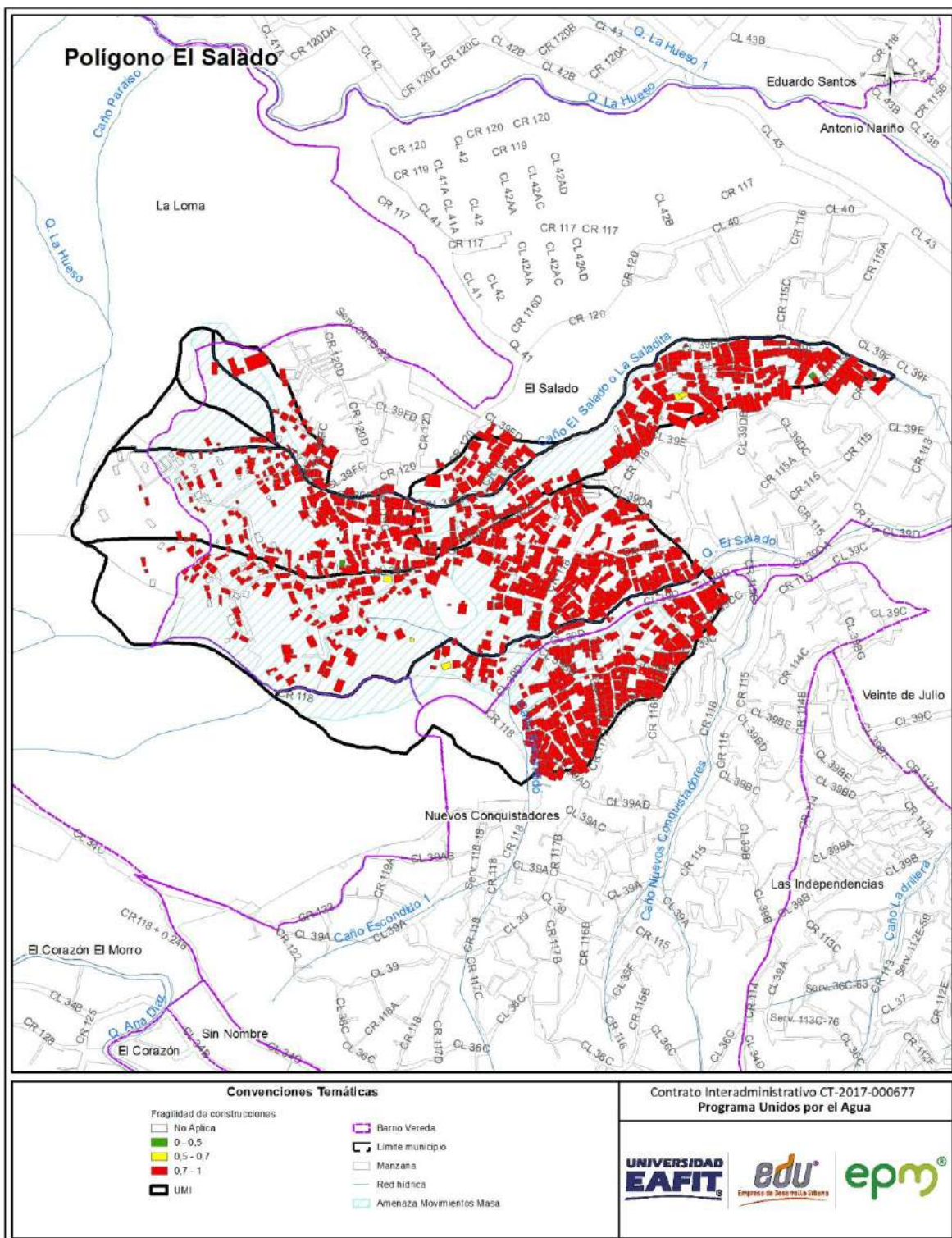


Figura 96. Distribución espacial de la fragilidad de las construcciones por movimiento en masa, identificada en el polígono El Salado.

La Figura 97 corresponde a una construcción que se clasifica como mampostería no reforzada dentro de la tipología E, la cual se caracteriza por poseer un sistema estructural de muros cargueros. Esta tipología representa el 74% de las construcciones del polígono.



Figura 97. Tipología estructuras ligeras (E). Construcción ubicada en el polígono El Salado.

En la Figura 98 se puede visualizar 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 presentan grandes cambios de pendiente. Esta tipología representa el 7% de las construcciones del polígono.



Figura 98. Tipología construcciones simples (F). Estructura ubicada en el polígono El Salado.

En la Figura 99 se muestra 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 14% de las construcciones del polígono.



Figura 99. Tipología estructuras con confinamiento deficiente e híbridas (D).
Estructura ubicada en el polígono El Salado.

10.1.2 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.

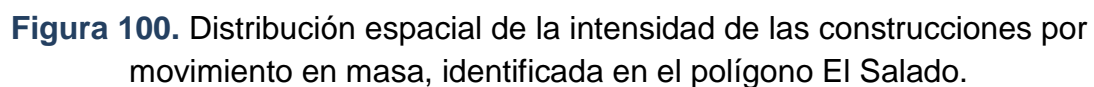
En el polígono de estudio se presentan los movimientos rápidos, definidos en un escenario de desplazamiento en etapa de falla, donde se calcula la intensidad, en función de la relación entre la presión de impacto del deslizamiento y la presión límite soportada por la edificación, además se debe tener 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 el polígono El Salado se identifica una intensidad alta para el 95% de las construcciones evaluadas; como se mencionó anteriormente dicha intensidad está en función de la profundidad y la presión de impacto. La intensidad baja representa el 5% de las construcciones evaluadas; dicha intensidad está en función de la profundidad y la presión de impacto (Figura 100).

Para estructuras de tipología (F) construcciones simples, las cuales son el 7% del total de las construcciones evaluadas, la presión límite de la estructura es 1 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.

Para estructuras de tipología ligeras (E), las cuales son el 74% 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.



10.1.3 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 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 medios a altos de fragilidad y altos de intensidad, las construcciones con esta vulnerabilidad se ubican a lo largo del polígono en las 8 UMI localizadas (Figura 101).

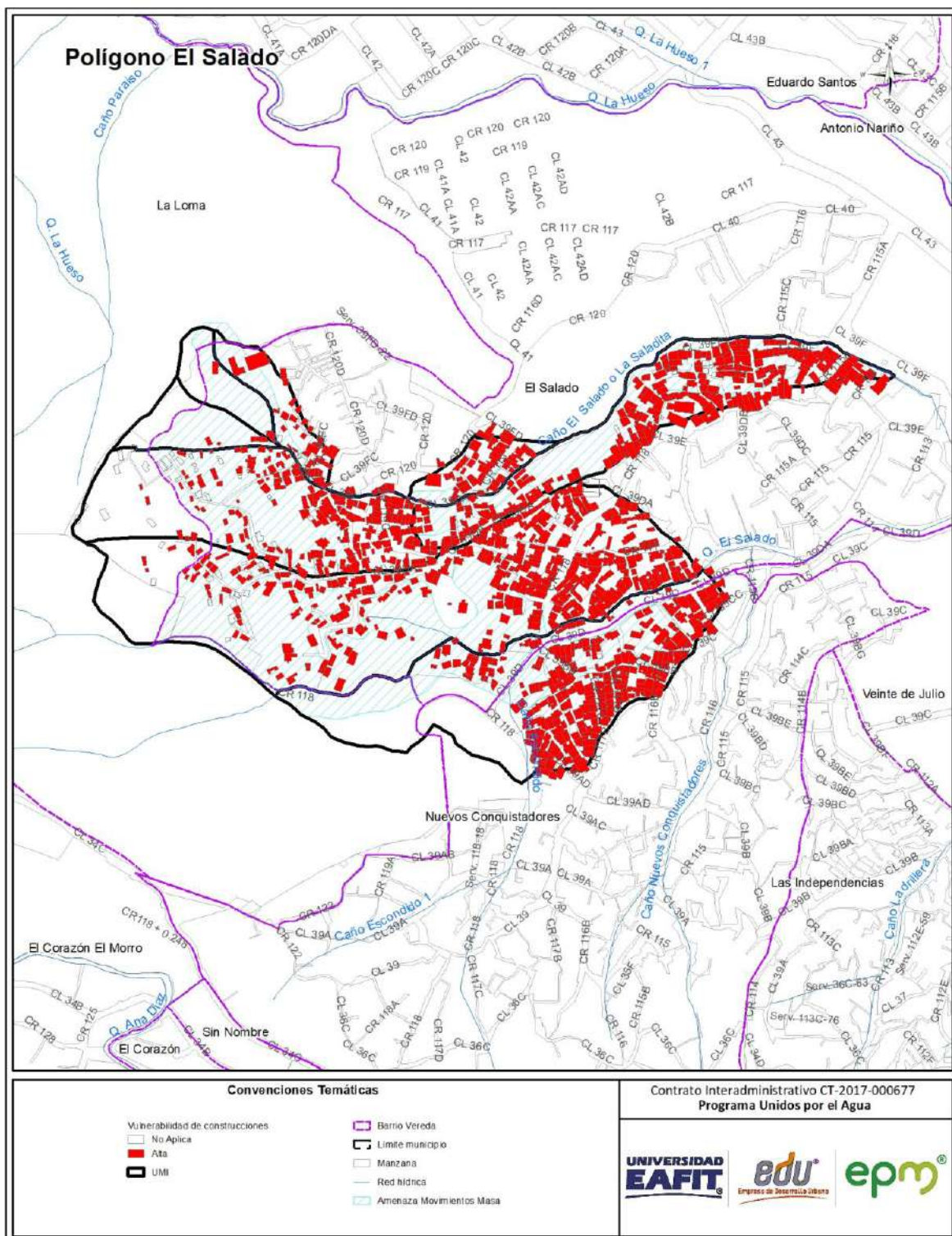


Figura 101. Distribución espacial de la vulnerabilidad de las construcciones por movimiento en masa, identificada en el polígono El Salado.

10.2 ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LAS LÍNEAS VITALES POR MOVIMIENTO EN MASA

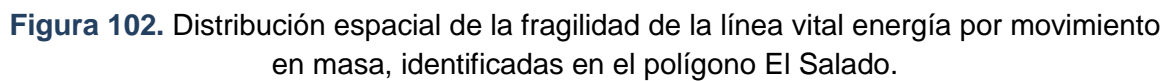
Similar al procedimiento, los parámetros y características que se utilizan para determinar la vulnerabilidad en construcciones, se deberá calcular la fragilidad conforme la información obtenida de campo y los criterios de medición en cada una de las denominadas líneas vitales (vías, energía, acueducto 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.

Como se mencionó anteriormente en el polígono El Salado se analizaron 482 postes de energía y 132 vías, que corresponden al componente de líneas vitales (Anexo 5).

10.2.1 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 El Salado.

En el polígono El Salado se encontraron 482 postes, de los cuales 276 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 de 1; estos postes se encuentran ubicados a lo largo de todo el polígono en las 8 UMI localizadas (Figura 102).



10.2.2 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).

La intensidad de las líneas vitales energía en el polígono El Salado es alta para todos los postes que se encuentran en el polígono, los cuales se localizan distribuidos de manera homogénea en la zona de estudio, en las 8 UMI localizadas. 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 103).

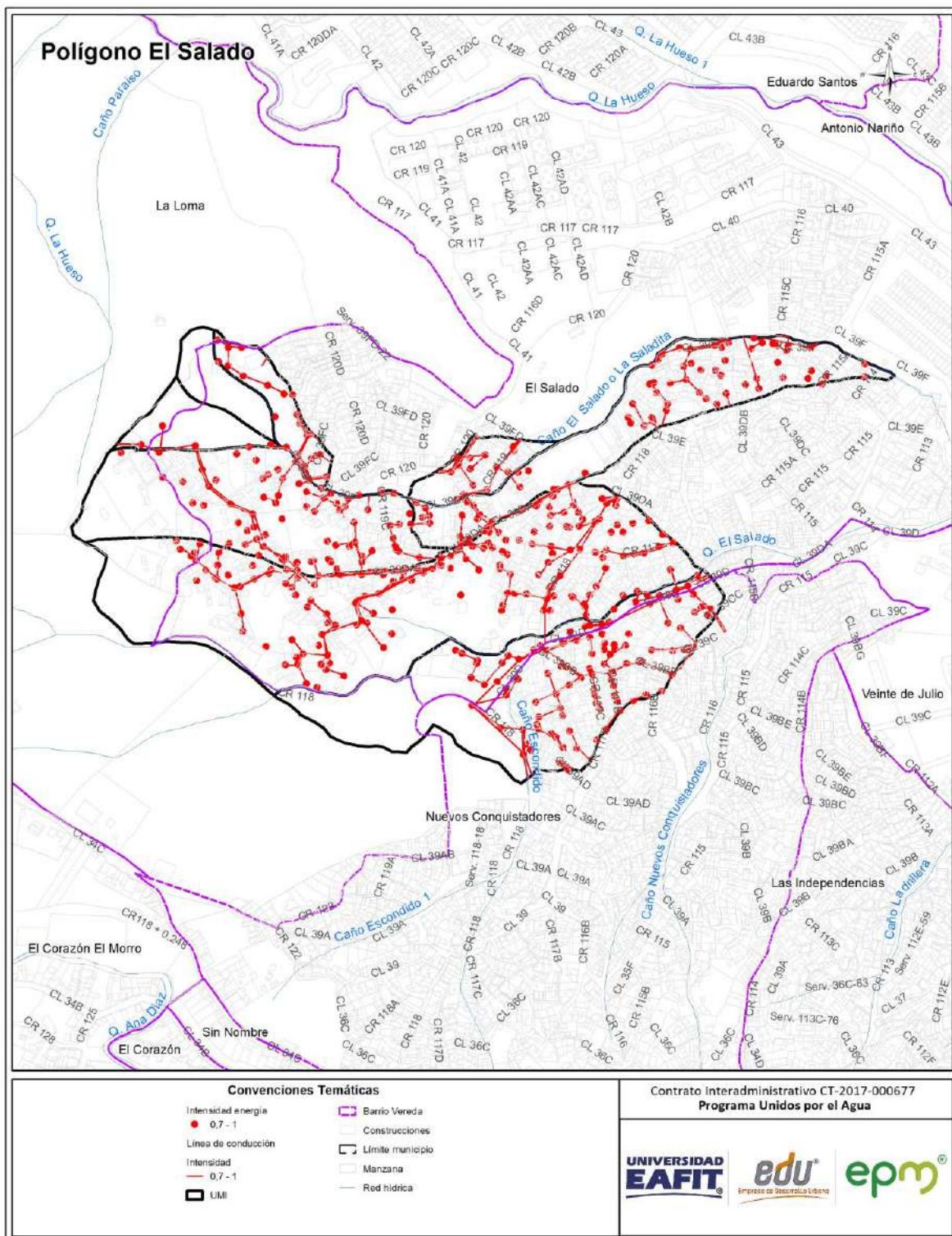


Figura 103. Distribución espacial de la intensidad de la línea vital energía por movimiento en masa, identificadas en el polígono El Salado.

10.2.3 Cálculo de la vulnerabilidad de la línea vital – energía

La vulnerabilidad alta corresponde al 59% de los postes de energía evaluados, los cuales se caracterizan por presentar valores medios a altos de fragilidad y altos de intensidad, los postes con esta vulnerabilidad se identifican a lo largo del polígono, en las 8 UMI localizadas (Figura 104).

La vulnerabilidad media corresponde al 41% 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 identifican lo largo del polígono, en las 8 UMI localizadas.

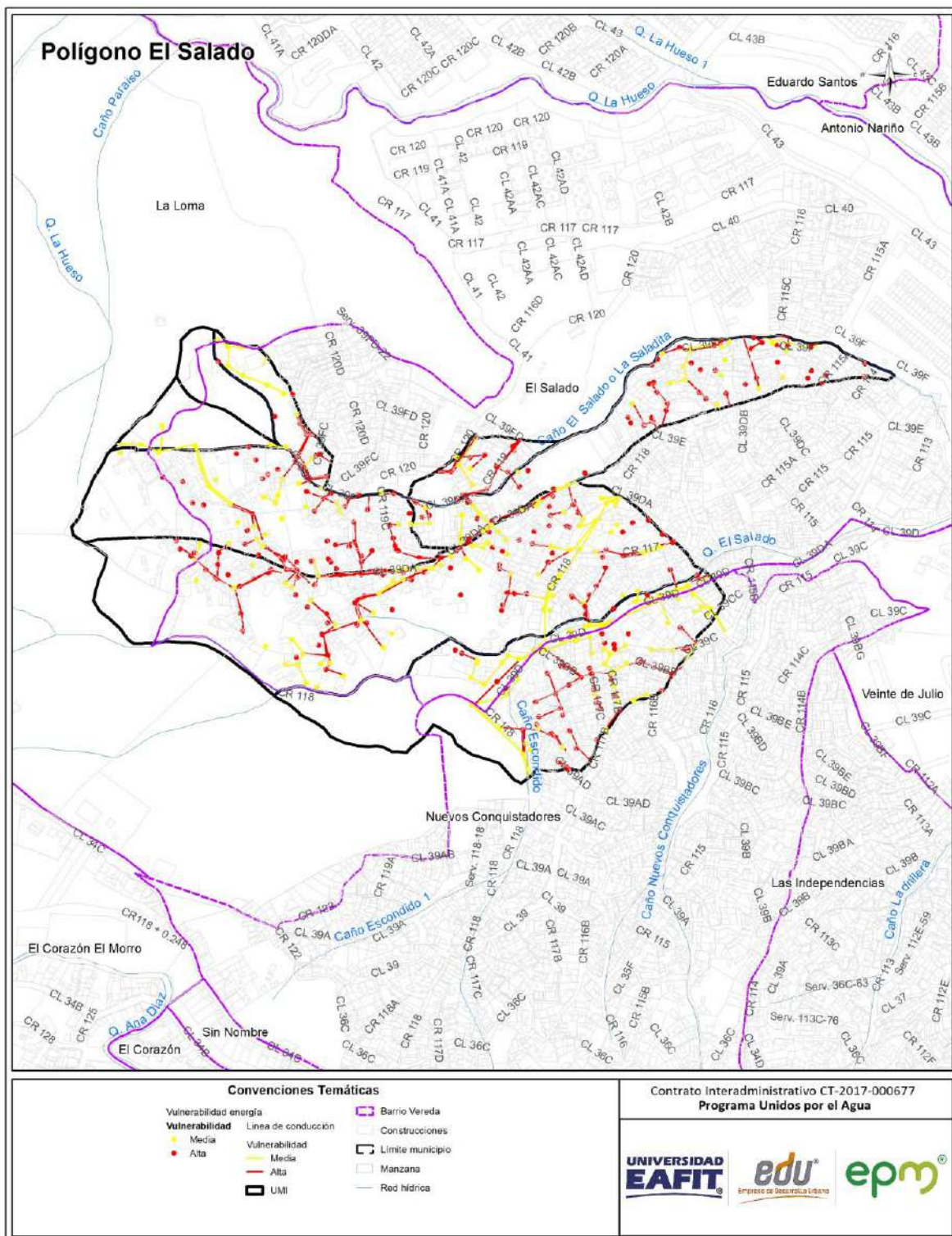


Figura 104. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital energía por movimiento en masa, identificadas en el polígono El Salado.

10.2.4 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 y están representadas por el 19% de las vías ubicadas a lo largo del polígono en estudio, sin embargo, en el suroriente y oriente 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 3%. 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 78% y se encuentran ubicadas a lo largo de la zona evaluada (Figura 105).

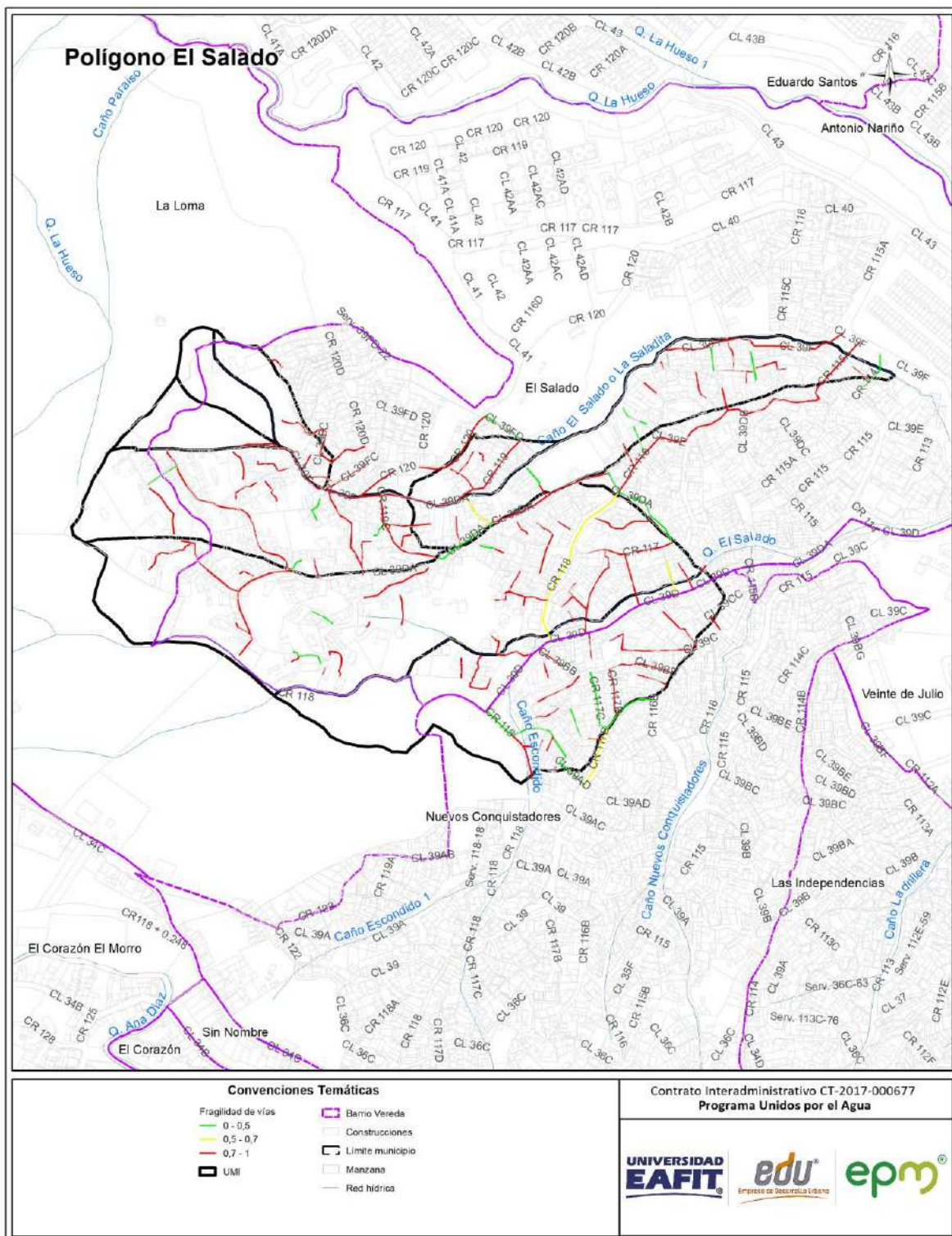


Figura 105. Distribución espacial de la fragilidad de la línea vital vías por movimiento en masa, identificadas en el polígono El Salado.

10.2.5 Cálculo de la intensidad de las líneas vitales – vías

La determinación del parámetro de intensidad en movimientos lentos en la red vial 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).

La intensidad alta corresponde al 52% 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 general en todo el polígono, esencialmente en el centro de éste (Figura 106).

La intensidad baja corresponde al 48% 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 principalmente al sur y nororiente del polígono de estudio.

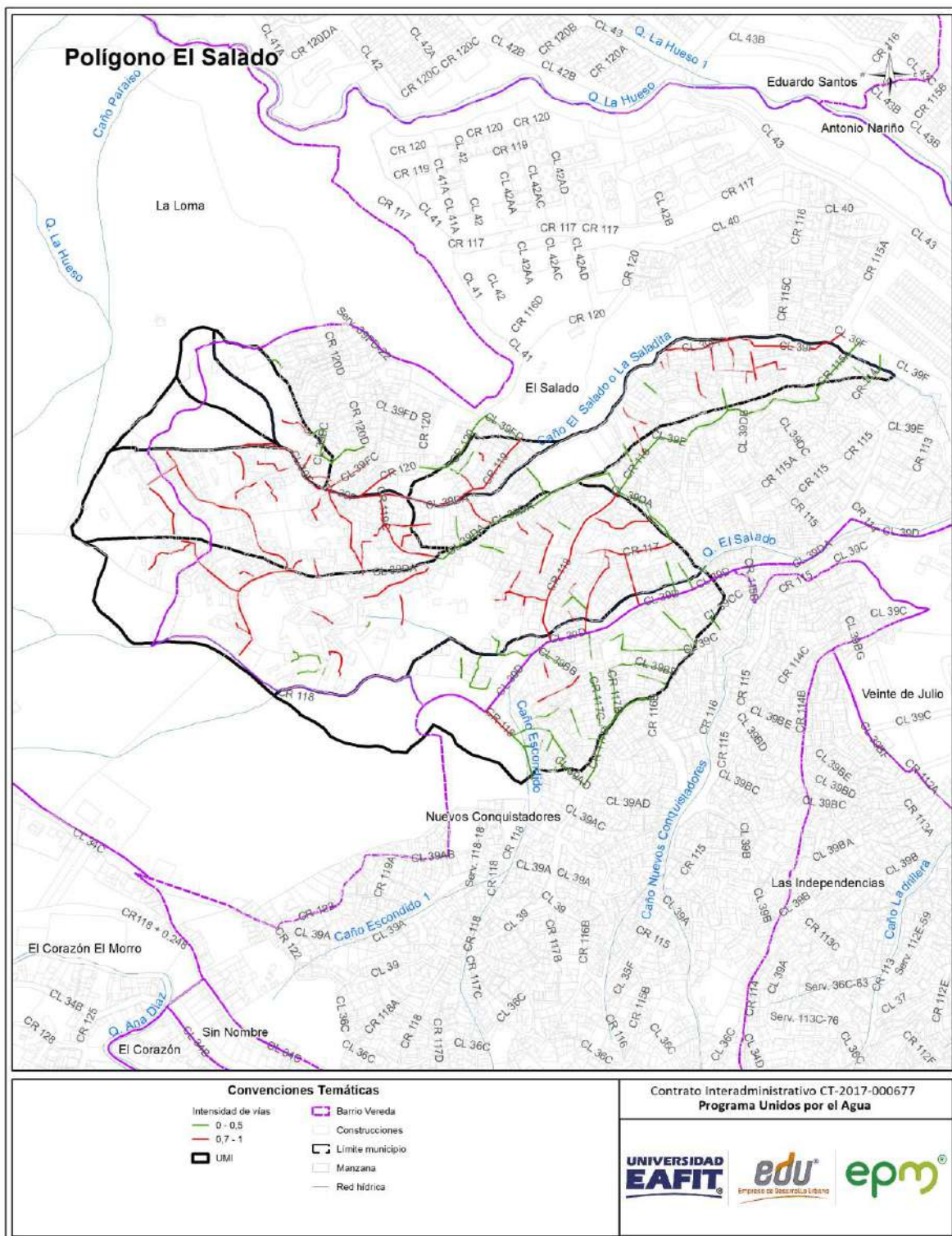


Figura 106. Distribución espacial de la intensidad de la línea vital vías por movimiento en masa, identificadas en el polígono El Salado.

10.2.6 Cálculo de la vulnerabilidad de las líneas vitales – vías

La vulnerabilidad alta corresponde al 86% 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 del polígono (Figura 107).

La vulnerabilidad baja corresponde al 14% de las vías evaluadas, las cuales se caracterizan por presentar valores medios a bajos de fragilidad y bajos de intensidad, las vías con esta vulnerabilidad se localizan en el centro y suroriente del polígono y corresponden a la carrera 114, la carrera 117B, la carrera 118, la calle 39DA y la calle 39D.

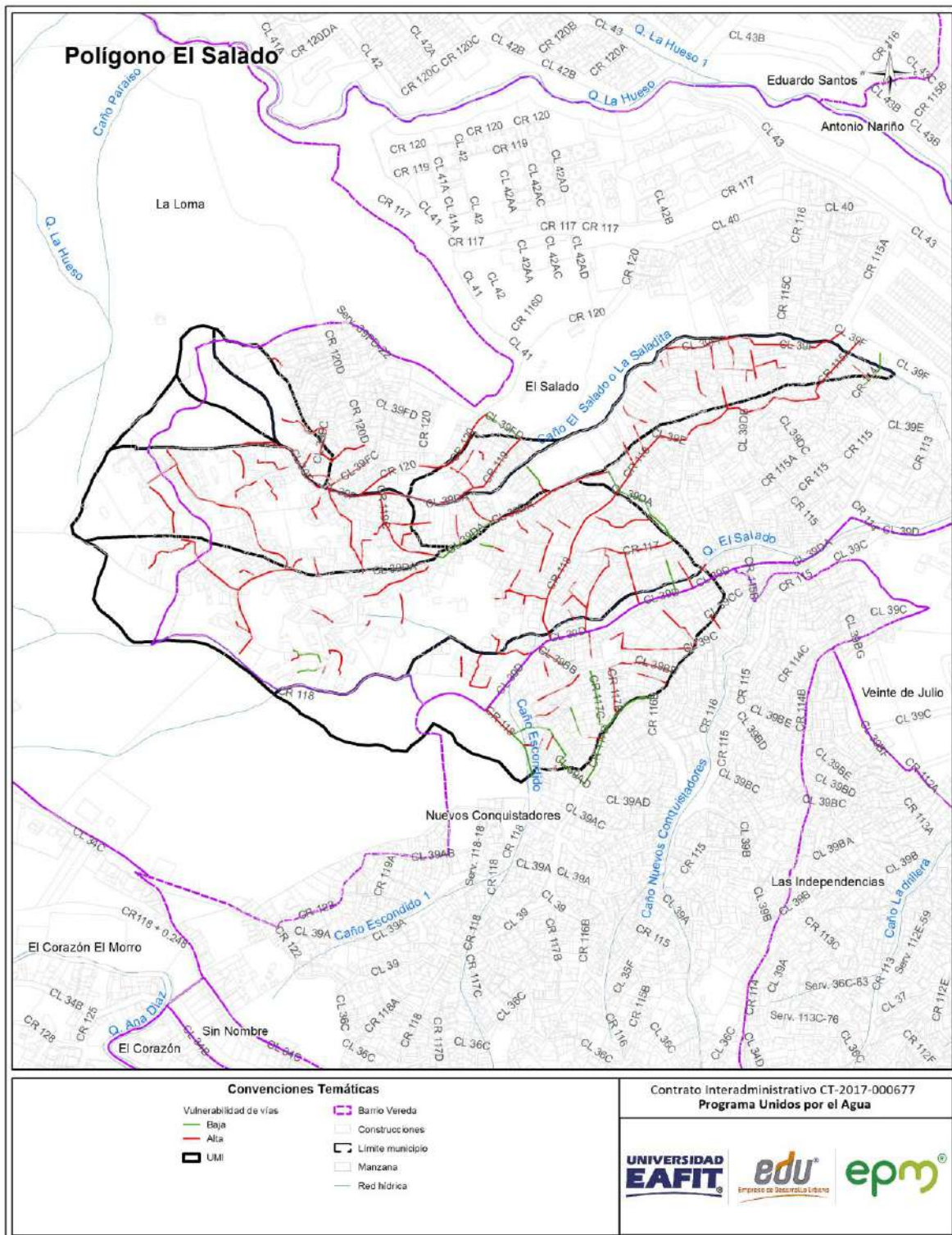


Figura 107. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital vías por movimiento en masa, identificadas en el polígono El Salado.

10.2.7 Cálculo de la fragilidad del acueducto

La fragilidad representa la respuesta de los elementos expuestos frente a las cargas generadas por la interacción de 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 El Salado, arroja en su totalidad 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 108).

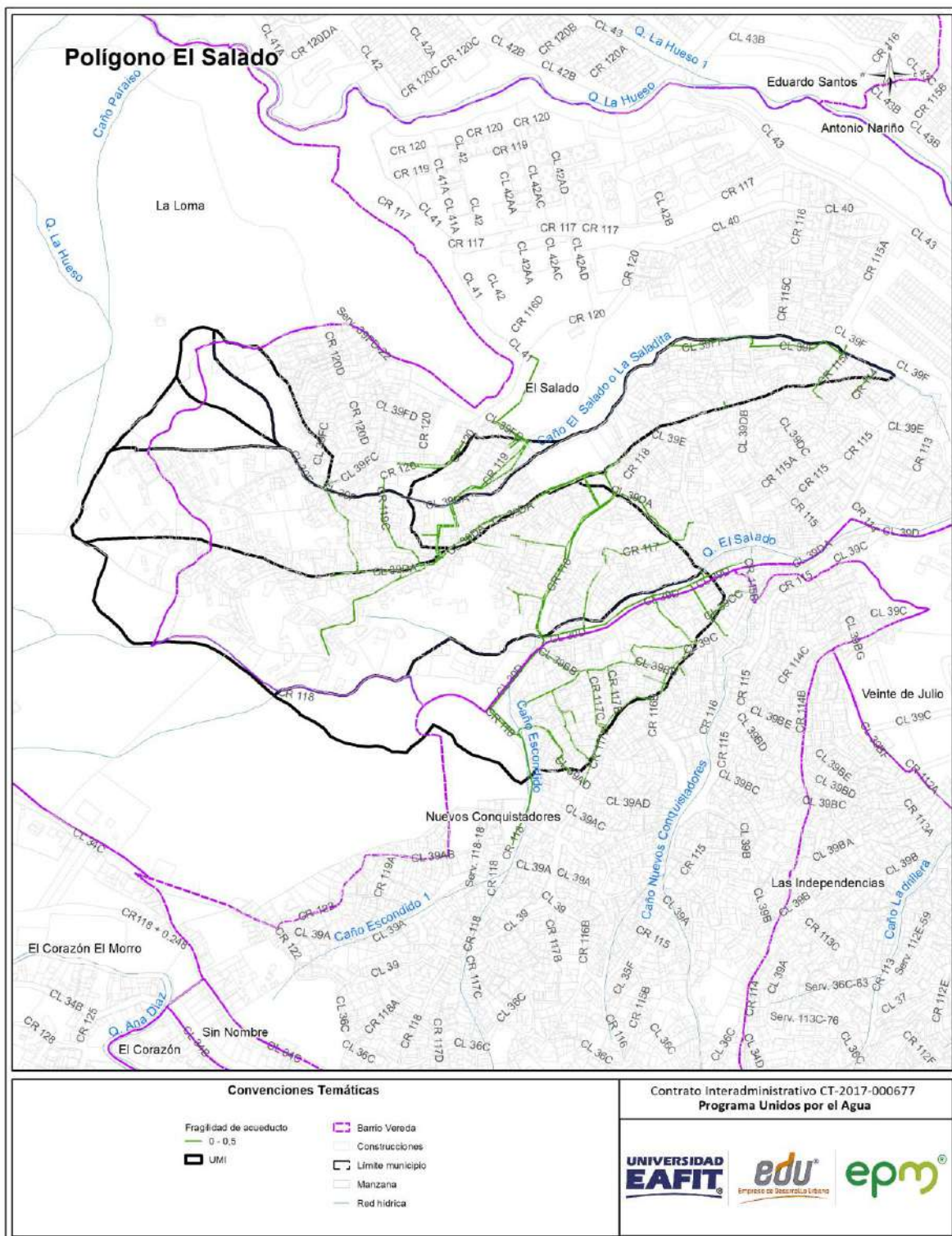


Figura 108. Distribución espacial de la fragilidad de la línea vital acueducto por movimiento en masa, identificada en el polígono El Salado.

10.2.8 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 El Salado 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 109).

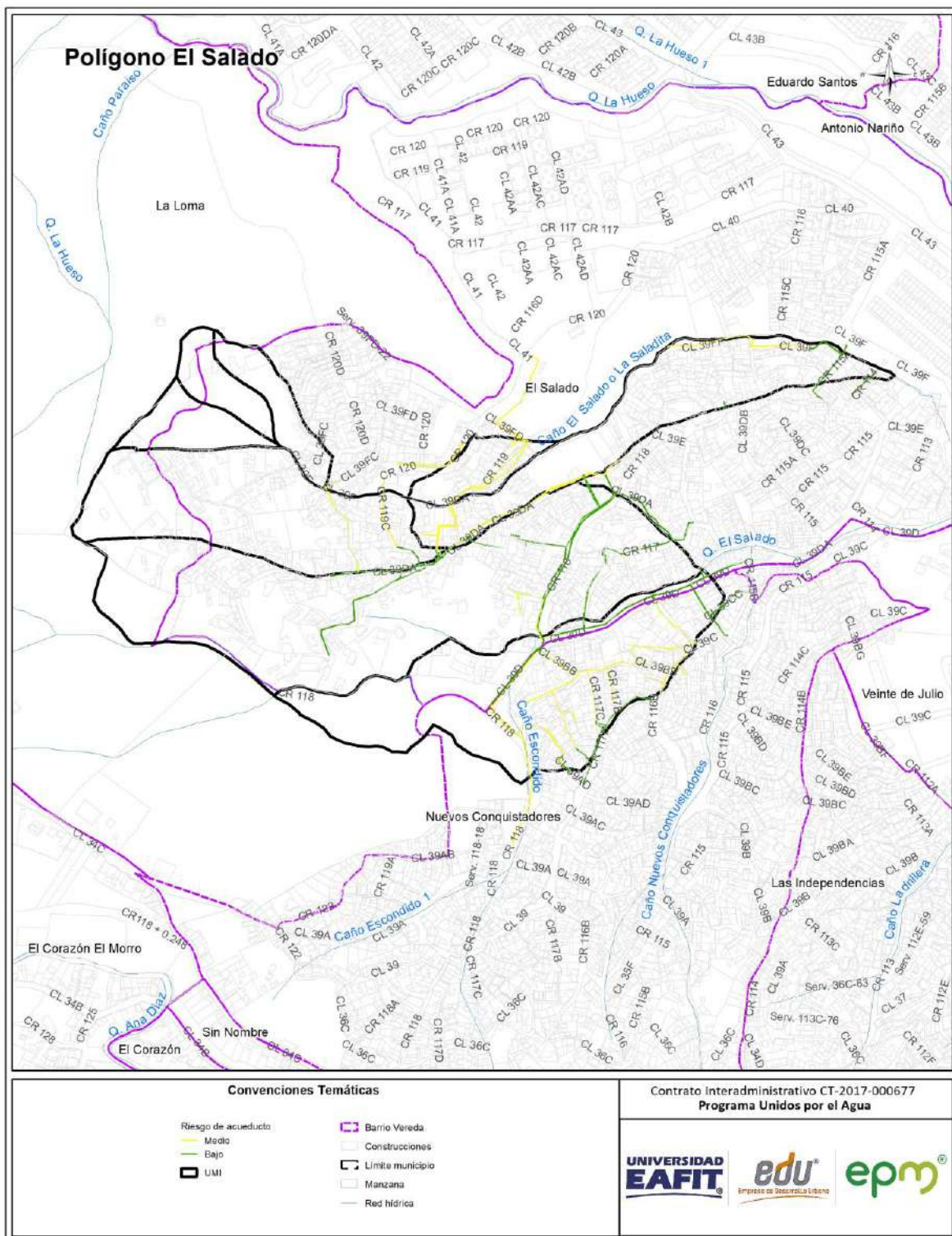


Figura 109. Distribución espacial de la intensidad de la línea vital acueducto por movimiento en masa, identificada en el polígono El Salado.

10.2.9 Cálculo de la vulnerabilidad del acueducto

Para el polígono El Salado, predomina la vulnerabilidad baja correspondiente al 100% de los tramos del acueducto evaluados, los cuales se caracterizan por presentar valores bajos de fragilidad y medios a bajos de intensidad, los tramos del acueducto con esta vulnerabilidad se localizan a lo largo del polígono (Figura 110).

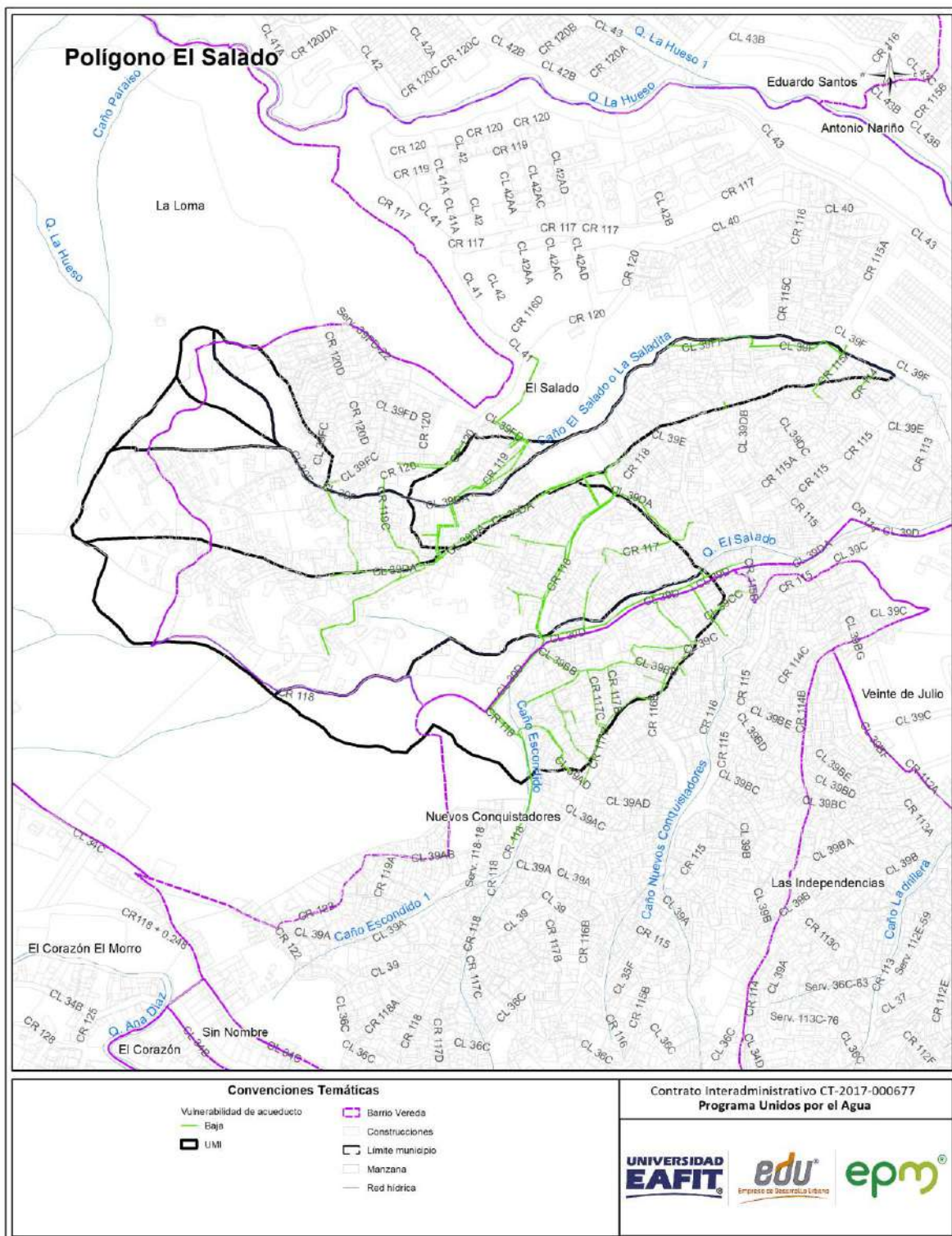


Figura 110. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital acueducto por movimiento en masa, identificada en el polígono El Salado.

10.2.10 Cálculo de la fragilidad del alcantarillado

El sistema de alcantarillado también tiene elementos expuestos, 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 El Salado, arroja en su totalidad 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 111).

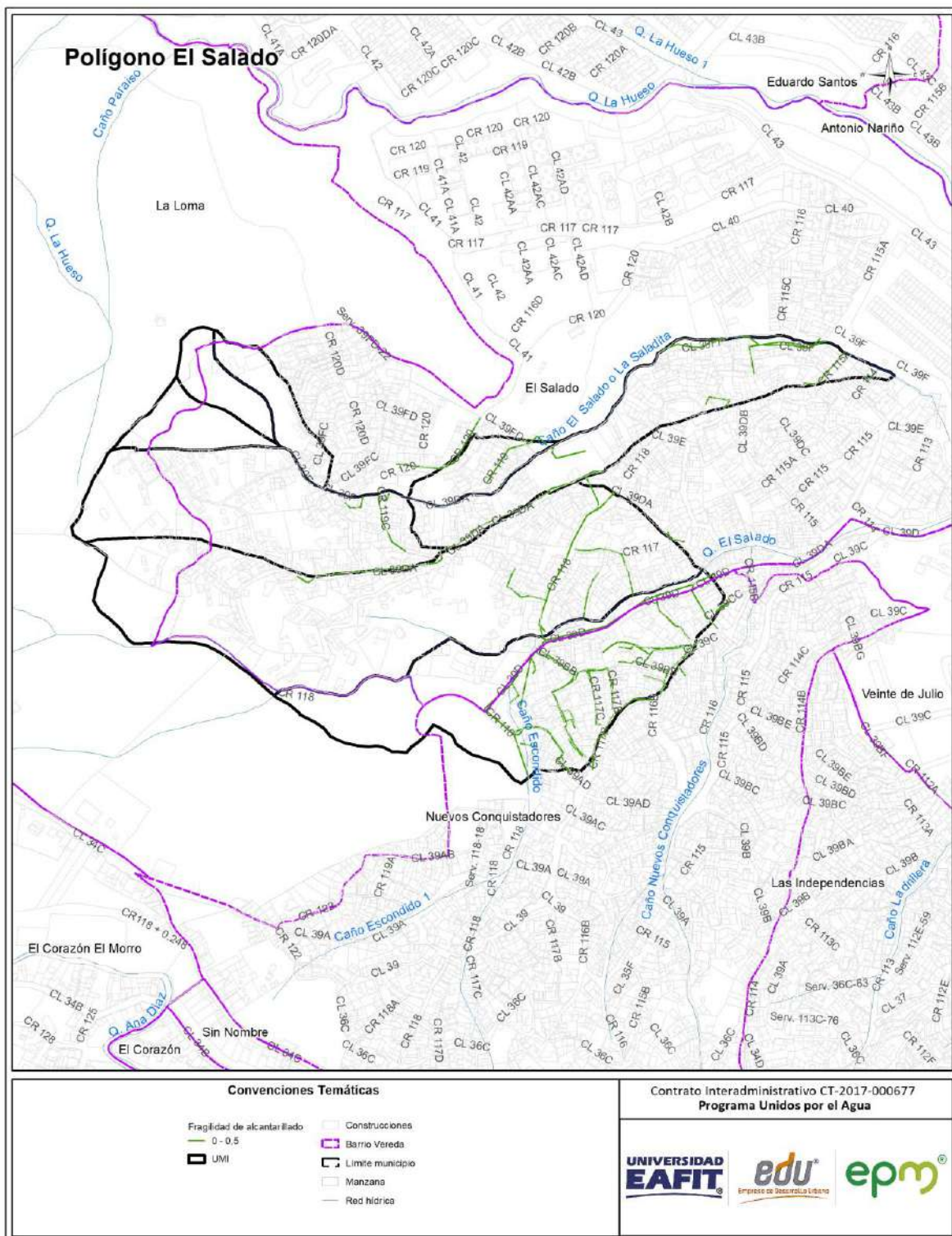


Figura 111. Distribución espacial de la fragilidad de la línea vital alcantarillado por movimiento en masa, identificada en el polígono El Salado.

10.2.11 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 El Salado 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 la tubería (Figura 112).

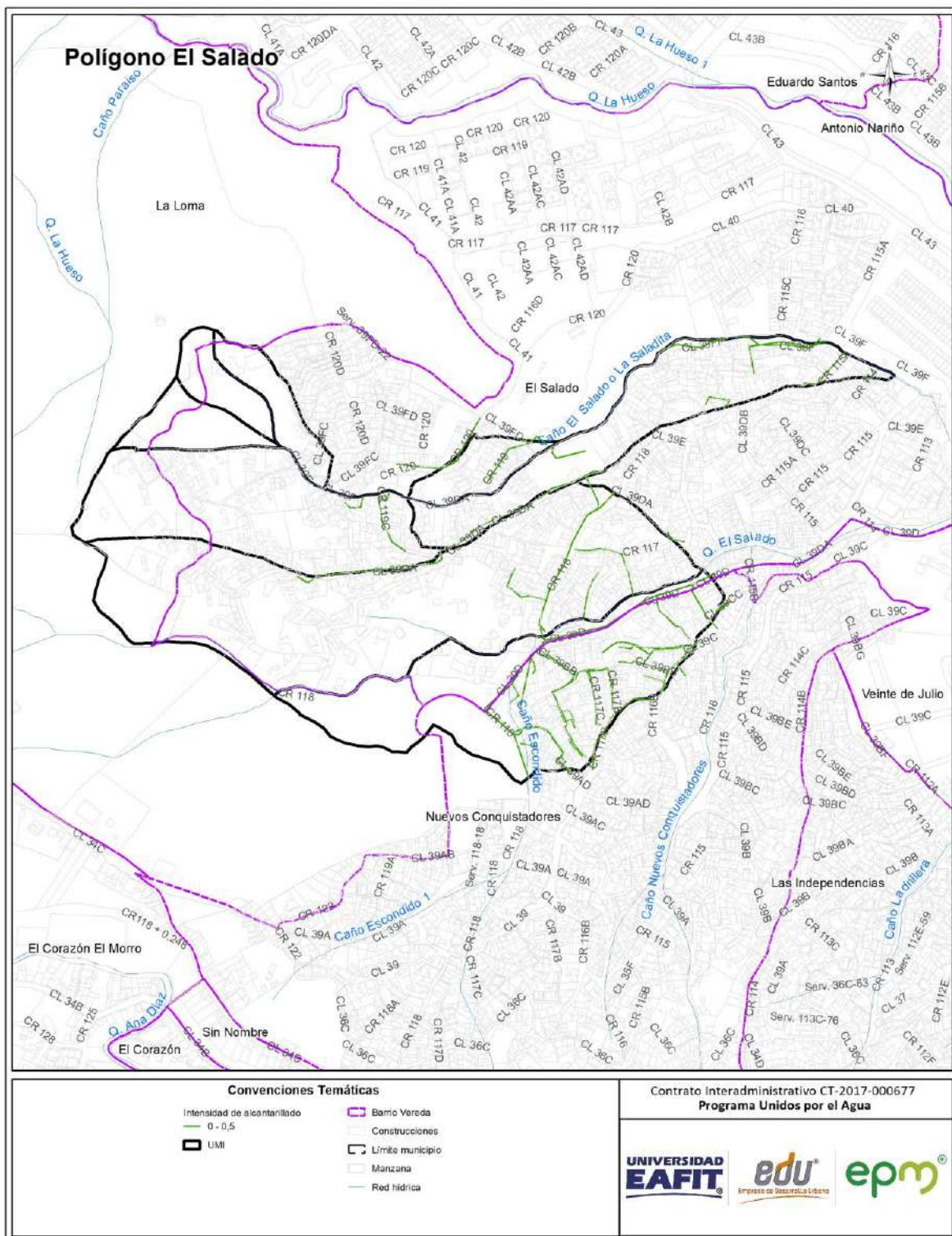


Figura 112. Distribución espacial de la intensidad de la línea vital alcantarillado por movimiento en masa, identificada en el polígono El Salado.

10.2.12 Cálculo de la vulnerabilidad del alcantarillado

Para el polígono El Salado, 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 acueducto con esta vulnerabilidad se localizan a lo largo del polígono (Figura 113).

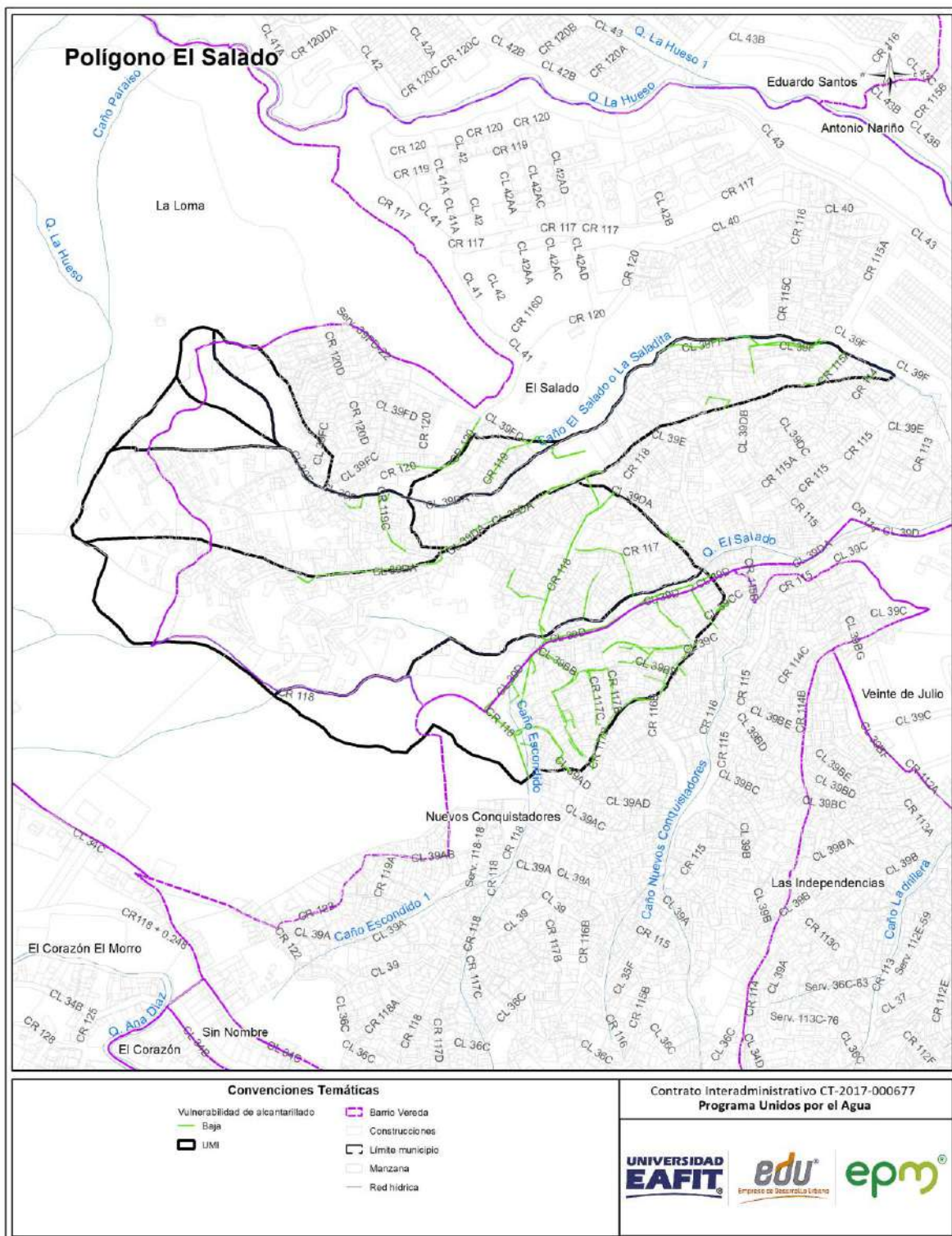


Figura 113. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital alcantarillado por movimiento en masa, identificada en el polígono El Salado.

10.3 VULNERABILIDAD DE PERSONAS POR MOVIMIENTOS EN MASA

10.3.1 Análisis de vulnerabilidad de personas.

Para hallar el número de personas en vulnerabilidad, se parte de la vulnerabilidad calculado 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.

El anterior análisis arroja que para el polígono El Salado hay un número estimado de 7024 personas en vulnerabilidad alta por movimientos en masa.

10.4 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 evidenciaron trece (12) edificaciones que presentan grietas, fisuras y roturas por asentamientos diferenciales en terreno.
- 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.

11. ZONIFICACIÓN DE RIESGO

De acuerdo con 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 los movimientos (velocidad y profundidad) y de la probabilidad (factor de seguridad). 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.

11.1 RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA

En el análisis del riesgo por movimientos en masa se presenta tanto en análisis individual de los elementos expuestos como el análisis de riesgos por polígono.

11.1.1 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 movimientos en masa, para las construcciones y líneas vitales del polígono El Salado, de acuerdo con la tabla de decisión (Tabla 43) como que se presenta a continuación.

Tabla 43. 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

11.1.1.1 Análisis de riesgo de las construcciones

En el polígono El Salado, se evidencia un nivel de riesgo alto para las construcciones, que corresponde al 95% 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 ubican a lo largo del polígono, en las 8 UMI localizadas (Figura 114).

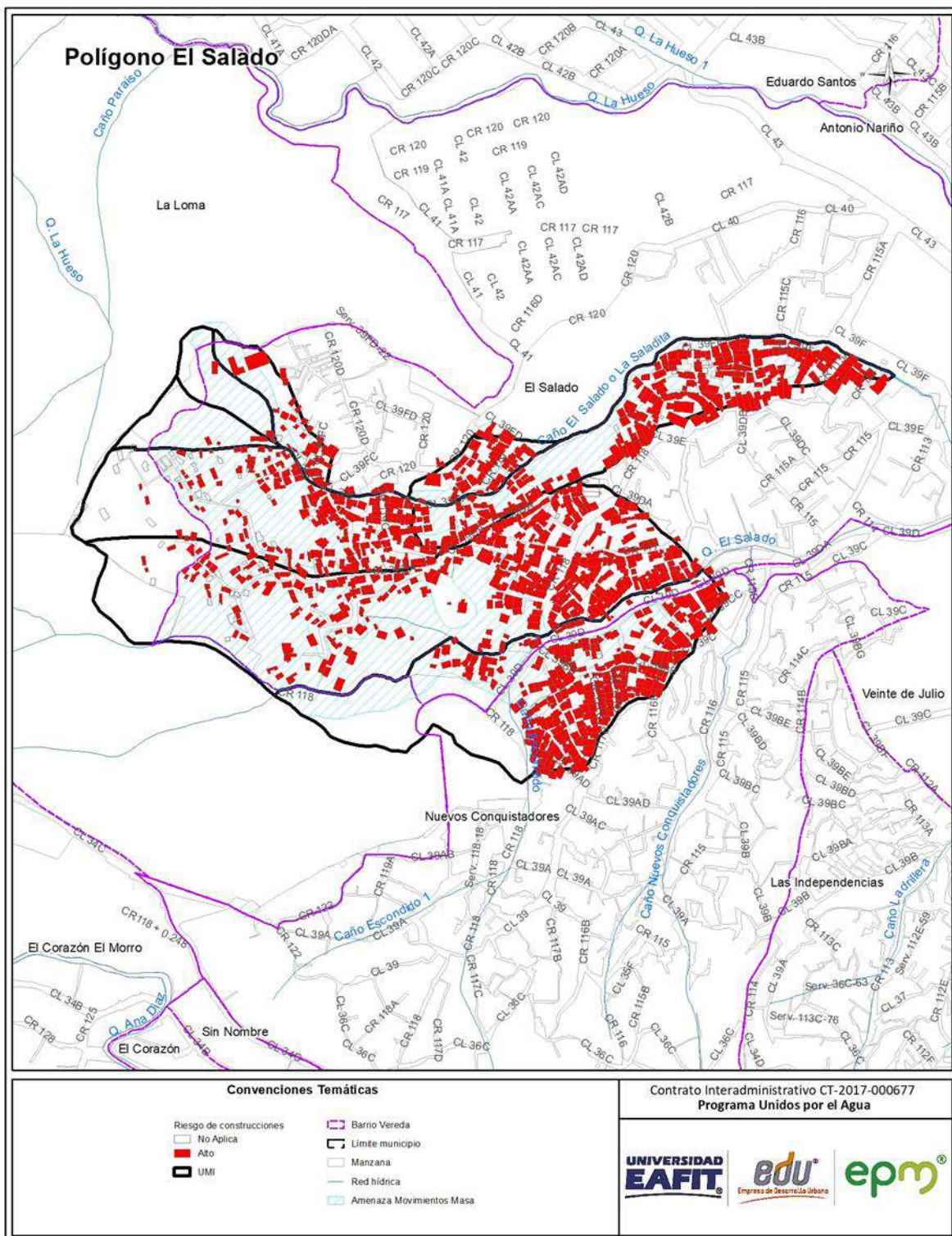


Figura 114. Distribución espacial del riesgo de las construcciones por movimiento en masa, identificada en el polígono El Salado.

11.1.1.2 Análisis de riesgo de línea vital - energía

En el polígono El Salado, se evidencia un nivel de riesgo alto para las redes de energía, esto se debe a que el 82% de los postes evaluados se caracterizan por presentar valores medios a altos de vulnerabilidad y medios a altos para la amenaza, los postes con este riesgo se ubican a lo largo del polígono, en las 8 UMI localizadas (Figura 115).

El riesgo medio corresponde al 17% de los postes evaluados, los cuales se caracterizan por presentar valores medios de vulnerabilidad y medios para la amenaza, los postes con este riesgo se localizan en el centro y oriente del polígono de estudio.

El riesgo bajo corresponde al 1% de los postes evaluados, los cuales se caracterizan por presentar valores medios a altos de vulnerabilidad y bajos para la amenaza, los postes con este riesgo se localizan en el noroccidente del polígono.

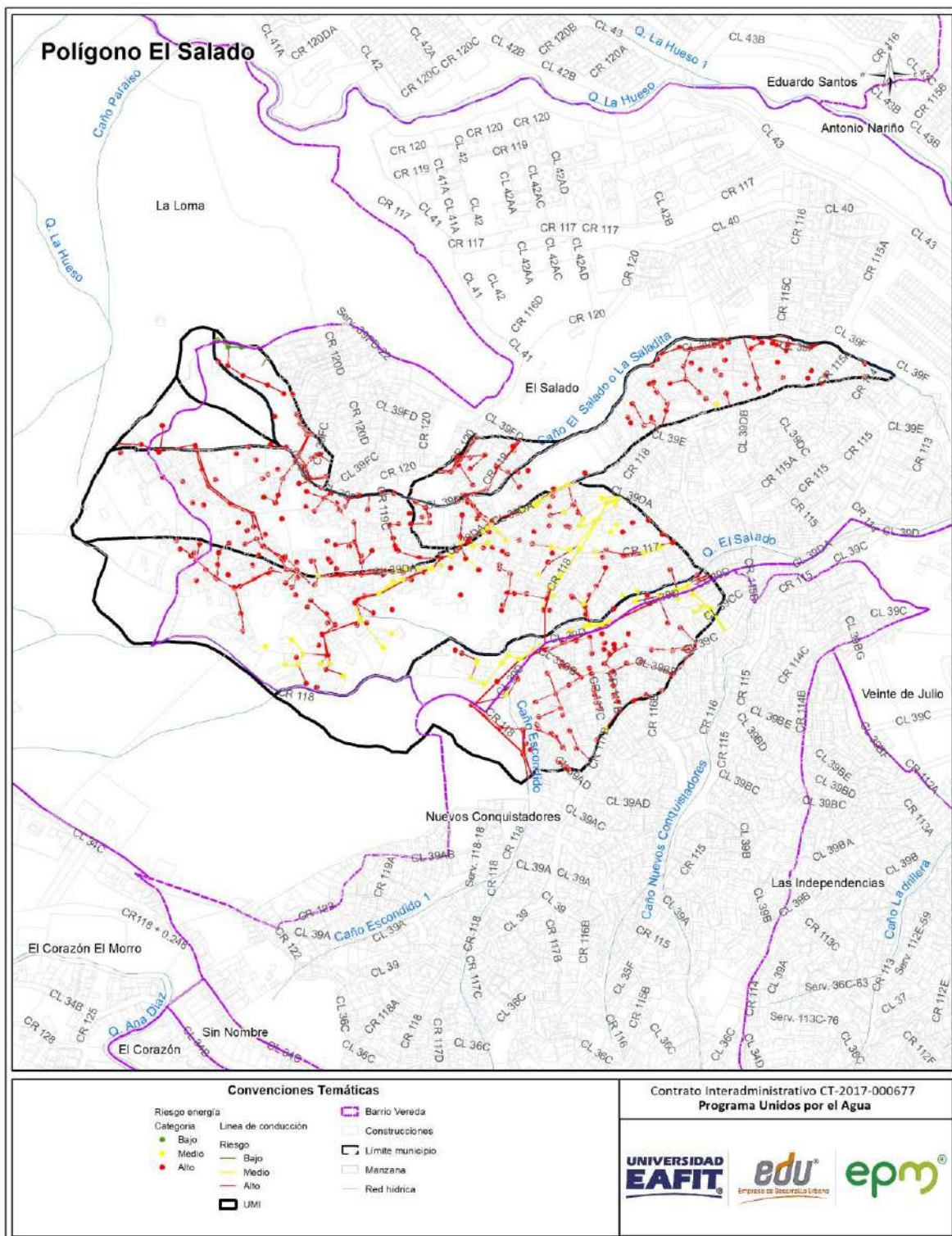


Figura 115. Distribución espacial del riesgo de la línea vital energía por movimiento en masa, identificada en el polígono El Salado.

11.1.1.3 Análisis de riesgo de línea vital - vías

En el polígono El Salado, se evidencia un nivel de riesgo alto para la red vial, que corresponde al 86% de las vías evaluadas, las cuales se caracterizan por presentar valores medios a altos de vulnerabilidad y medios a altos para la amenaza, las vías con este riesgo se localizan a lo largo del polígono, en las 8 UMI localizadas (Figura 116).

El riesgo medio corresponde al 6% de las vías evaluadas, las cuales se caracterizan por presentar valores bajos de vulnerabilidad y altos para la amenaza, las vías con este riesgo se localizan principalmente en el suroriente y norte del polígono.

El riesgo bajo corresponde al 8% de las vías evaluadas, las cuales se caracterizan por presentar valores medios a bajos de vulnerabilidad y medios a bajos para la amenaza, las vías con este riesgo se localizan en el sur y centro del polígono.

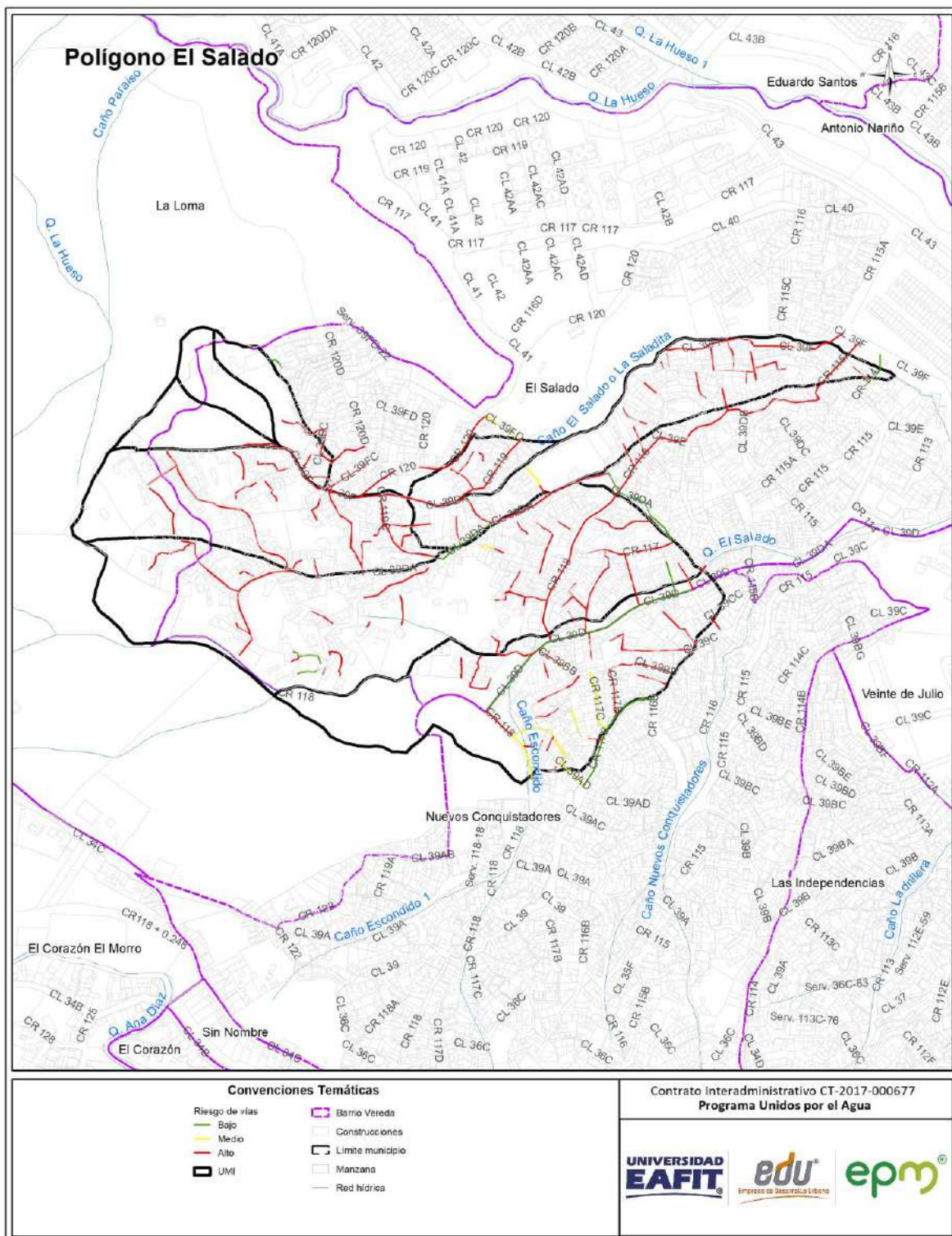


Figura 116. Distribución espacial del riesgo de la línea vital vía por movimiento en masa, identificada en el polígono El Salado.

11.1.1.4 Análisis de riesgo de línea vital - acueducto

En el polígono El Salado, se evidencia un nivel de riesgo medio para la red de acueducto, correspondiente al 60% caracterizado por presentar valores bajos de vulnerabilidad y altos para la amenaza, los tramos de acueducto con este riesgo se ubican en el suroriente y norte del polígono de estudio (Figura 117).

El riesgo bajo, correspondiente al 40% de las redes de acueducto evaluadas, las cuales se caracterizan por presentar valores bajos de vulnerabilidad y medios para la amenaza, los tramos de acueducto con este riesgo se ubican principalmente al oriente del polígono.

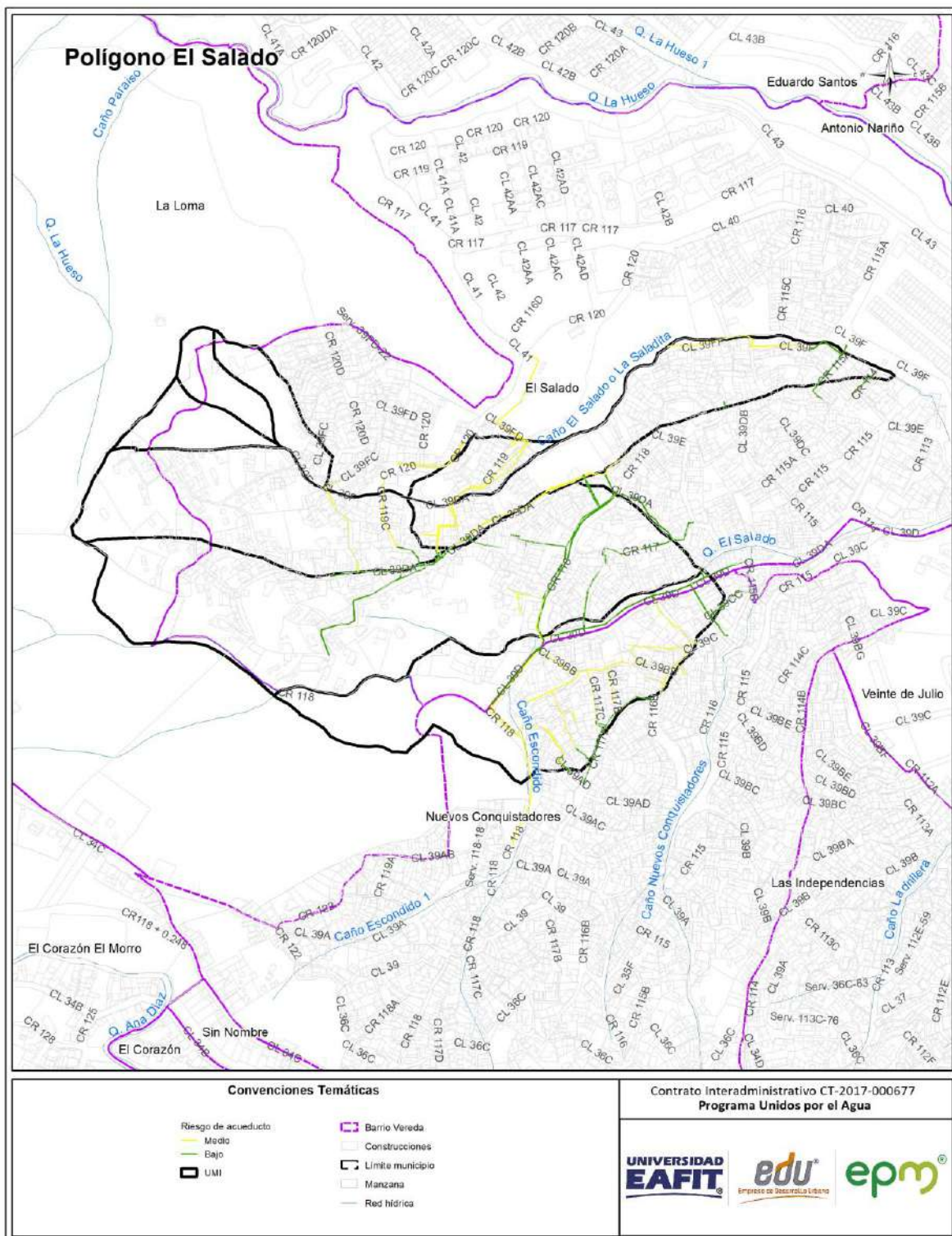


Figura 117. Distribución espacial del riesgo de la línea vital acueducto por movimiento en masa, identificada en el polígono El Salado.

11.1.1.5 Análisis de riesgo de línea vital - alcantarillado

En el polígono El Salado, se evidencia un nivel de riesgo medio para la red de alcantarillado, correspondiente al 73% caracterizado por presentar valores bajos de vulnerabilidad y altos para la amenaza, los tramos de alcantarillado con este riesgo se ubican al suroriente y norte del polígono (Figura 118).

El riesgo bajo, correspondiente al 27% de las redes de alcantarillado evaluadas, las cuales se caracterizan por presentar valores bajos de vulnerabilidad y medios para la amenaza, los tramos de alcantarillado con este riesgo se ubican al oriente del polígono.

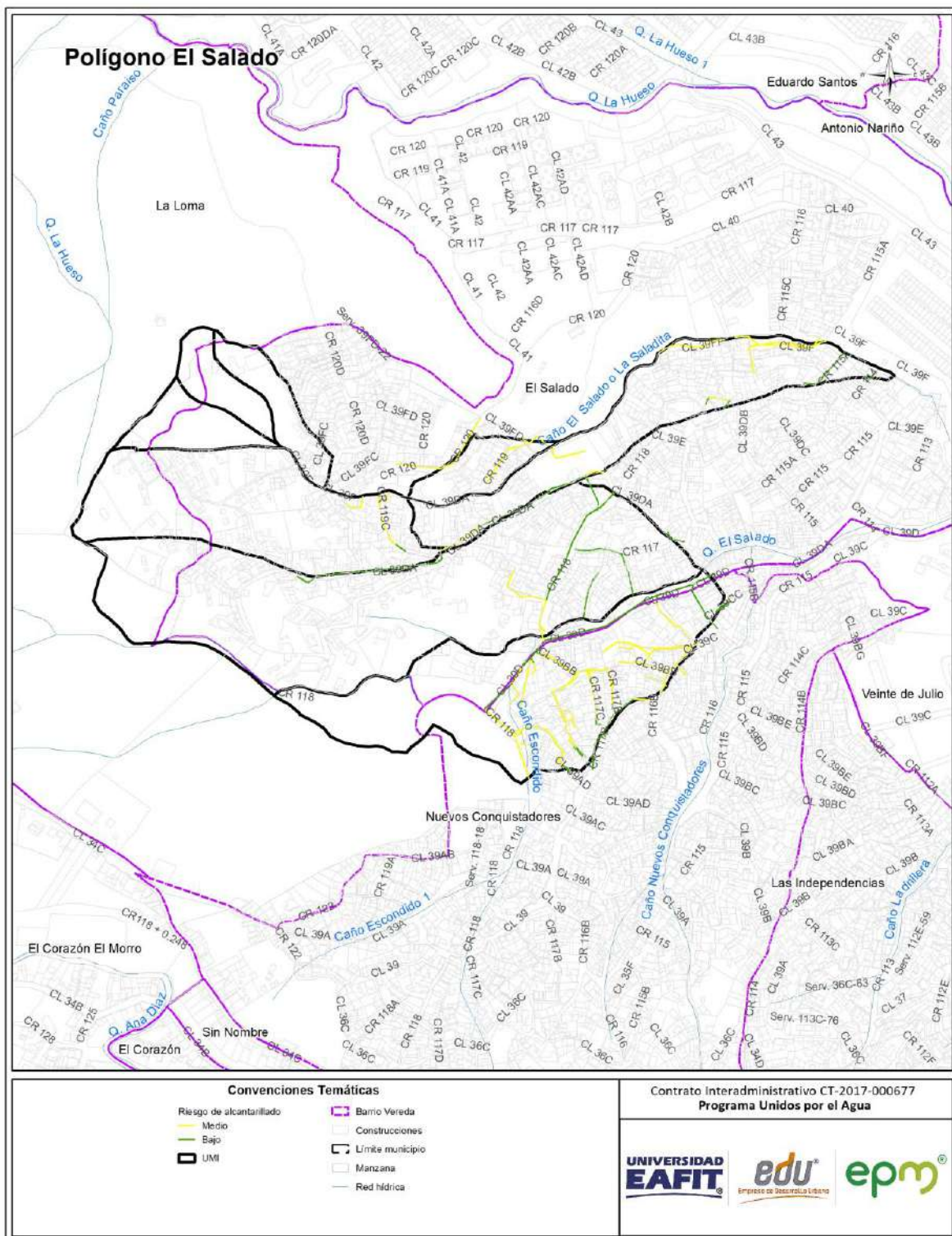


Figura 118. Distribución espacial del riesgo de la línea vital alcantarillado por movimiento en masa, identificada en el polígono El Salado.

11.1.1.6 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 3,46 de acuerdo al análisis demográfico realizado por la EDU y suministrado a la universidad EAFIT.

El anterior análisis arroja que para el polígono El Salado hay un número estimado de 7024 personas en riesgo alto por movimientos en masa.

11.1.2 Riesgo por polígono

Teniendo en cuenta la zonificación de amenazas obtenidas, al igual que la profundidad y velocidad de los procesos morfodinámicos probables a generarse, se establece que para el polígono El Salado se obtienen zonas de riesgo alto, medio y bajo, como se describen teniendo en cuenta la siguiente tabla de decisión (Tabla 44 y Figura 119).

Tabla 44. 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

Riesgo alto no mitigable: Según el Decreto 1626 de 2015 corresponde a aquellas áreas de alto riesgo donde la implementación de medidas de mitigación estructural resulta de mayor complejidad y costo técnico- económico que llevar a cabo el reasentamiento de la población y equipamiento urbano respectivo.

Dentro de esta categoría está ubicada el área de amenaza alta asociada a la vertiente occidental del polígono, hacia los nacimientos del caño El Salado y parte alta de la quebrada El Salado, el patrón de vivienda y red de senderos que caracteriza esta zona es disperso. A partir de los análisis de estabilidad se establece que los movimientos en masa exhiben una probabilidad alta de ocurrencia, caracterizados por ser rápidos y de profundidades moderadas a altas, por lo que se clasifican como de riesgo alto. Se destaca que debido al análisis costo – beneficio en relación a las obras propuestas en el presente estudio para garantizar la estabilidad para la permanencia de los elementos expuestos allí localizados, se define como de alto riesgo no mitigable.

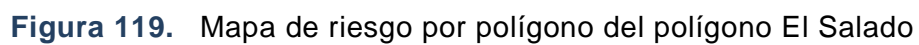
Riesgo alto mitigable: es definido por el Decreto 1626 de 2015 como aquellas áreas en las cuáles el fenómeno es controlable a través de la implementación de obras de mitigación y/o protección (medidas estructurales y/o no estructurales) cuyas consecuencias de tipo económico, ambiental, financiero y social traen consigo un costo razonable y no se hace necesario el reasentamiento de la población.

Dentro de esta categoría se incluyen cuatro sectores, el primero está ubicado aproximadamente al norte de la calle 39DA, entre carreras 115 y 120; el segundo y de mayor área se localiza al sur y occidente del polígono; las otras dos áreas se ubican de forma irregular hacia la zona central del área de estudio, sobre la margen izquierda de la quebrada El Salado. A partir de los análisis de estabilidad se establece que los movimientos en masa tienen una probabilidad alta de ocurrencia, y exhiben profundidades de moderadas a altas y velocidad alta, por lo que se clasifican como de riesgo alto. Se destaca que debido a que las obras propuestas en el presente estudio garantizan la estabilidad y la permanencia de los elementos expuestos allí localizados se define como de alto riesgo mitigable.

Riesgo Medio: es definido por el Decreto 1626 de 2015 aquellas zonas 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.

Como zona de riesgo medio se ubica de forma irregular en la zona central del polígono, comprendida en el área entre las calles 39D y 39DA y carreras 117 y 119C, de igual forma se identifican dos sectores de menor área, el primero ubicado al sur en inmediaciones de las carreras 117B con calle 39DA y el segundo al noreste hacia la carrera 118 con calle 39AD. A partir de los análisis de estabilidad se establece que los movimientos en masa tienen una probabilidad media de ocurrencia, exhibiendo profundidades de moderadas a altas y velocidad alta, Igualmente, las obras propuestas mejoran la estabilidad de la zona, disminuyendo los niveles de riesgo.

Riesgo Bajo: Corresponde a aquellas áreas donde sólo se requieren medidas mínimas de prevención y/o de control de amenaza y vulnerabilidad (Decreto 1626 de 2015). Las zonas de riesgo bajo, coinciden con las identificadas como de amenaza baja y ocupadas con viviendas. En el área del polígono corresponde a un pequeño sector donde se ubica la iglesia San José del Mirador. Se destaca que debido a que la probabilidad de ocurrencia de movimientos en masa es baja, la vulnerabilidad es poco representativa por lo que el nivel de riesgo se determina en este nivel.



Adicionalmente, las categorías del riesgo definidas en este informe, pueden 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 y mal manejo de aguas lluvias y residuales.

Así mismo, una vez se ejecuten las obras propuestas, el grado de riesgo en categorías alto y medio, disminuyen a riesgo bajo, es por esto que se deben atender las recomendaciones que se presentan en el siguiente capítulo.

12. 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 y las condiciones hidráulicas 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 120):

- **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 incluye la zona definida como de amenaza baja por movimientos en masa, en condiciones estáticas, y que en el análisis de runout no se obtiene probabilidad de verse afectada por la acumulación de materiales asociados a la ocurrencia de movimientos en masa en la zona aledaña. En esta categoría se identifica en una pequeña área al noroccidente del polígono de estudio, en el sector donde se ubica la iglesia San José del Mirador, caracterizada por ser una zona de pendientes muy suaves y sin evidencia de procesos morfodinámicos.

Estas zonas se caracterizan por presentar suaves en una zona urbanizada, conformadas por materiales asociados al saprolito del Stock de Altavista.

- **Zonas Aptas con Restricciones Moderadas:** Corresponden a zonas estables dentro del predio de interés; sin embargo, su 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 de incluyen las zonas catalogadas en la zonificación de amenaza total, como de amenaza media por movimientos en masa. Se ubica de forma irregular en la zona central del área de estudio, sobre las vertientes de la quebrada y el caño El Salado, caracterizada por pendientes en el rango de abrupta y muy abrupta, en materiales relacionados directamente al saprolito del stock de Altavista y se encuentra totalmente intervenida por la actividad urbanística.

- **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 de incluyen las zonas catalogadas en la zonificación de amenaza total, como de amenaza alta por movimientos en masa. Se encuentra distribuida de forma irregular por todo el polígono de estudio, donde se destacan las áreas correspondientes a las dos laderas de las márgenes derechas del caño y la quebrada El Salado, dos sectores de forma irregular localizados sobre la sección media del polígono, en la vertiente izquierda de la quebrada El Salado y sectores de menor área sobre la ladera occidental del polígono. La zona se caracteriza por pendientes en el rango de abrupta y muy abrupta, en materiales relacionados directamente al saprolito del stock de Altavista y se encuentra medianamente intervenida por la actividad antrópica

- **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).

Esta categoría corresponde a las áreas definidas como suelo de protección en el acuerdo 48 de 2015. Se encuentra distribuida por todo el polígono, la mayor representación corresponde a la ladera occidental del polígono donde confluyen varias áreas de protección y conservación ambiental entre las que se identifican: áreas de riesgo no mitigables, áreas de protección para la producción, red de conectividad ecológica, y los retiros de las quebradas El Salado y caño El Salado, estos últimos tienen una dirección preferencial W-E.

Se caracterizan geológicamente por el saprolito del Stock de Altavista, pendientes en los rangos de abrupta a muy abrupta, la zona periférica occidental presenta poca intervención antrópica a diferencia de la sección media y retiros de quebrada que presenta una alta intervención.

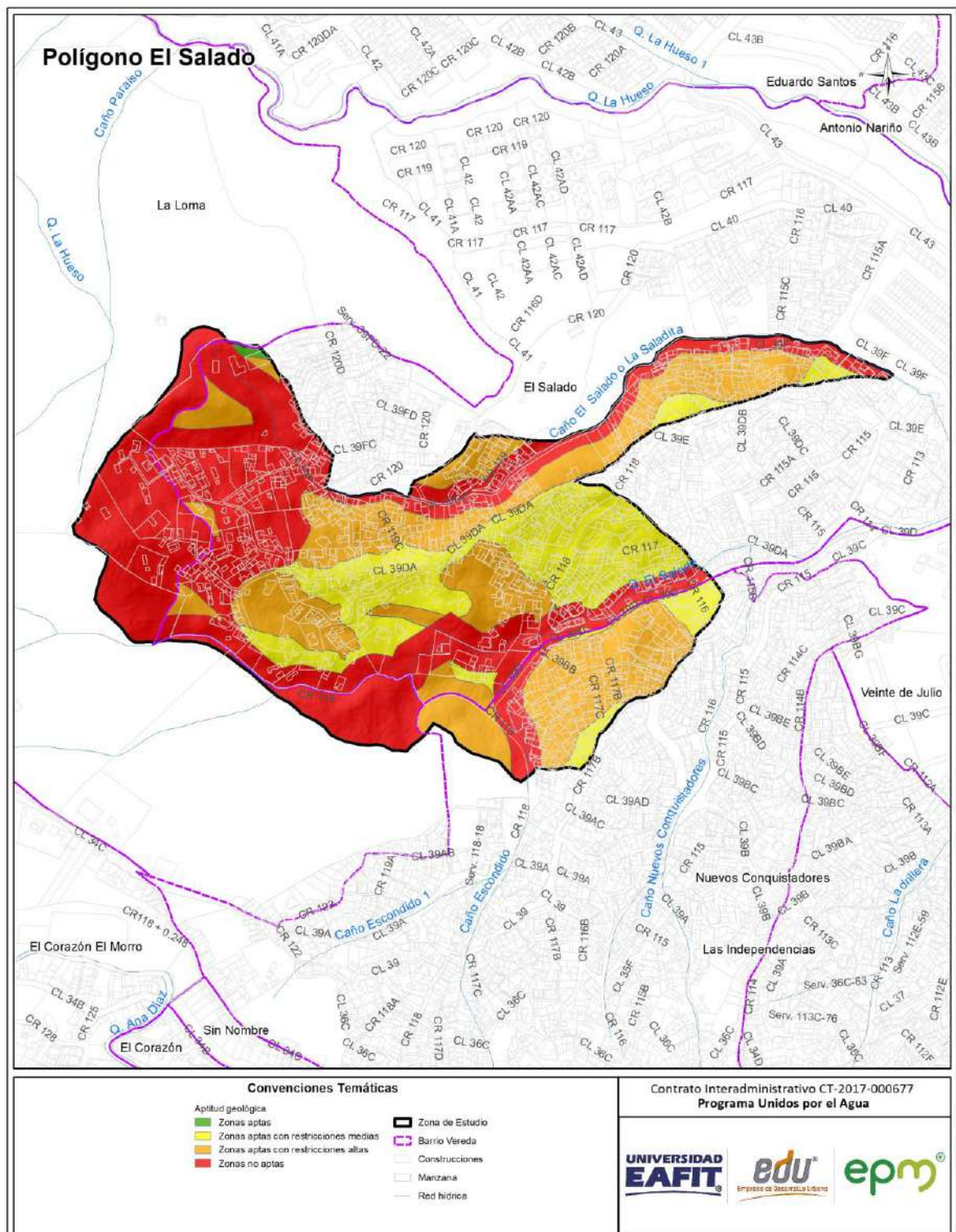


Figura 120. Mapa de Aptitud geológica para el polígono El Salado

13. RECOMENDACIONES

Las condiciones topográficas y la ocupación de las áreas evaluadas con viviendas o infraestructura, se constituyen en factores determinantes en la definición de propuestas para el mejoramiento de la estabilidad del polígono El Salado, dado que su implementación podría generar modificaciones sustanciales en estos aspectos que implican altos costos económicos y sociales.

Las recomendaciones que se presentan a continuación tienen como objetivo disminuir los niveles de riesgo identificados en el polígono en estudio, las cuales corresponden a medidas principalmente de tipo estructural que incluyen obras de ingeniería que buscan la estabilización de las laderas comprometidas, así como obras complementarias que se deben adelantar en todo el polígono de interés, por lo que para garantizar la estabilidad de la zona y el cambio en las restricciones establecidas se requiere de una intervención de tipo integral en donde se ejecuten de forma conjunta los planteamientos aquí establecidos.

13.1 RECOMENDACIONES GEOTÉCNICAS

Para el polígono El Salado se han planteado como alternativas para el mejoramiento de la estabilidad la implementación de estructuras de contención ancladas, pantallas de contención tipo pilas pre-excavadas amarradas con una viga cabecal y micropilotes. Las primeras consisten en sistemas de estabilización donde se utilizan anclajes 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 de cada uno de los perfiles que se tuvieron en cuenta en las evaluaciones de la condición actual, pero ahora bajo la consideración de que se incluirán las obras o propuestas de mejoramiento de la estabilidad para cada uno de dichos sectores.

Para los perfiles 3, 4 y 5 se realizó el diseño geotécnico de las obras, esto para reafirmar la condición de zona de riesgo no mitigable, ya que con el criterio costo – beneficio estas obras no es viable realizarlas, debido a su gran envergadura.

13.1.1 Análisis de estabilidad condición proyectada

Perfil 1: Para el perfil 1 el análisis de estabilidad en la situación actual arrojó un factor de seguridad de 1.03 y 0.76 para la condición estática y pseudoestática respectivamente, con lo cual se justifica la necesidad de implementar obras de mejoramiento de la estabilidad de la ladera.

Bajo la consideración anterior, se recomendó la construcción de un sistema de contención compuesto por micropilotes. El arreglo comprende la construcción de pares de micropilotes los cuales estarán unidos a una viga cabezal, un micropilote vertical y el otro inclinado 15° con respecto a la horizontal (el micropilote inclinado trabaja como un anclaje atendiendo las cortantes generadas por el círculo de falla) cada par de micropilotes separados 60 cm con el par de micropilotes siguiente. El diámetro de la perforación será de 0.15 metros y los micropilotes serán inyectados con lechada de cemento a presión por el método IRS (presiones de 120 PSI). La longitud de la contención es de 72 metros.

El factor de seguridad para la condición estática es $FS=1.7$ con obra proyectada. A continuación, se presenta el análisis de estabilidad con obra proyectada (Figura 121):

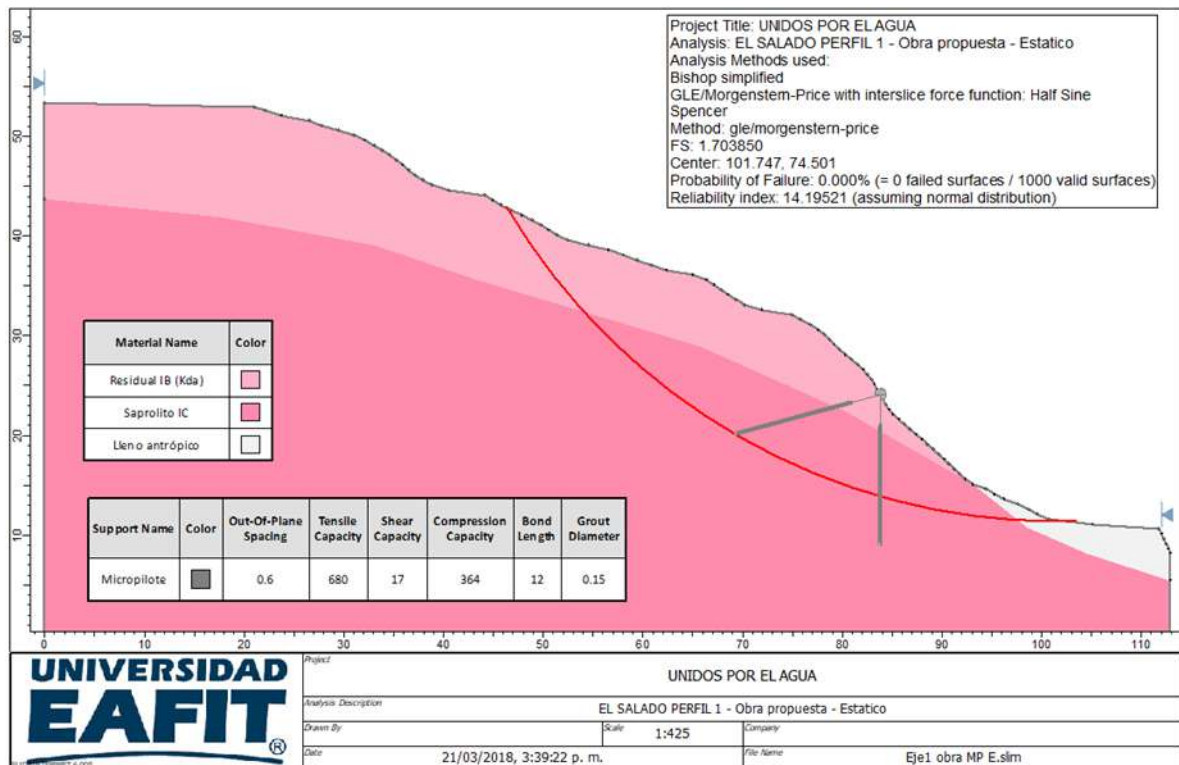


Figura 121. Análisis estabilidad perfil 1 Alternativa recomendada, condición estática.

Para el análisis seudoestático se obtuvo un factor de seguridad medio de 1.15. Estos valores son superiores a lo recomendado por la NSR 10 por lo tanto la obra garantiza estabilidad (Figura 122).

Para garantizar el funcionamiento de la obra anterior es necesario implementar sistema de alcantarillado y manejo adecuado de aguas superficiales.

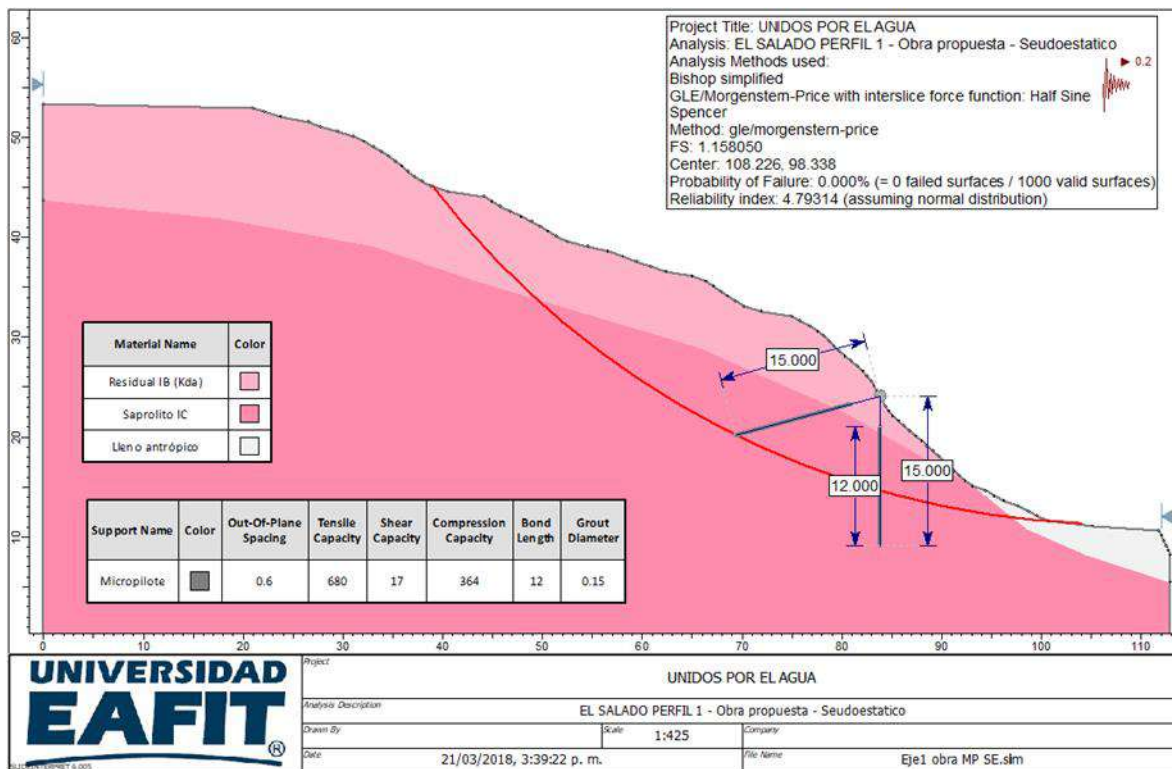


Figura 122. Análisis estabilidad perfil 1 Alternativa recomendada, condición seudoestática

Perfil 2: Se recomienda para el perfil 2 una contención de 90 metros de longitud compuesta por pilas de 18 metros de longitud, diámetro 1.2 metros y separadas centro a centro 3.6 metros, las pilas deben ir unidas a una viga cabezal. Además una fila de subdrenes entre pilas los cuales deberán tener un diámetro de 2" y 25 metros de longitud.

Para garantizar el funcionamiento del sistema anterior es necesario contar con sistema de alcantarillado en el sector.

Los factores de seguridad obtenidos son $FS=1.68$ y $FS=1.17$ en condiciones estáticas y seudoestáticas respectivamente lo cual garantiza estabilidad y cumple con la norma NSR 2010. A continuación, se muestran la Figura 123 y Figura 124 con los análisis de estabilidad realizados.

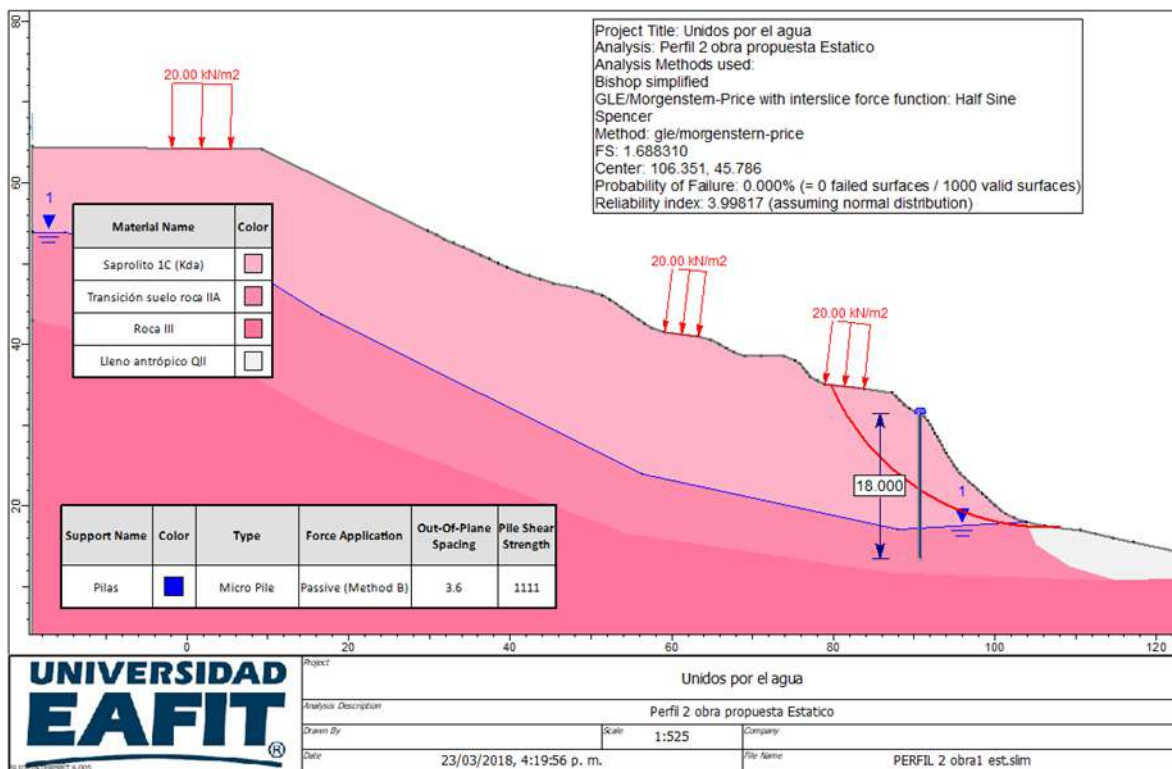


Figura 123. Análisis estabilidad perfil 2. Solución final condición estática.

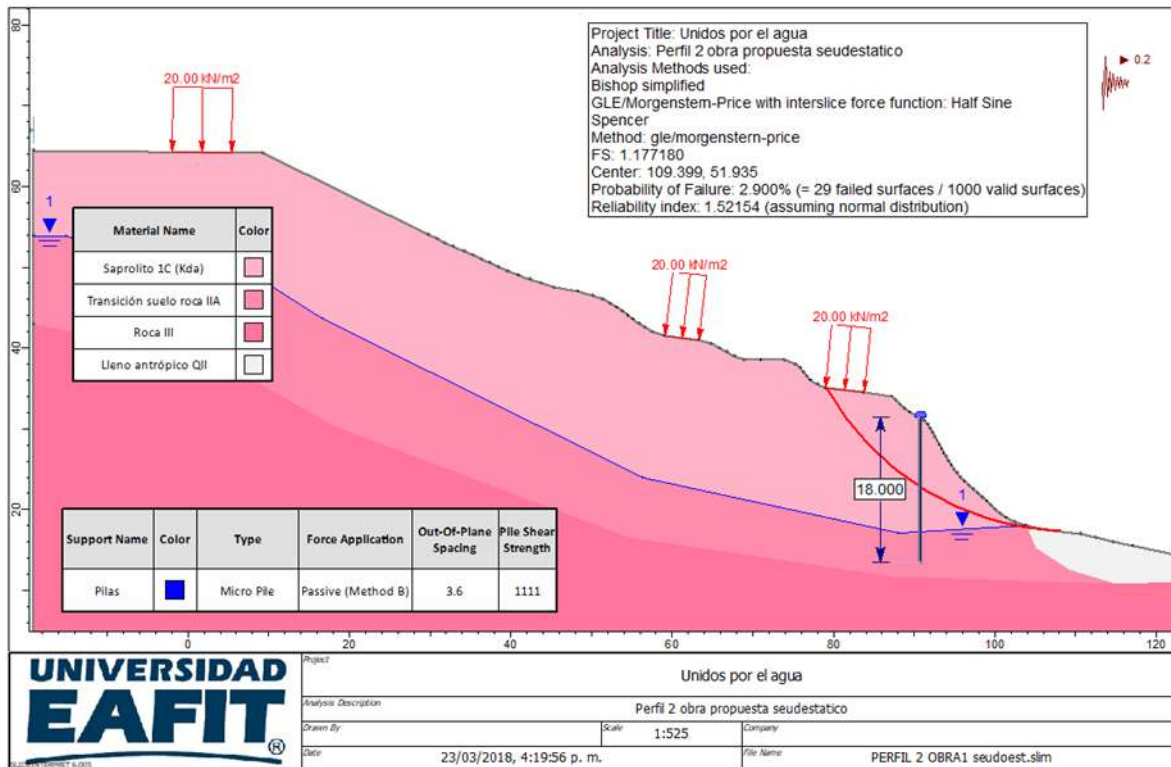


Figura 124. Análisis estabilidad perfil 2. Solución final, condición seudoestática.

El diseño de las pilas se realizó utilizando el software Allpile. Las memorias de cálculo se presentan en el anexo 4 de este informe.

Perfil 3: Para el sector representado por el perfil 3 se recomienda un sistema de anclajes compuesto por 14 filas con longitudes variables (hilera superior 50 metros de longitud, hilera inferior 70 metros) separación de los anclajes 2 metros en la horizontal y 2 metros en la vertical los cuales se ubicarán en tres bolillo. Anclajes 3 torones de 5/8" y tensionados 15 toneladas por cable. La longitud de los anclajes 30 metros de los cuales el bulbo debe tener una longitud de 20 metros.

Para garantizar el funcionamiento del sistema anterior es necesario contar con sistema de alcantarillado en el sector.

Los factores de seguridad obtenidos son $FS=1.59$ y $FS=1.1$ en condiciones estáticas y seudoestáticas respectivamente lo cual garantiza estabilidad y cumple con la norma NSR 2010. A continuación, se muestran la Figura 125 y Figura 126 con los análisis de estabilidad realizados.

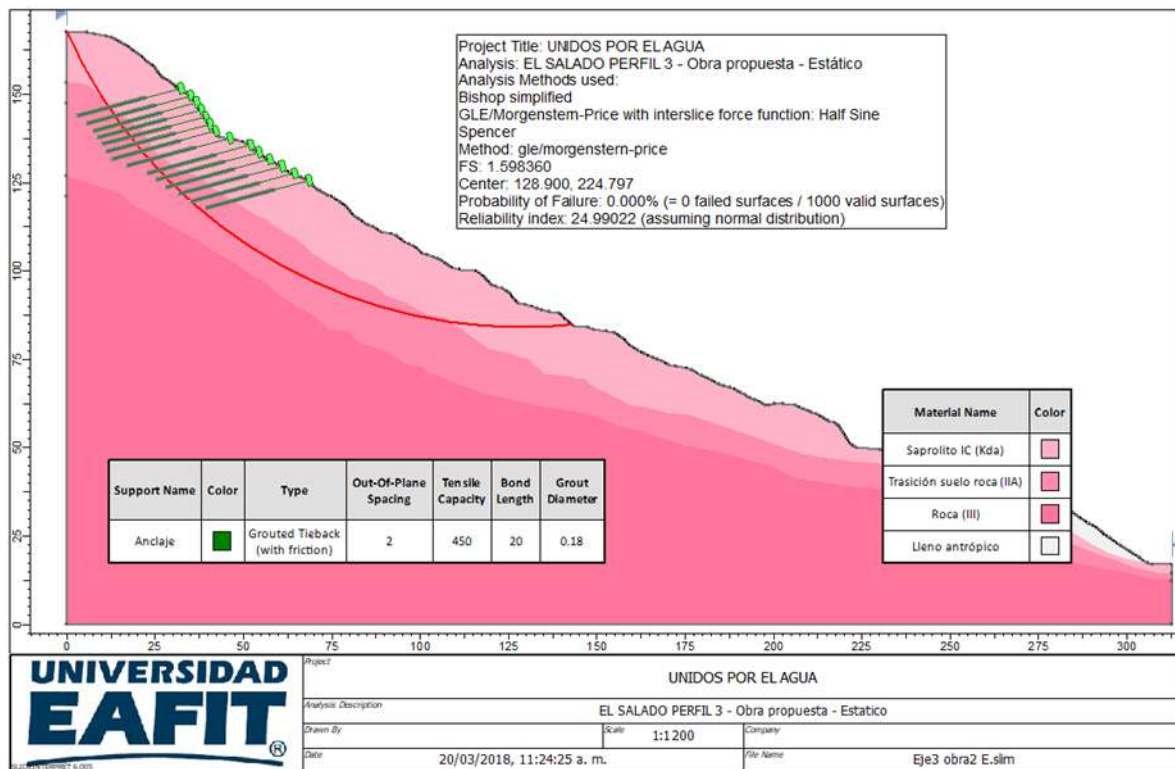


Figura 125. Análisis estabilidad perfil 3. Solución final condición estática.

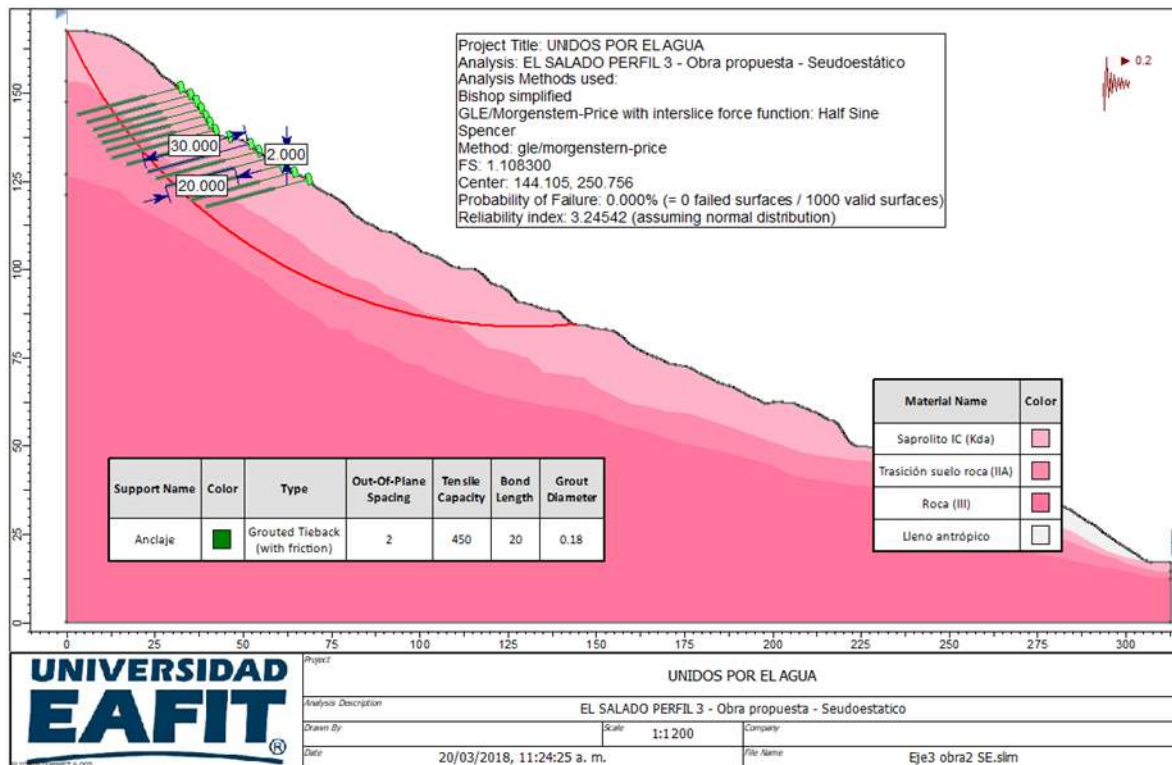


Figura 126. Análisis estabilidad perfil 3. Solución final, condición seudoestática.

Perfil 4: Se recomienda para el perfil 4 una contención de 76 metros de longitud compuesta por pilas de 30 metros de longitud, diámetro 1.2 metros y separadas centro a centro 3.6 metros, las pilas deben ir unidas a una viga cabezal. Además una fila de subdrenes entre pilas los cuales deberán tener un diámetro de 2" y 25 metros de longitud.

Para garantizar el funcionamiento del sistema anterior es necesario contar con sistema de alcantarillado en el sector.

Los factores de seguridad obtenidos son $FS=1.7$ y $FS=1.1$ en condiciones estáticas y seudoestáticas respectivamente lo cual garantiza estabilidad y cumple con la norma NSR 2010. A continuación se muestran la Figura 127y Figura 128 con los análisis de estabilidad realizados.

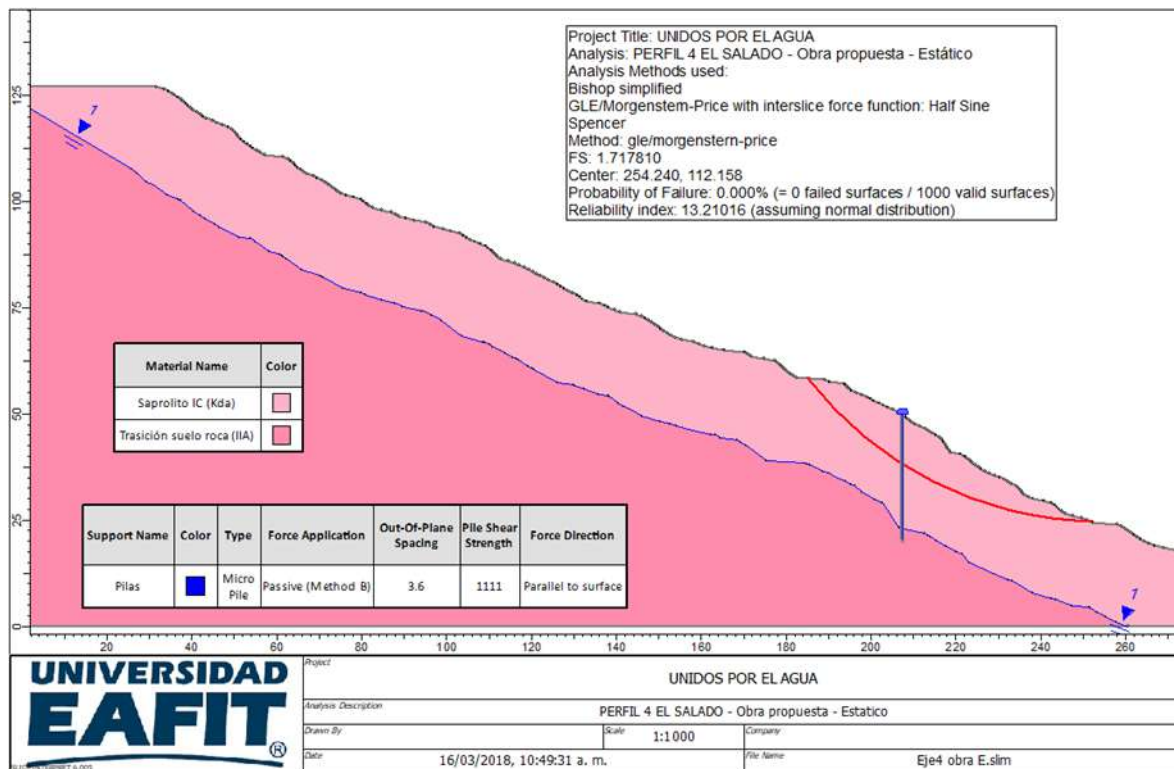


Figura 127. Análisis estabilidad perfil 4. Solución final condición estática.

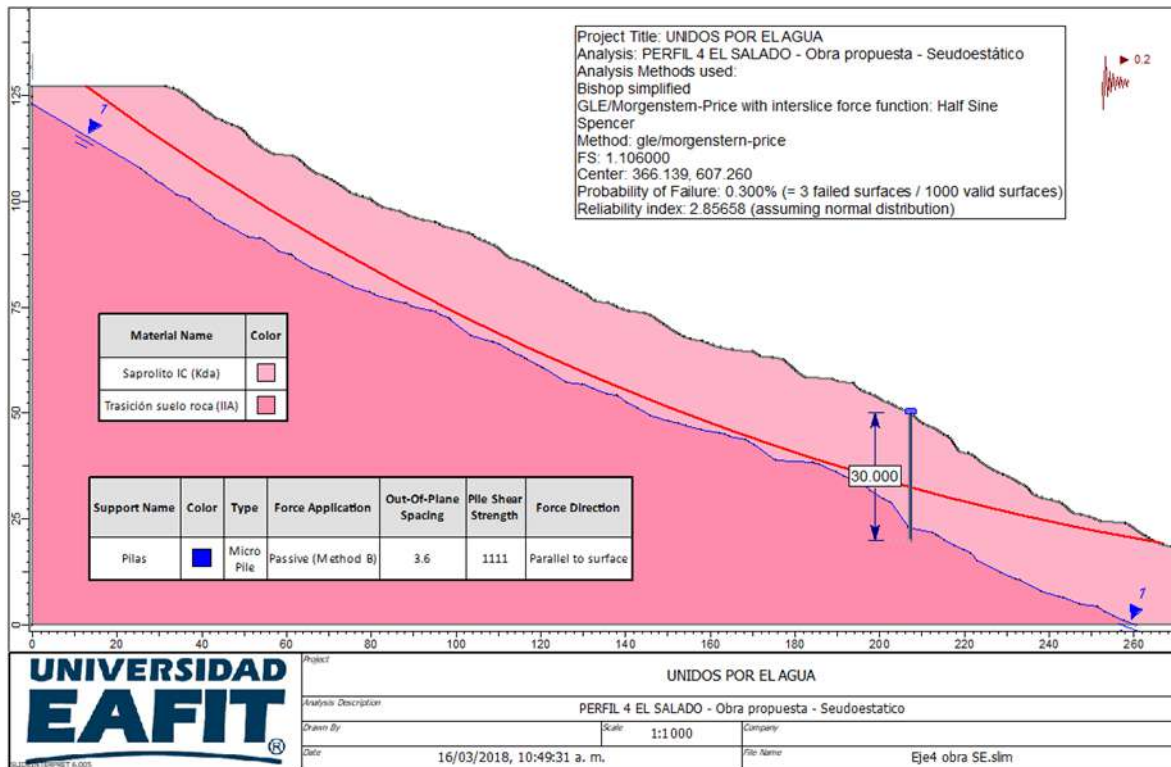


Figura 128. Análisis estabilidad perfil 4. Solución final, condición seudoestática.

El diseño de las pilas se realizó utilizando el software Allpile. Las memorias de cálculo se presentan en el anexo 4 de este informe.

Perfil 5: Para el sector representado por el perfil 5 se recomienda un sistema de anclajes compuesto por 9 filas con longitudes variables (hilera superior 60 metros de longitud, hilera inferior 34 metros) separación de los anclajes 2 metros en la horizontal y 2 metros en la vertical los cuales se ubicarán en tres bolillo. Anclajes 3 torones de 5/8" y tensionados 15 toneladas por cable. La longitud de los anclajes 30 metros de los cuales el bulbo debe tener una longitud de 20 metros.

Para garantizar el funcionamiento del sistema anterior es necesario contar con sistema de alcantarillado en el sector.

Los factores de seguridad obtenidos son $FS=1.59$ y $FS=1.11$ en condiciones estáticas y seudoestáticas respectivamente lo cual garantiza estabilidad y cumple con la norma NSR 2010. A continuación se muestran la Figura 129 y Figura 130 con los análisis de estabilidad realizados.

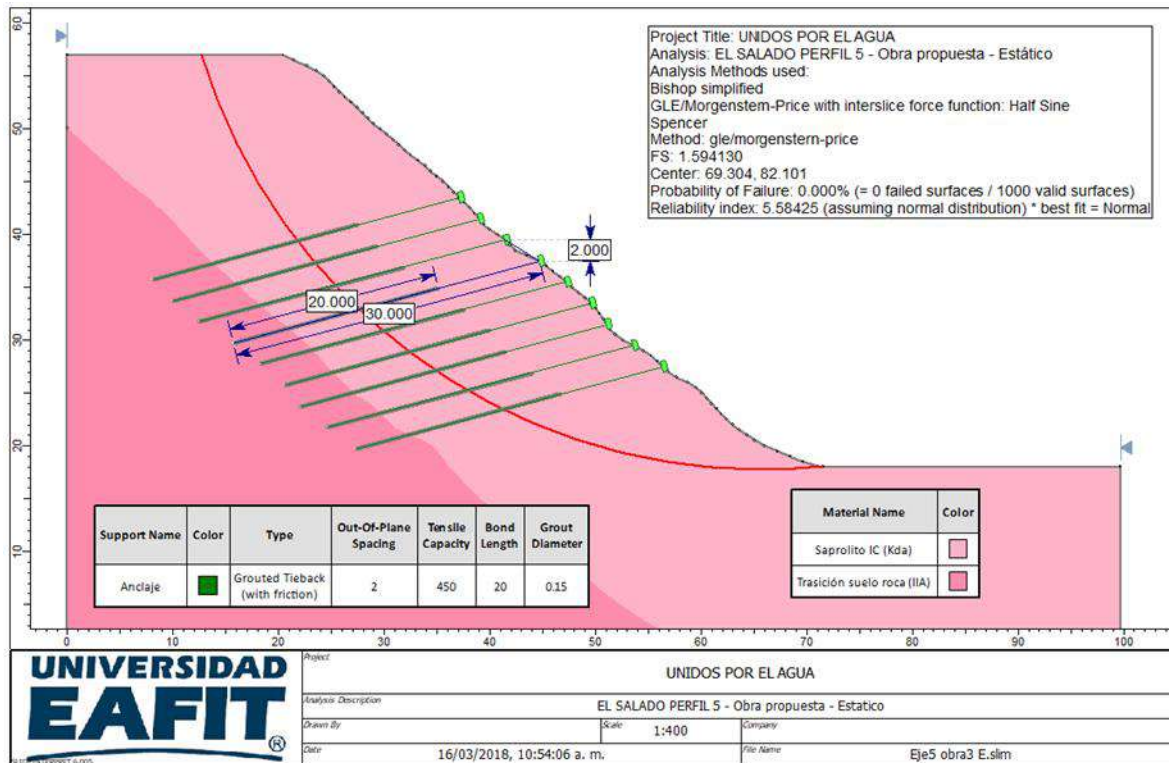


Figura 129. Análisis estabilidad perfil 5. Solución final condición estática.

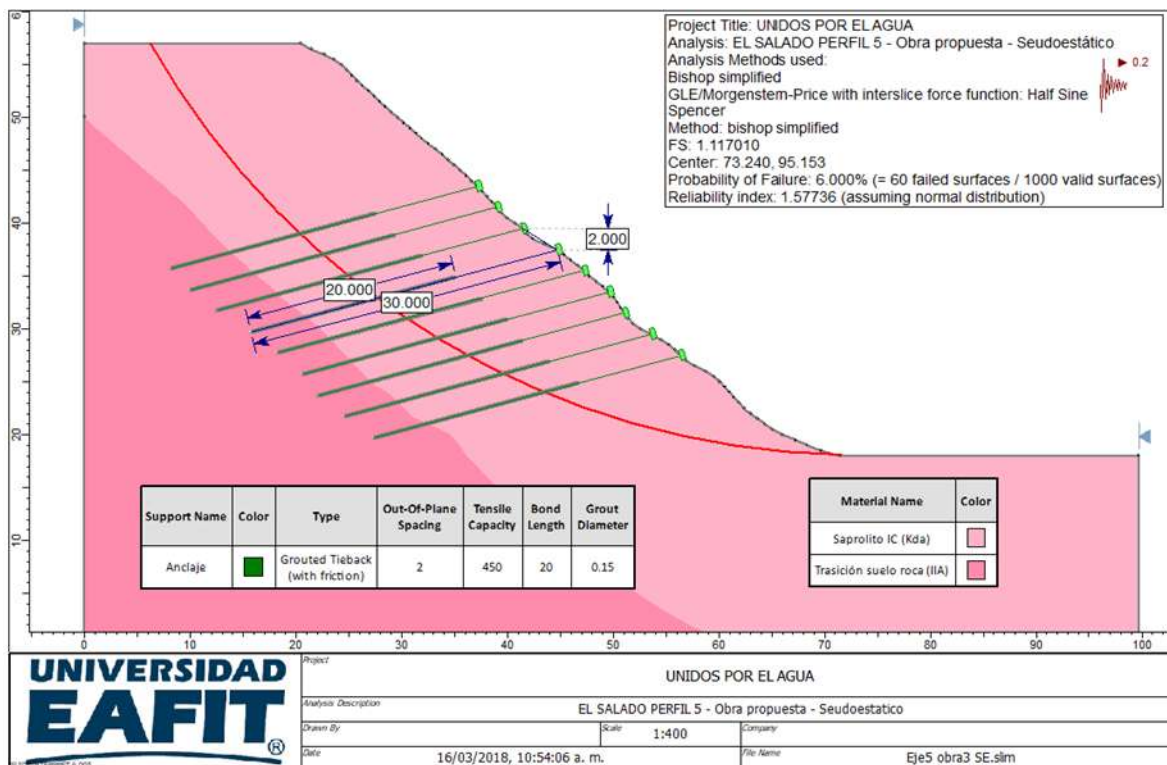


Figura 130. Análisis estabilidad perfil 5. Solución final, condición seudoestática.

Perfil 6 margen izquierda: Se recomienda para el perfil 6 una contención de 76 metros de longitud compuesta por pilas de 15 metros de longitud, diámetro 1.2 metros y separadas centro a centro 3.6 metros, las pilas deben ir unidas a una viga cabezal. Además una fila de subdrenes entre pilas los cuales deberán tener un diámetro de 2" y 25 metros de longitud.

Para garantizar el funcionamiento del sistema anterior es necesario contar con sistema de alcantarillado en el sector.

Los factores de seguridad obtenidos son $FS=1.63$ y $FS=1.13$ en condiciones estáticas y seudoestáticas respectivamente lo cual garantiza estabilidad y cumple con la norma NSR 2010. A continuación se muestran la Figura 131 y Figura 132 con los análisis de estabilidad realizados.

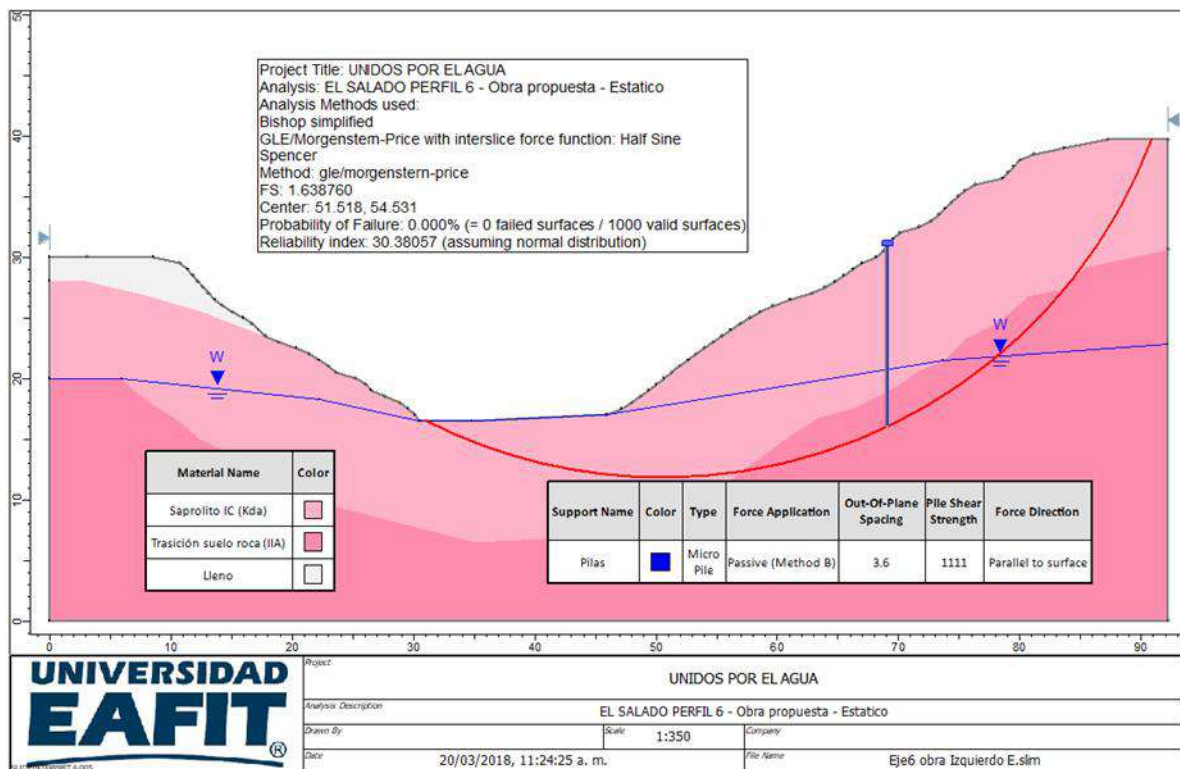


Figura 131. Análisis estabilidad perfil 6 margen izquierda. Solución final condición estática.

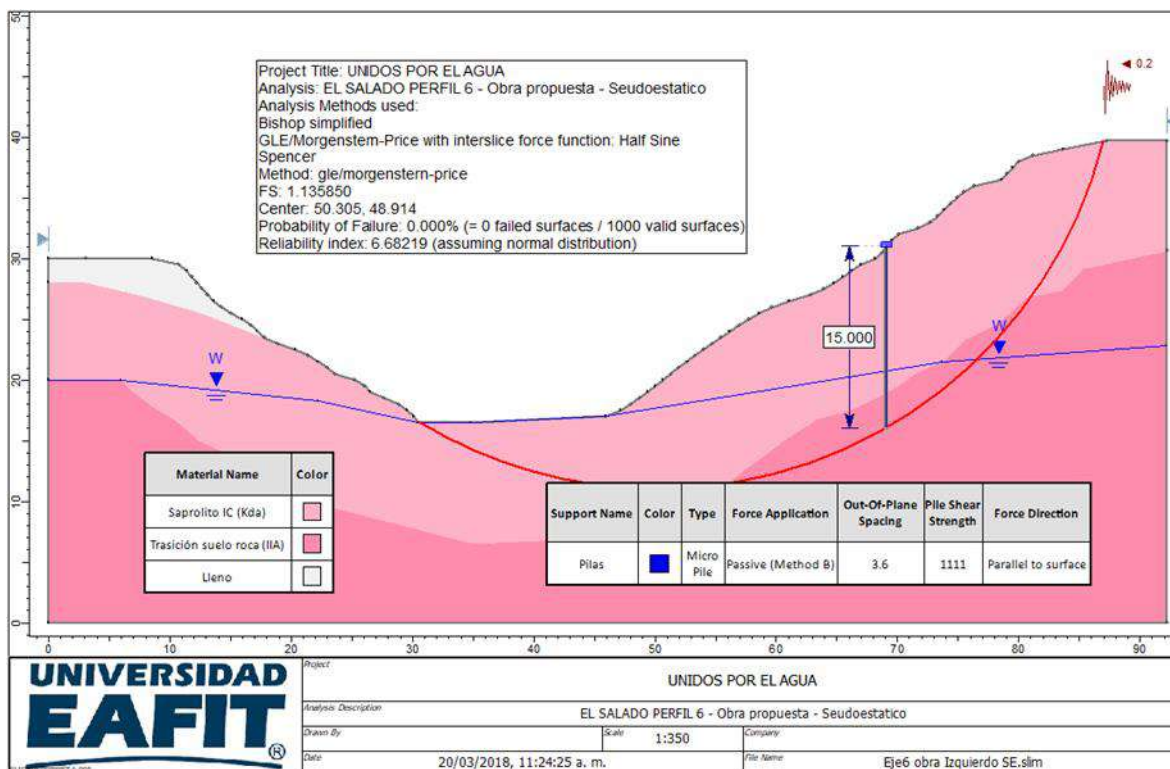


Figura 132. Análisis estabilidad perfil 6 margen izquierda. Solución final, condición seudoestática.

El diseño de las pilas se realizó utilizando el software Allpile. Las memorias de cálculo se presentan en el anexo 4 de este informe.

Perfil 6 margen derecha: Se recomienda para el perfil 6 margen derecha un muro de contención de 50 metros de longitud. El muro con 2.5 metros de altura cimentado en pilas de 7.5 metros de longitud, diámetro 1.2 metros y separadas centro a centro 3.6 metros, las pilas deben ir unidas a una viga cabezal. Además una fila de subdrenes entre pilas los cuales deberán tener un diámetro de 2" y 25 metros de longitud.

Para garantizar el funcionamiento del sistema anterior es necesario contar con sistema de alcantarillado en el sector.

Los factores de seguridad obtenidos son $FS=1.65$ y $FS=1.16$ en condiciones estáticas y seudoestáticas respectivamente lo cual garantiza estabilidad y cumple con la norma NSR 2010. A continuación se muestran la Figura 133 y Figura 134 con los análisis de estabilidad realizados.

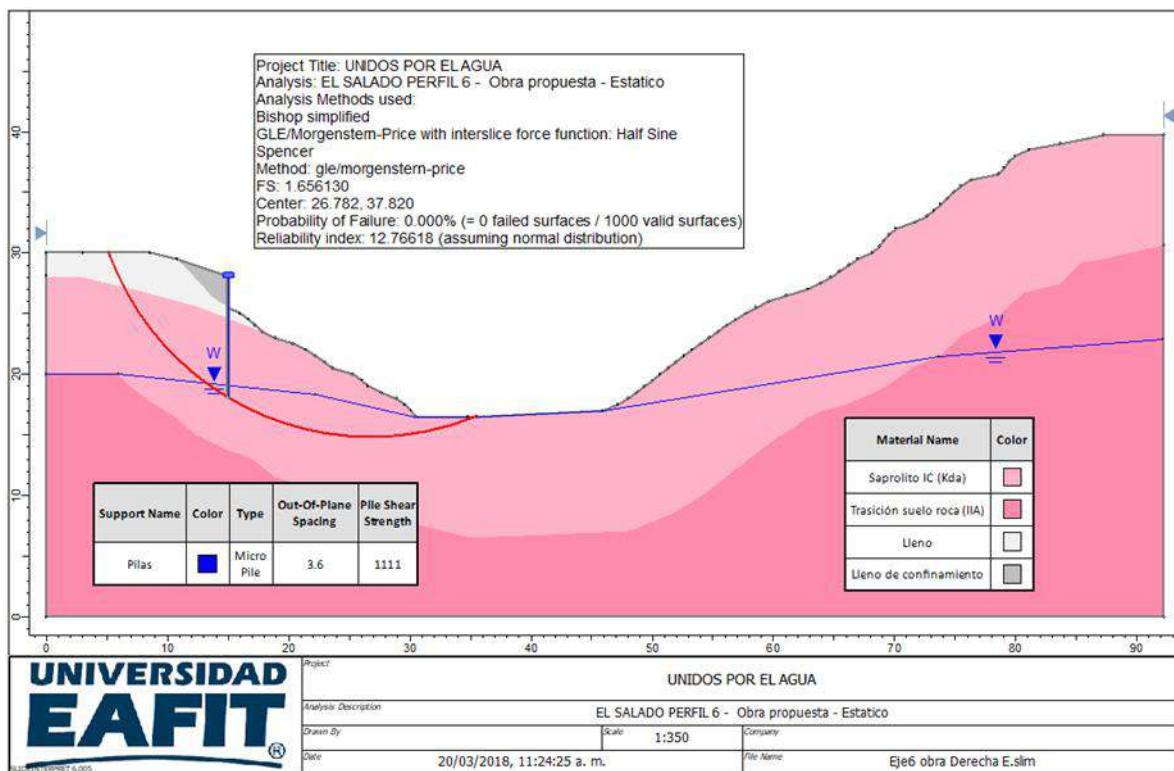


Figura 133. Análisis estabilidad perfil 6 margen derecha. Solución final condición estática.

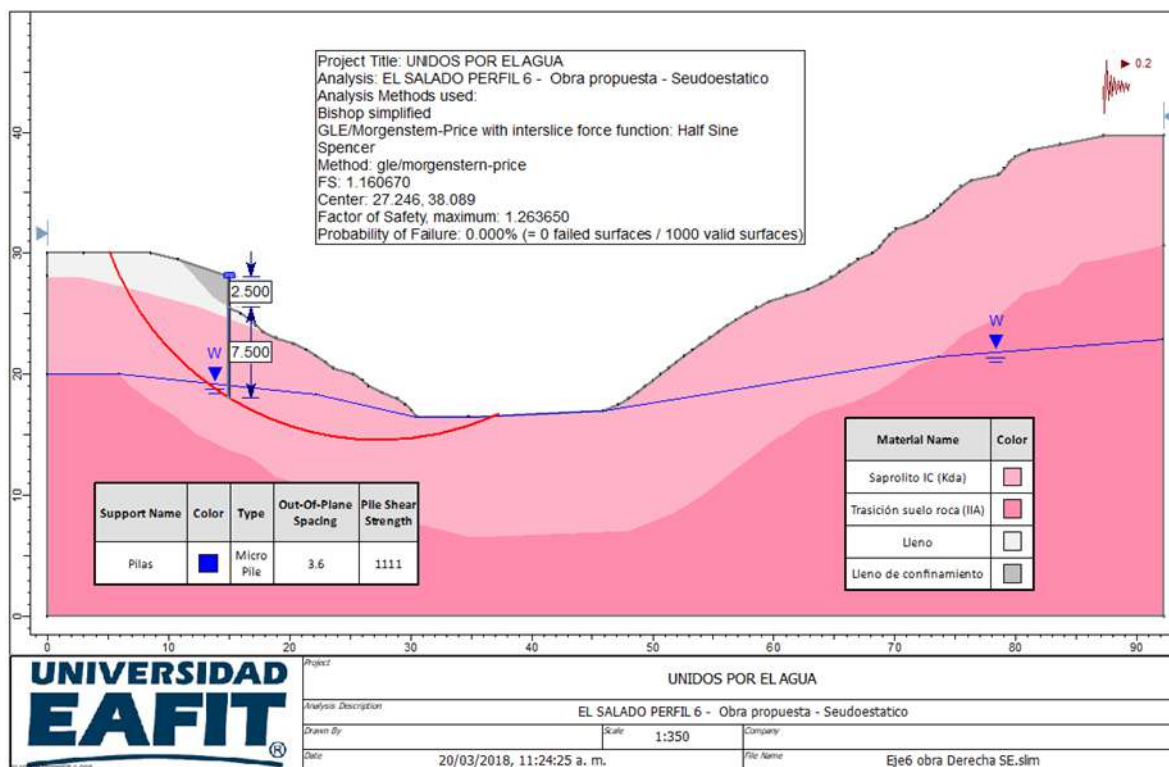


Figura 134. Análisis estabilidad perfil 6 margen derecha. Solución final, condición seudoestática.

El diseño de las pilas se realizó utilizando el software Allpile. Las memorias de cálculo se presentan en el anexo 4 de este informe.

Perfil 7: Se recomienda para el perfil 7 una contención de 115 metros de longitud compuesta por pilas de 15 metros de longitud, diámetro 1.2 metros y separadas centro a centro 3.6 metros, las pilas deben ir unidas a una viga cabezal. Además una fila de subdrenes entre pilas los cuales deberán tener un diámetro de 2" y 25 metros de longitud.

Para garantizar el funcionamiento del sistema anterior es necesario contar con sistema de alcantarillado en el sector.

Los factores de seguridad obtenidos son $FS=1.64$ y $FS=1.14$ en condiciones estáticas y seudoestáticas respectivamente lo cual garantiza estabilidad y cumple con la norma NSR 2010. A continuación se muestran la Figura 135 y Figura 136 con los análisis de estabilidad realizados.

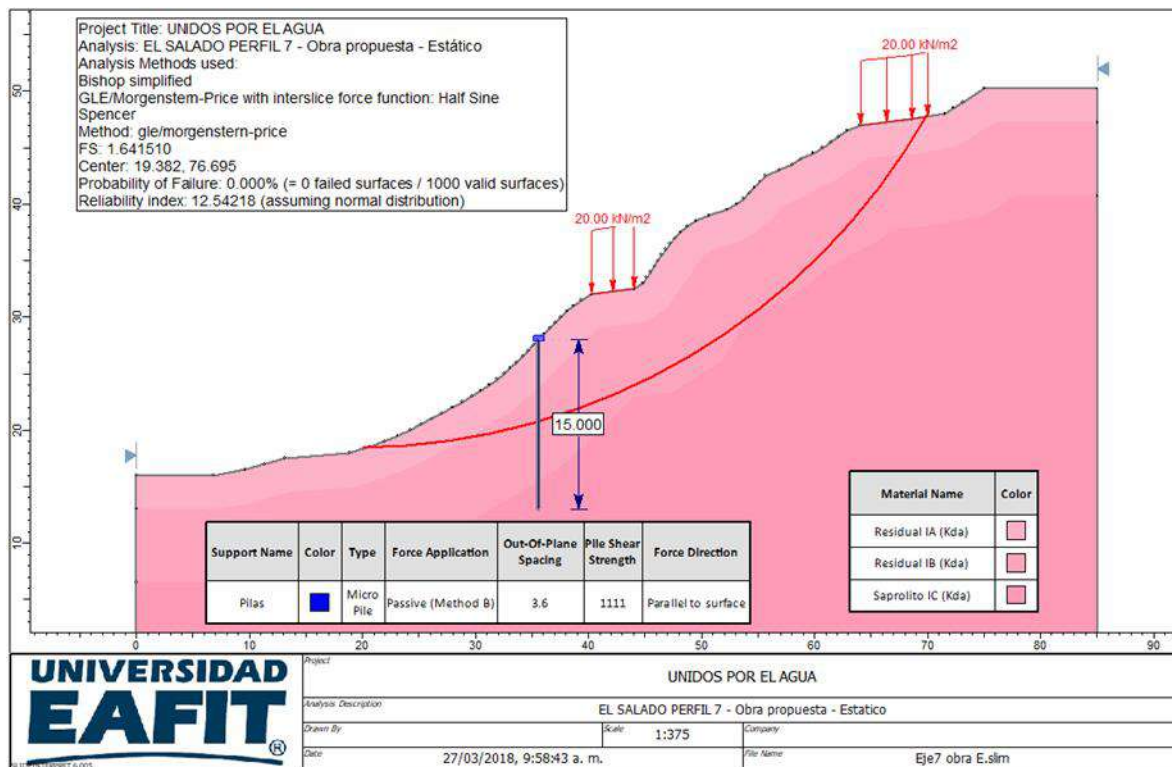


Figura 135. Análisis estabilidad perfil 7. Solución final condición estática.

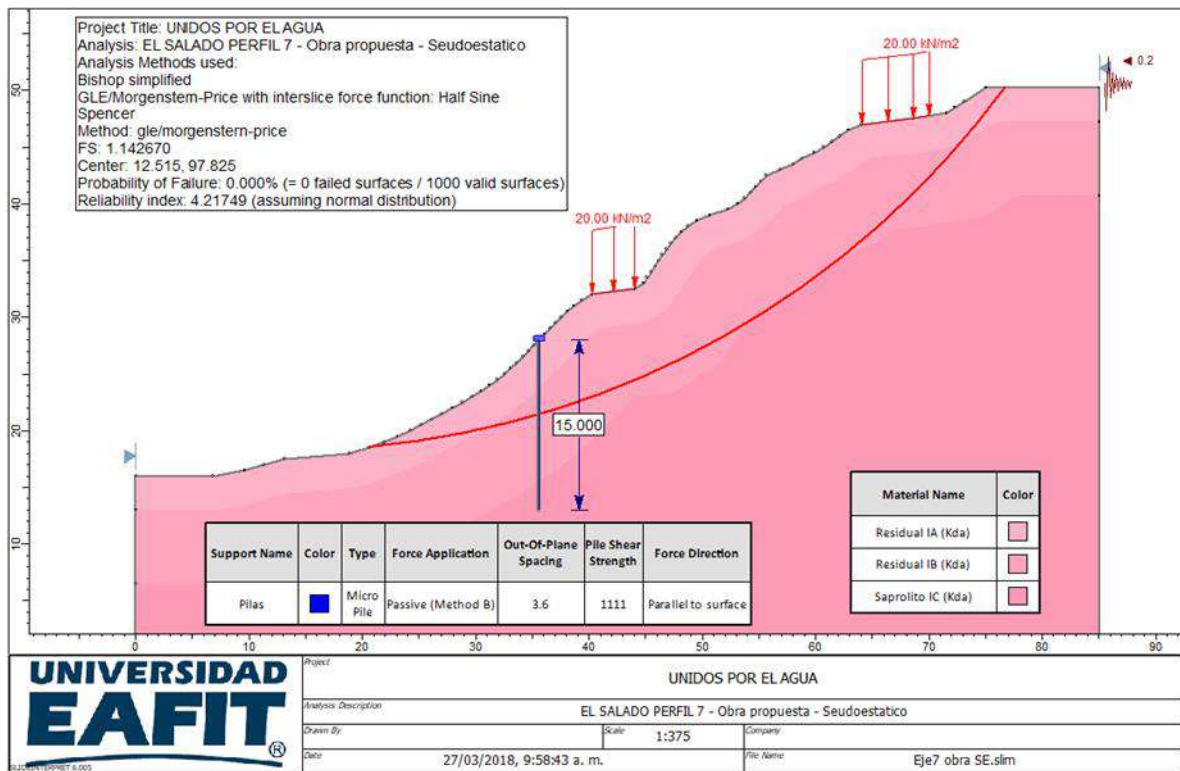


Figura 136. Análisis estabilidad perfil 7. Solución final condición seudoestática.

El diseño de las pilas se realizó utilizando el software Allpile. Las memorias de cálculo se presentan en el anexo 4 de este informe.

13.1.2 Dimensionamiento geotécnico de obras

Para el polígono El Salado circuito El Corazón, se ha recomendado con base en las observaciones de campo y los análisis de estabilidad del sector la implementación de una serie de obras que buscan mantener y mejorar la estabilidad de la zona evaluada. A continuación, se presentan los diseños geotécnicos correspondientes a cada una de las obras (Figura 137):

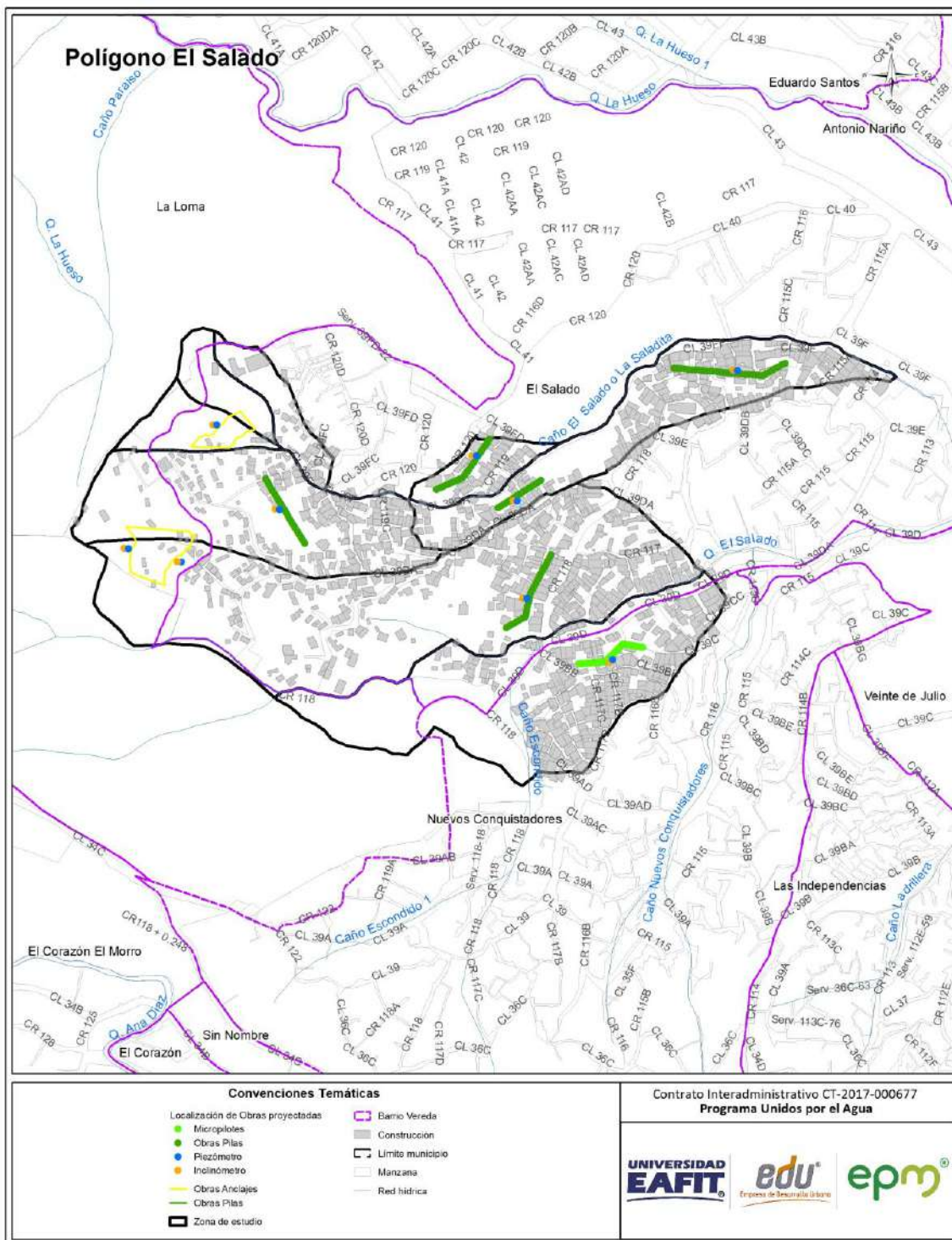


Figura 137 Localización de las obras proyectadas para el polígono El Salado

Pantalla en pilas.

CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA VERTICAL Y ASENTAMIENTOS

Para el análisis de la capacidad de carga vertical y estimación de asentamientos se utilizó el software Allpile de Civiltech fundamentado en los procedimientos descritos en “The Foundations & Earth Structures, Design Manual 7.02”, publicados por el Department of Navy, Naval Facilities Engineering Command.

Para el cálculo del asentamiento de las pilas individuales se utilizan el método semiempíricos propuestos por Vesic (1977)

El asentamiento de una pila está constituido por la suma de tres componentes

S_t =asentamiento total de un pilote

S_s = asentamiento debido a la deformación axial del fuste del pilote

S_p =asentamiento de la base o la punta del pilote

S_{ps} = asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a través del fuste del pilote.

Estas tres componentes se determinan separadamente y se adicionan al mismo tiempo.

$$S_t = S_s + S_p + S_{ps}$$

Utilizando el software All Pile, mencionado anteriormente y considerando un factor de seguridad de 3.0 para la capacidad por punta, 2.0 para la capacidad por fricción y 2.0 para la resistencia al levantamiento, se obtuvieron los siguientes resultados:

Contención en pilas perfil 2.

Tabla 45 Capacidad de carga vertical, resistencia al levantamiento y asentamientos pilas de fundación muro de contención.

Long pila (m)	Diámetro (m)	Espaciamiento (m)	Capacidad carga vertical admisible (Ton)	Asentamiento (cm)
18	1.2	3.6	188	0.038

En la Figura 138 y Figura 139 se presentan la variación de la capacidad de carga vertical y resistencia al levantamiento con la profundidad. Así mismo, se presentan los asentamientos esperados Vs la carga vertical, estimados mediante el software Allpile que utiliza la metodología descrita anteriormente.

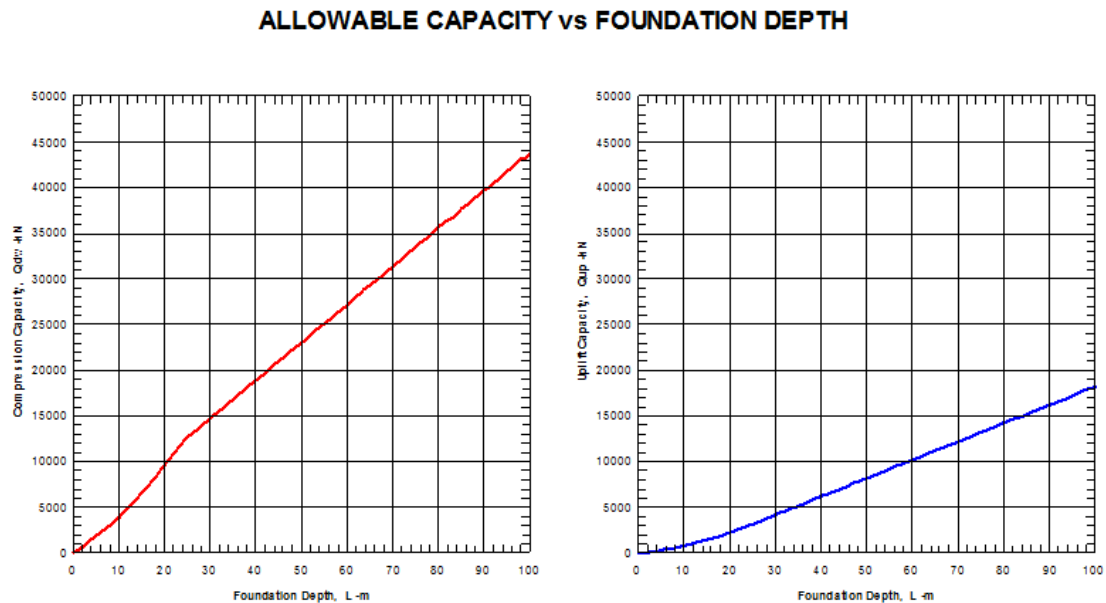


Figura 138. Capacidad de carga vertical y resistencia al levantamiento pilas Perfil 2.

Vertical Load vs. Settlement

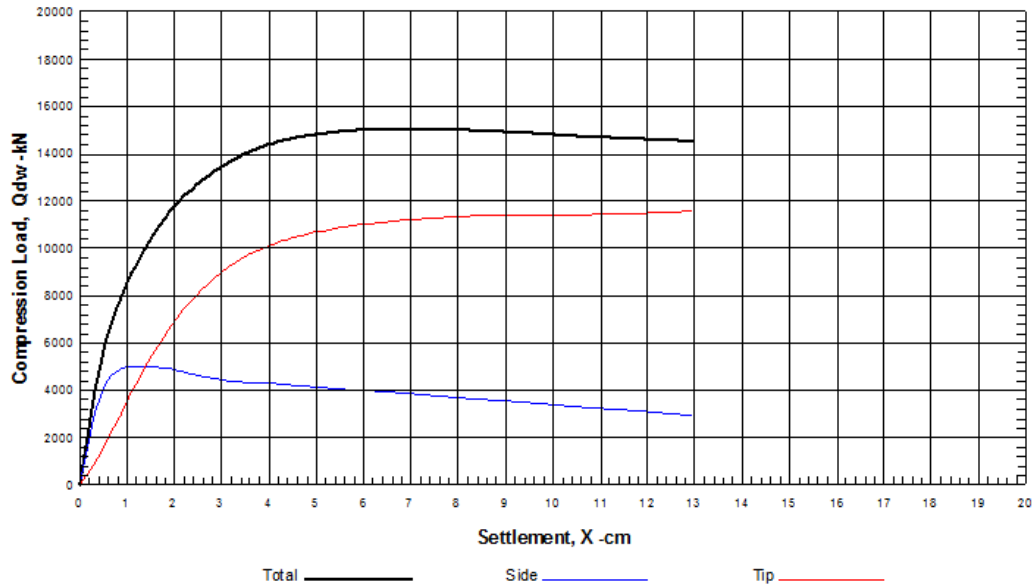


Figura 139. Asentamientos estimados Pilas perfil 2.

Pantalla en pilas perfil 4.

Tabla 46 Capacidad de carga vertical y asentamientos pilas perfil 4.

Long pila (m)	Diámetro (m)	Espaciamiento (m)	Capacidad carga vertical admisible (Ton)	Asentamiento (cm)
30	1.2	3.6	432	0.064

En la Figura 140y Figura 141 se presentan la variación de la capacidad de carga vertical y resistencia al levantamiento con la profundidad. Así mismo, se presentan los asentamientos esperados Vs la carga vertical, estimados mediante el software Allpile que utiliza la metodología descrita anteriormente.

ALLOWABLE CAPACITY vs FOUNDATION DEPTH

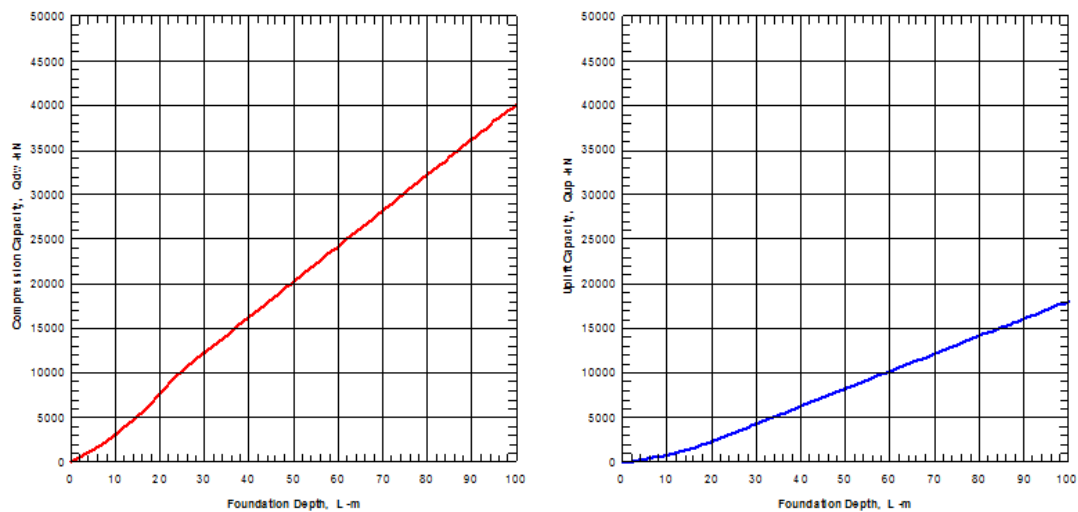


Figura 140. Capacidad de carga vertical y resistencia al levantamiento pilas Perfil 4.

Vertical Load vs. Settlement

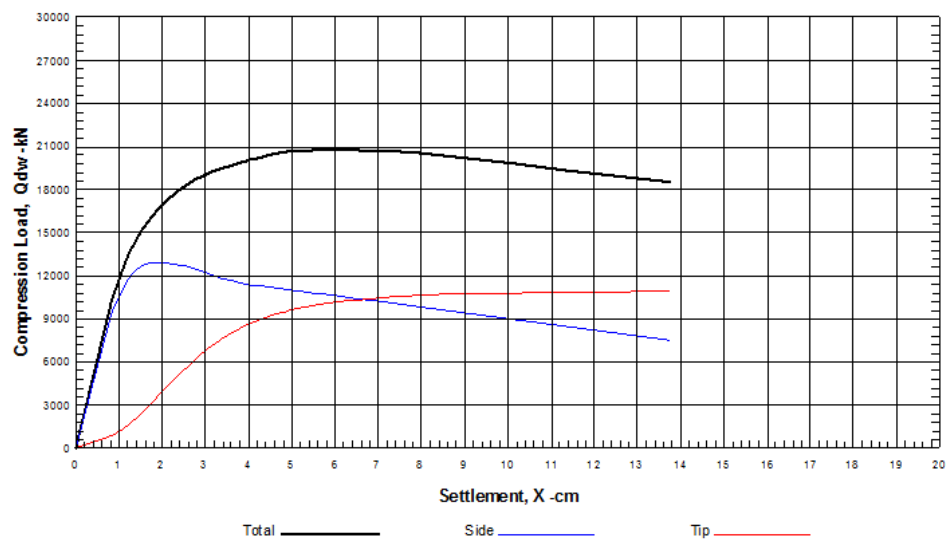


Figura 141. Asentamientos estimados pilas perfil 4.

Contención en pilas perfil 6 margen derecha.

Tabla 47 Capacidad de carga vertical, resistencia al levantamiento y asentamientos pilas de fundación muro de contención.

Long pila (m)	Diámetro (m)	Espaciamiento (m)	Capacidad carga vertical admisible (Ton)	Asentamiento (cm)
10	1.2	3.6	57	0.047

En la Figura 142 y Figura 143 se presentan la variación de la capacidad de carga vertical y resistencia al levantamiento con la profundidad. Así mismo, se presentan los asentamientos esperados Vs la carga vertical, estimados mediante el software Allpile que utiliza la metodología descrita anteriormente.

ALLOWABLE CAPACITY vs FOUNDATION DEPTH

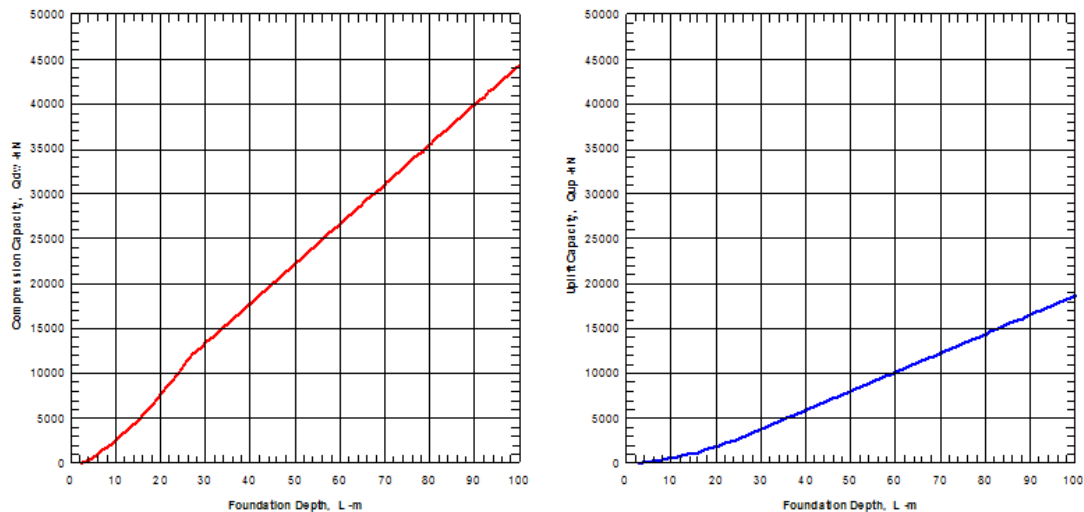


Figura 142. Capacidad de carga vertical y resistencia al levantamiento pilas Perfil 6 margen derecha.

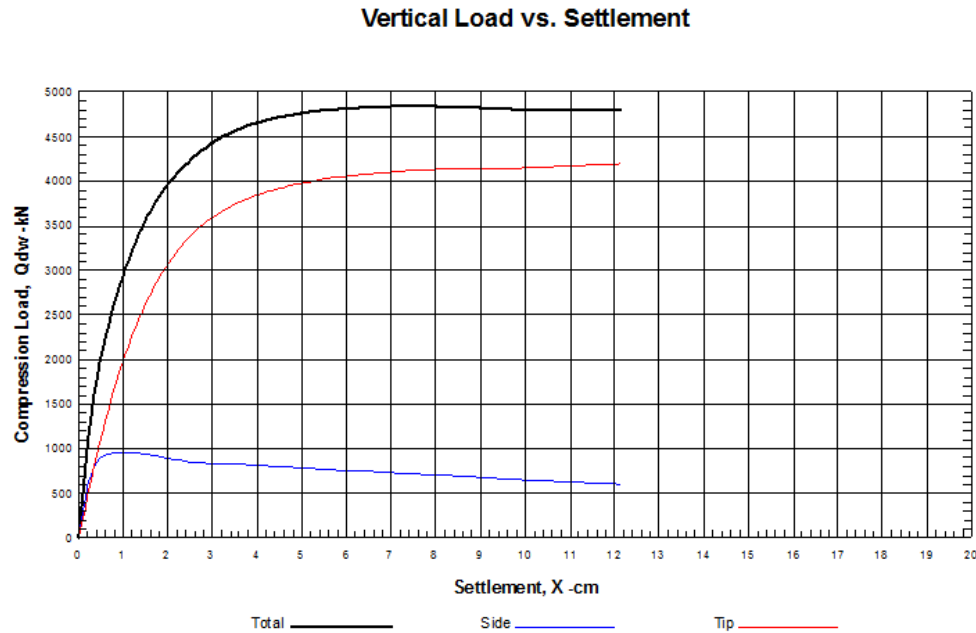


Figura 143. Asentamientos estimados Pilas perfil 6 margen derecha.

Contención en pilas perfil 6 margen izquierda.

Tabla 48 Capacidad de carga vertical, resistencia al levantamiento y asentamientos pilas de fundación muro de contención.

Long pila (m)	Diámetro (m)	Espaciamiento (m)	Capacidad carga vertical admisible (Ton)	Asentamiento (cm)
7.5	1.2	3.6	143	.03

En la Figura 144y Figura 145 se presentan la variación de la capacidad de carga vertical y resistencia al levantamiento con la profundidad. Así mismo, se presentan los asentamientos esperados Vs la carga vertical, estimados mediante el software Allpile que utiliza la metodología descrita anteriormente.

ALLOWABLE CAPACITY vs FOUNDATION DEPTH

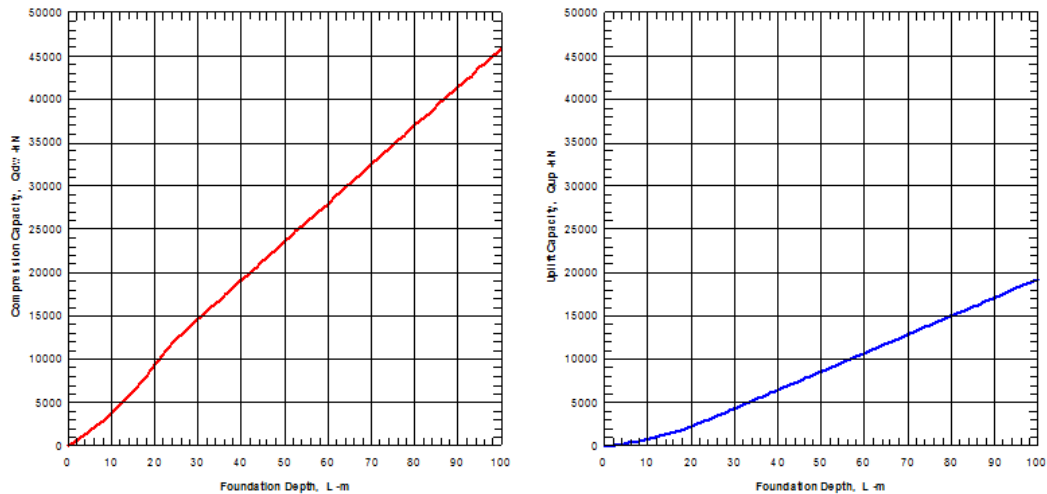


Figura 144. Capacidad de carga vertical y resistencia al levantamiento pilas Perfil 6 margen izquierda.

Vertical Load vs. Settlement

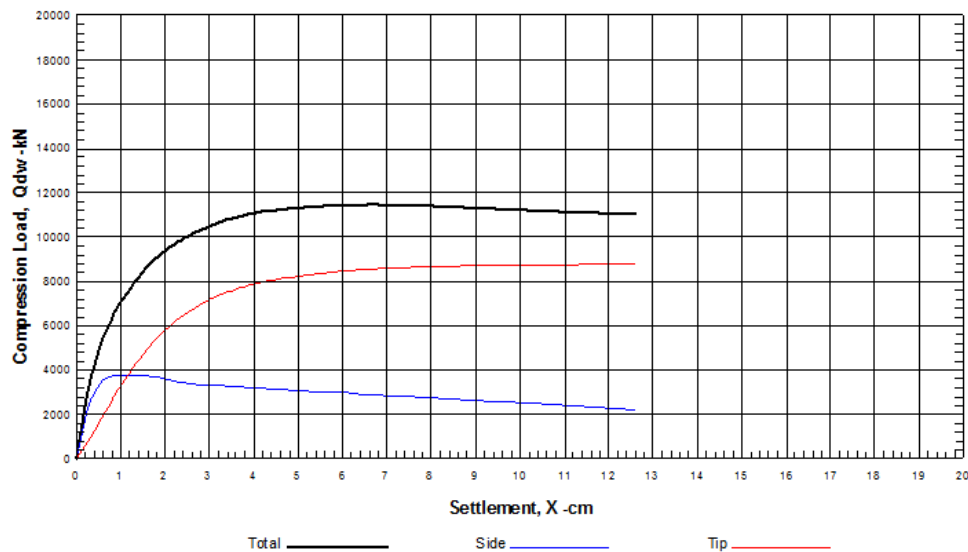


Figura 145. Asentamientos estimados Pilas perfil 6 margen izquierda.

Contención en pilas perfil 7.

Tabla 49 Capacidad de carga vertical, resistencia al levantamiento y asentamientos pilas de fundación muro de contención.

Long pila (m)	Diámetro (m)	Espaciamiento (m)	Capacidad carga vertical admisible (Ton)	Asentamiento (cm)
15	1.2	3.6	130	.038

En la Figura 146 y Figura 147 se presentan la variación de la capacidad de carga vertical y resistencia al levantamiento con la profundidad. Así mismo, se presentan los asentamientos esperados Vs la carga vertical, estimados mediante el software Allpile que utiliza la metodología descrita anteriormente.

ALLOWABLE CAPACITY vs FOUNDATION DEPTH

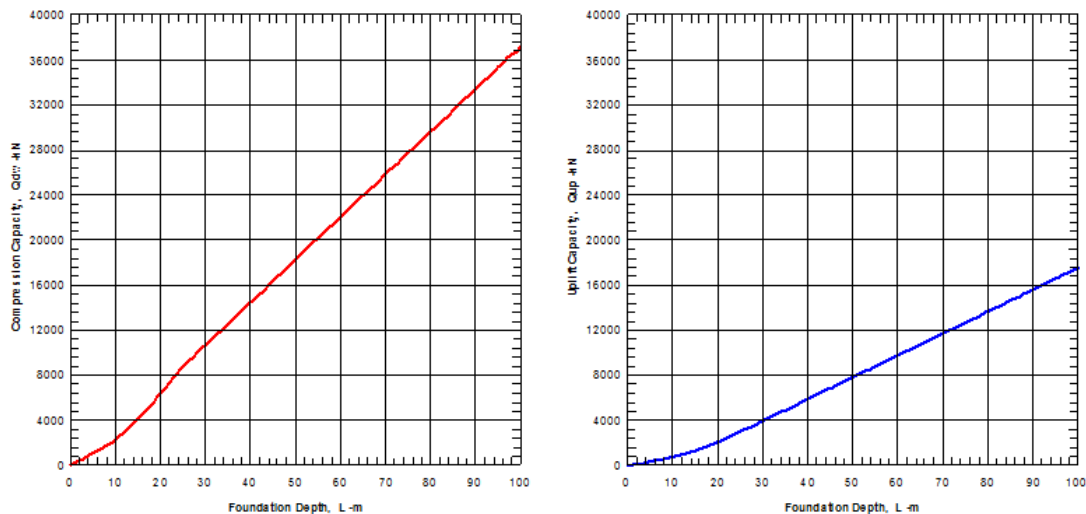


Figura 146. Capacidad de carga vertical y resistencia al levantamiento pilas Perfil 7.

Vertical Load vs. Settlement

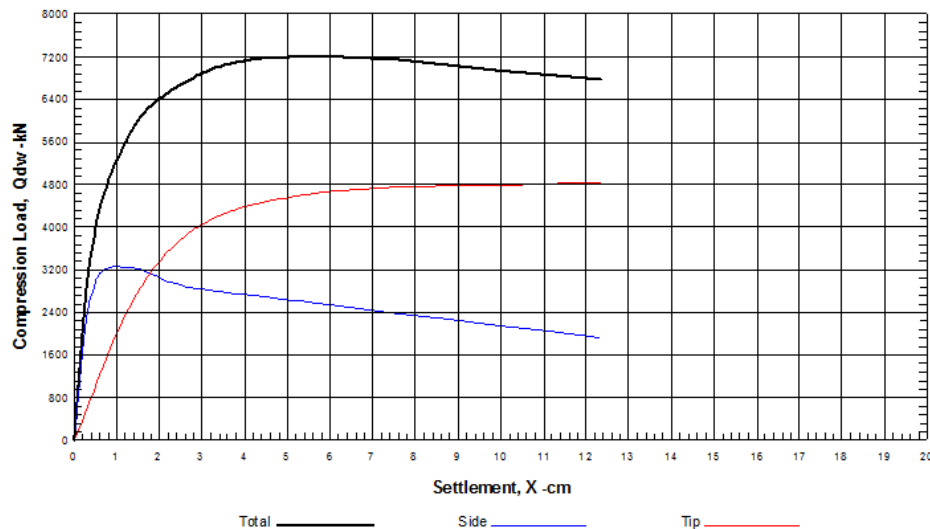


Figura 147. Asentamientos estimados Pilas perfil 7.

ANALISIS LATERAL

Para analizar las diferentes estructuras que se proponen y realizar el análisis de deformaciones, momentos, fuerza de cortante y presión lateral del sistema suelo-pila, se utilizó el programa Allpile Versión 6.5 de Civiltech el cual se basa en un modelo elástico mediante la solución de la ecuación diferencial mostrada a continuación:

$$EI \frac{d^4 Y}{dZ^4} + Q \frac{d^2 Y}{dZ^2} - R - P_q = 0$$

Where Q = axial compression load on the pile

Y = lateral deflection of pile at depth of Z

Z = depth from top of pile

R = soil reaction per unit length

E = modules of elasticity of pile

I = moment of inertia of the pile

P_q = distributed load along the length of pile

$$EI \left(\frac{d^3 Y}{dZ^3} \right) + Q \left(\frac{dY}{dZ} \right) = P$$

Where P = shear in the pile

Where M = bending moment of the pile

$$\frac{dY}{dZ} = S_r$$

$$EI \left(\frac{d^2 Y}{dZ^2} \right) = M$$

Las cargas y fuerzas que actuarán sobre la estructura y que se utilizarán en el software fueron estimadas con base en el modelo geológico-geotécnico mostrado anteriormente y considerando empujes para el estado de reposo. El punto de análisis corresponde a la cabeza de las pilas, que coincide con la superficie de falla, con lo cual se analiza el empotramiento requerido para garantizar la estabilidad del sistema. La longitud total de las pilas debe incluir la profundidad de empotramiento y la longitud por encima de la superficie de falla.

Las cargas o fuerzas que actuarán sobre las fundaciones se muestran a continuación:

Tabla 50 Cargas estimadas para los diferentes casos analizados

Parámetro	Pilas Perfil 2	Pilas Perfil 4	Pilas Perfil 6 derecho	Pilas Perfil 6 izquierdo	Pilas perfil 7
Espaciamiento (m)	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
P (Ton)	17.7	48.4	2.0	70.9	47.0
Q (Ton)	48.8	81.4	271	40.7	40.7

Donde:

P= fuerza horizontal aplicada

Q= Carga vertical aplicada

Resultados

Pilas Perfil 2

Tabla 51 Resultados Obtenidos Interacción suelo-estructura

Descripción	Valor
Longitud de pila (m)	18
Deflexión en la cabeza (cm)	2.9
Momento máximo (kN-m)	358
Cortante máximo (kN)	179
Presión lateral máxima (kN/m ²)	16.35

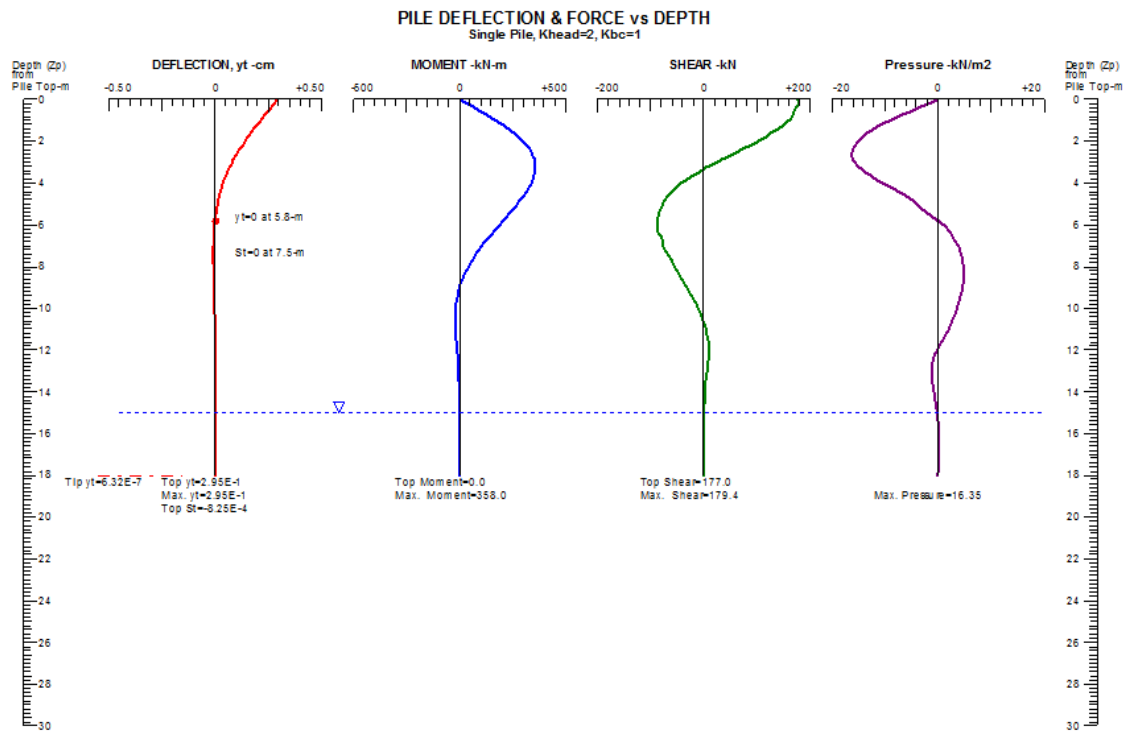


Figura 148. Análisis lateral de las pilas Perfil 2.

Pilas Perfil 4

Tabla 52 Resultados Obtenidos Interacción suelo-estructura

Descripción	Valor
Longitud de pila (m)	30
Deflexión en la cabeza (mm)	19
Momento máximo (kN-m)	1320
Cortante máximo (kN)	493
Presión lateral máxima (kN/m2)	31.67

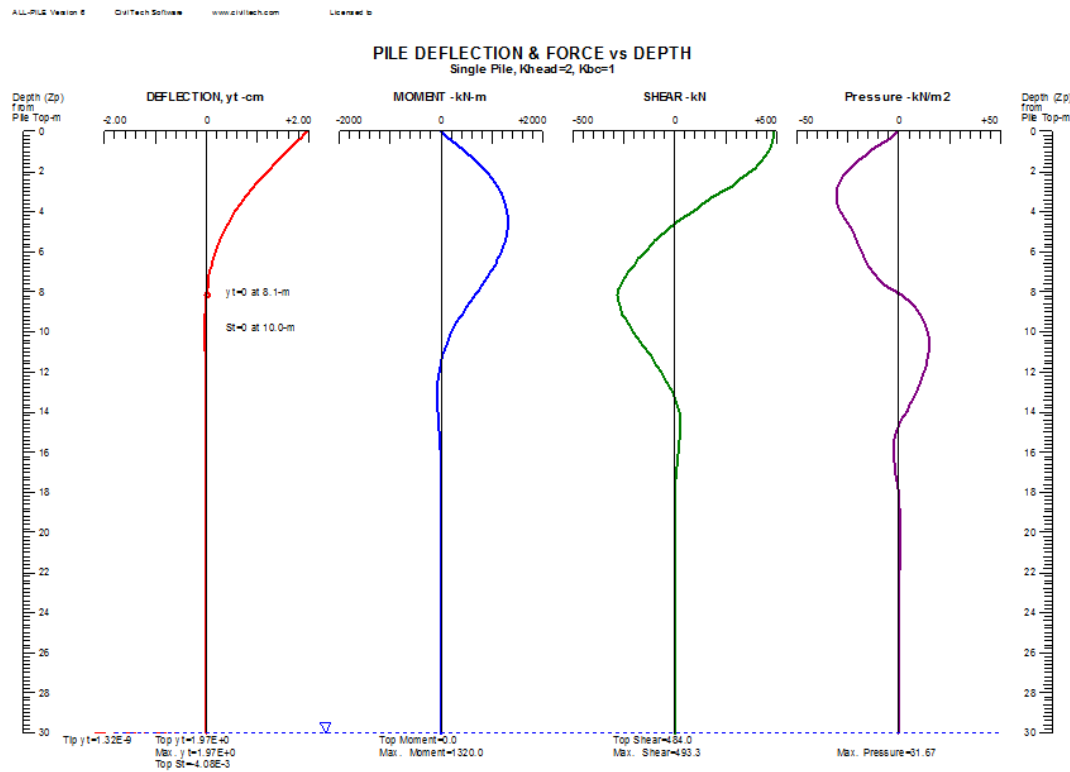


Figura 149. Análisis capacidad lateral de las pilas Perfil 4.

Pilas Perfil 6 margen derecha

Tabla 53 Resultados Obtenidos Interacción suelo-estructura

Descripción	Valor
Longitud de pila (m)	15
Deflexión en la cabeza (mm)	1.28
Momento máximo (kN-m)	89.5
Cortante máximo (kN)	32
Presión lateral máxima (kN/m2)	23

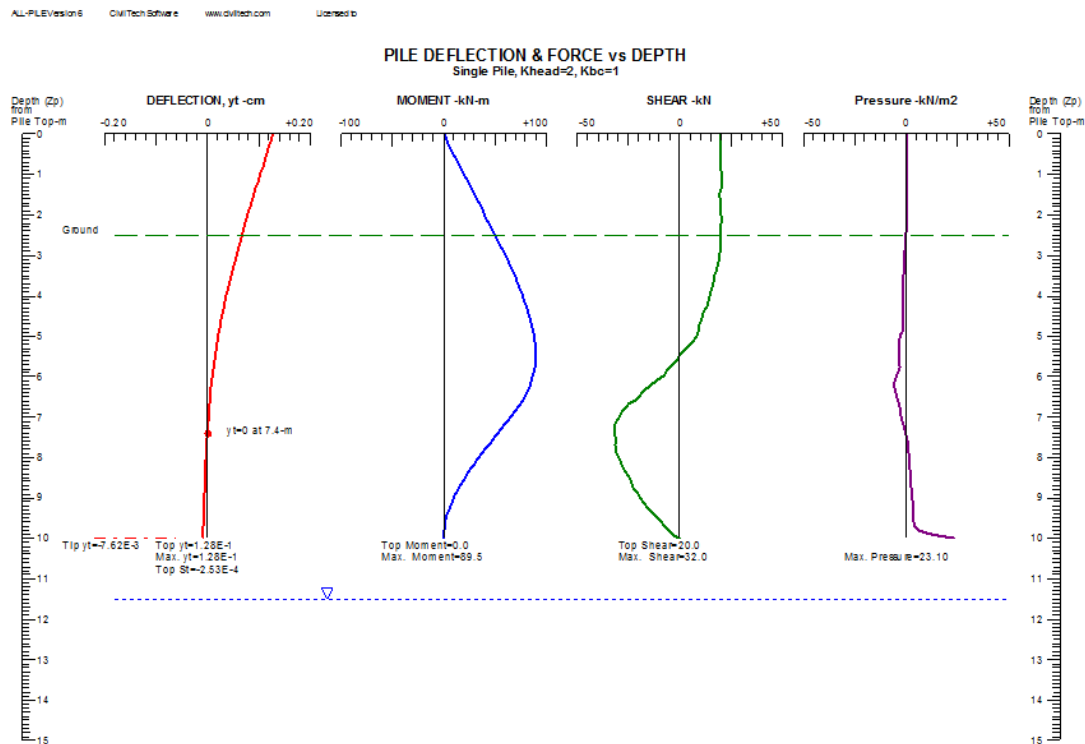


Figura 150. Análisis capacidad lateral de las pilas Perfil 6 margen derecha.

Pilas Perfil 6 margen izquierda.

Tabla 54 Resultados Obtenidos Interacción suelo-estructura

Descripción	Valor
Longitud de pila (m)	7.5
Deflexión en la cabeza (mm)	2.3
Momento máximo (kN-m)	780
Cortante máximo (kN)	713
Presión lateral máxima (kN/m2)	101

ALL-PILE version 6 CMTech Software www.cmttech.com Licensed to

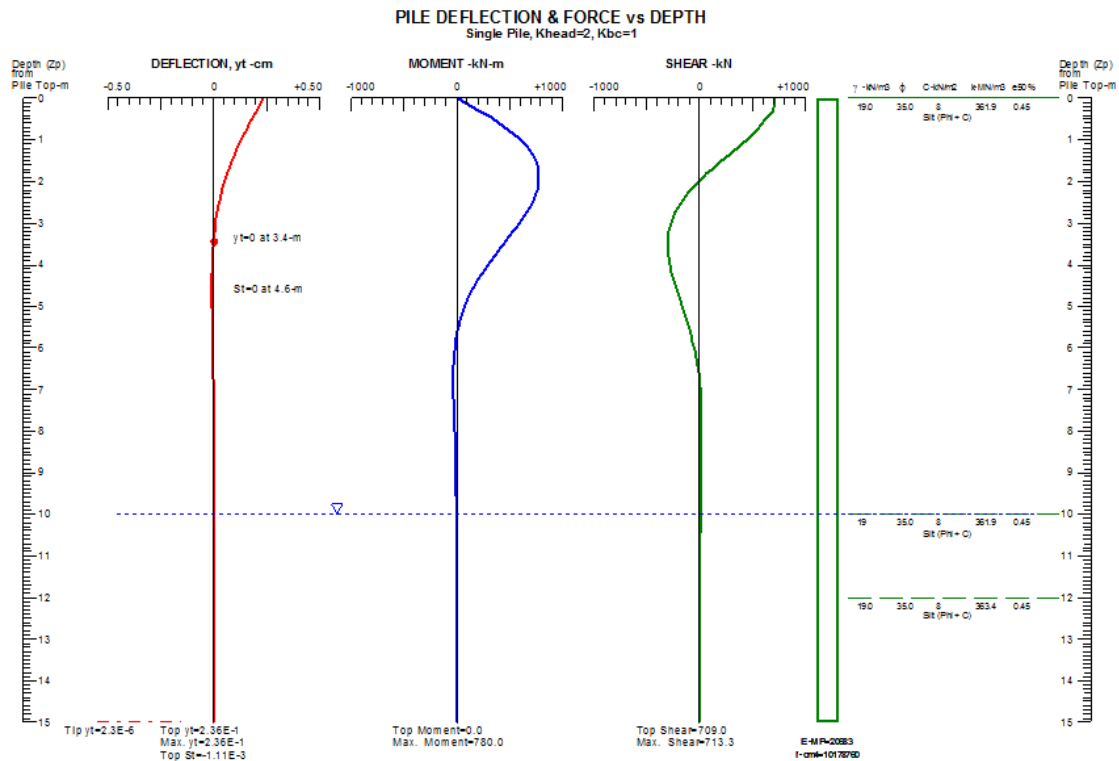


Figura 151. Análisis capacidad lateral de las pilas Perfil 6 margen izquierda.

Pilas Perfil 7.

Tabla 55 Resultados Obtenidos Interacción suelo-estructura

Descripción	Valor
Longitud de pila (m)	15
Deflexión en la cabeza (mm)	3.6
Momento máximo (kN-m)	683
Cortante máximo (kN)	475
Presión lateral máxima (kN/m ²)	51

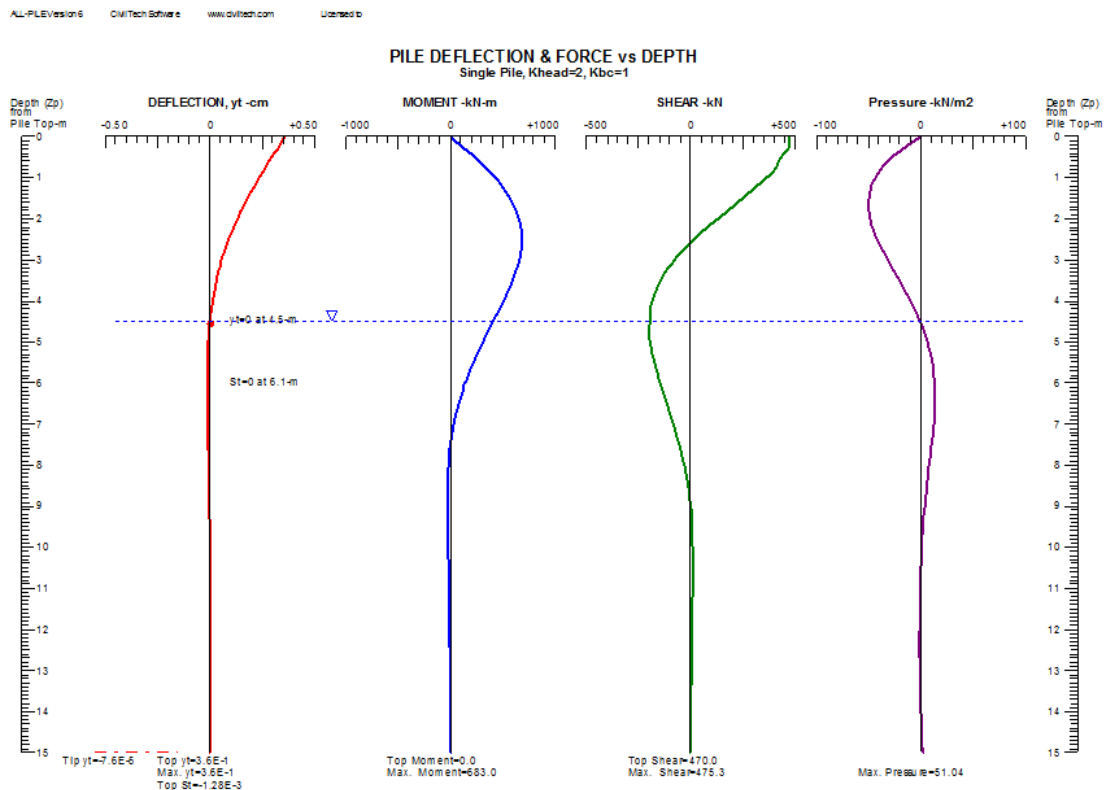


Figura 152. Análisis capacidad lateral de las pilas Perfil 7.

Pantalla en micropilotes.

Para el análisis de los micropilotes se utilizó la metodología propuesta por Bustamante en 1980.

Tabla 56. Memorias de cálculo micropilotes.

EL SALADO							
CLIENTE: EDU							
MICROPILOTES							
OBRA: PANTALLA MICROPILOTES PERFIL 1.							
Método de Cálculo: Método de Bustamante (1980) "cálculo de anclajes y micropilotes inyectados"							
Especificaciones Constructivas:				Diámetro Nominal de la Perforación (Dp)= 0,15 m			
				Sistema de Inyección: Inyección repetitiva y selectiva (IRS)			
				Longitud Total Pilote: 15,0 m			
				Longitud del Bulbo: 12,0 m			
Dp=	0.15	Lp =	15.00	Inyección	IRS	F.S. =	3.00
Prof (m)	Material	Ncorr	α	qsi (KPa)	Dsi (m)	Qsi (kN)	Qp (kN)
1	SM	13	1.2	120	0.18	67.859	10.179
2	SM	17	1.2	180	0.18	101.788	15.268
3	SM	16	1.2	160	0.18	90.478	13.572
4	SM	17	1.2	180	0.18	101.788	15.268
5	SM	26	1.2	230	0.18	130.062	19.509
6	SM	25	1.2	200	0.18	113.098	16.965
7	SM	25	1.2	200	0.18	113.098	16.965
8	SM	25	1.2	200	0.18	113.098	16.965
9	SM	25	1.2	200	0.18	113.098	16.965
10	SM	25	1.2	200	0.18	113.098	16.965
11	SM	25	1.2	200	0.18	113.098	16.965
12	SM	25	1.2	200	0.18	113.098	16.965
13	SM	25	1.2	200	0.18	113.098	16.965
14	SM	25	1.2	200	0.18	113.098	16.965
15	SM	25	1.2	200	0.18	113.098	16.965
Qws(L=10m)		4				1622.951	
Qp (L=10 m)						16.965	
QL (L=10m)						1639.915	
Qadm (L=10m)						546.6384	
<div> <div> $QL = Qp + Qs$ </div> <div> <p>Donde: QL: Carga límite en cabeza (no incluye coeficientes de seguridad)</p> <p>Qp: Resistencia por la punta límite.</p> <p>Qs: Resistencia límite por el fuste.</p> </div> </div> <div> <div> $Qs = \sum \pi Dsi Li qsi$ </div> <div> <p>Donde: Dsi: Diametro medio real ($Dsi = \alpha * Dp$), α se obtiene de tablas para tipo de suelo y sistema de inyección.</p> <p>Li: longitud de la capa</p> <p>qsi: Resistencia unitaria por el fuste, se obtiene de Ábaco de Bustamante según el sistema de inyección y los resultados de penetración estándar para el material ó capa.</p> </div> </div> <div> <div> $Qp = 0.15 * Qs$ </div> </div>							

Anclajes.

Para el análisis de los anclajes se utilizó la metodología propuesta por Bustamante y Doix en 1985.

Contención con anclajes perfil 3.

Tabla 57. Memorias de cálculo anclajes perfil 3.

PRELISEÑO GEOTÉCNICO SISTEMA DE ANCLAJE										
Memorias de Cálculo										
Proyecto: UNIDOS POR EL AGUA - EL SALADO - Perfil 3										
Caracterización del estrato de suelo receptor	U.S.C =	SM	Sobrecarga	Q (Kpa)=	10	Predimensionamiento del anclaje	Sh (m)=	2	Descripción y Clasificación:	Anclaje Activo
	γ (KN/m3) =	19		F.S.=	1.5		Sv (m)=	2		
	C (KPa)=	24.5	Talud:	α° =	37		No. Anclajes=	14		
	Φ° =	34					Inclinación (°):	15		
Estrato inestable	Φ° =	34	γ (KN/m3) =	19						
Fuerza Estabilizadora						Dimensionamiento del Bulbo				
H (m)	Ka	Ea (KN/m)	Pd (KN/m)	Fht (KN)		Dp (mm):	150	N=	>20	
27	0.2827	2034.2752	3051.4128	6102.825614		Sistema de Inyección:	IRS	Tipo Material:	Arena	
						PL (Mpa)=	1	Qs(teo) (Kpa)	140	
						α =	1.5	F.S.	4	
						Vi=	2 Vt			
						Pi>PL				
Características del refuerzo	Tipo Refuerzo:	Cable				Ds (m)	Qs(adm) (Kpa)	Ta(KN/m)	Lb (m)	Ta (KN)
	Sa (mm2)=	181				0.225	35	24.74004215	18.24142288	451.2946
	Φ (pulgadas)=	0.625								10
σ_e (Mpa)	σ_{ensayo} (Mpa)	$\sigma_{diseño}$ (Mpa)				Dimensionamiento de la Piel				
1700	1530	874.2857								
Dimensionamiento de Tensores										
Características del cable	Diámetro cable (mm)=	15.2	Treqanclaje (KN)	451.2935708						
	Sección del cable (Sa) (mm2)	181								
Tensayomáx(KN)	Tdiseño(KN)	No. Cables								
276.93	158.25	2.9								

Contención con anclajes perfil 5.

Tabla 58. Memorias de cálculo anclajes perfil 5.

PREDISEÑO GEOTÉCNICO SISTEMA DE ANCLAJE											
Memorias de Cálculo											
Proyecto: UNIDOS POR EL AGUA - EL SALADO - Perfil 5											
Caracterización del estrato de suelo receptor	U.S.C =	SM	Sobrecarga	Q (Kpa)=	10	Predimensionamiento del anclaje	Sh (m)=	2	Descripción y Clasificación:	Anclaje Activo	
	γ (KN/m3) =	20.8		F.S.=	1.5		Sv (m)=	2			
	C (KPa)=	20	Talud:	α° =	37		No. Anclajes=	9			
	Φ° =	31					Inclinación (°):	15			
Estrato inestable	Φ° =	31	γ (KN/m3) =	20.8							
Fuerza Estabilizadora						Dimensionamiento del Bulbo					
H (m)	Ka	Ea (KN/m)	Pd (KN/m)	Fht (KN)		Dp (mm):	150	N=	>20		
20	0.3201	1395.6309	2093.4464	4186.892782		Sistema de Inyección:	IRS	Tipo Material:	Arena		
						PL (Mpa)=	1	Qs(teo) (Kpa)	140		
						α =	1.5	F.S.	4		
Dimensionamiento del Acero						Vi=	2 Vt				
Características del refuerzo	Tipo Refuerzo:	Cable				Pi>PL					
	Sa (mm2)=	181				Ds (m)	Qs(adm) (Kpa)	Ta(KN/m)	Lb (m)	Ta (KN)	LL (m)
	Φ (pulgadas)=	0.625				0.225	35	24.74004215	19.46727289	481.6223	10
	σ_e (Mpa)	σ_{ensayo} (Mpa)	$\sigma_{diseño}$ (Mpa)								
	1700	1530	874.2857			Dimensionamiento de la Piel					
Dimensionamiento de Tensores											
Características del cable	Diámetro cable (mm)=	15.2	Treganclaje (KN)	481.6211519							
	Sección del cable (Sa) (mm2)	181									
Tensayomáx(KN)	T diseño(KN)	No. Cables									
276.93	158.25	3.0									

EL SALADO

CLIENTE: EDU

MICROPILOTES

OBRA: PANTALLA MICROPILOTES PERFIL 1.

Método de Cálculo: Método de Bustamante (1980) "cálculo de anclajes y micropilotes inyectados"

Especificaciones Constructivas:

Diámetro Nominal de la Perforación (Dp)= 0,15 m

Sistema de Inyección: Inyección repetitiva y selectiva (IRS)

Longitud Total Pilote: 15,0 m

Longitud del Bulbo: 12,0 m

Dp=	0.15	Lp =	15.00	Inyección	IRS	F.S. =	3.00
-----	------	------	-------	-----------	-----	--------	------

Prof (m)	Material	Ncorr	α	qsi (KPa)	Dsi (m)	Qsi (kN)	Qp (kN)
1	SM	13	1.2	120	0.18	67.859	10.179
2	SM	17	1.2	180	0.18	101.788	15.268
3	SM	16	1.2	160	0.18	90.478	13.572
4	SM	17	1.2	180	0.18	101.788	15.268
5	SM	26	1.2	230	0.18	130.062	19.509
6	SM	25	1.2	200	0.18	113.098	16.965
7	SM	25	1.2	200	0.18	113.098	16.965
8	SM	25	1.2	200	0.18	113.098	16.965
9	SM	25	1.2	200	0.18	113.098	16.965
10	SM	25	1.2	200	0.18	113.098	16.965
11	SM	25	1.2	200	0.18	113.098	16.965
12	SM	25	1.2	200	0.18	113.098	16.965
13	SM	25	1.2	200	0.18	113.098	16.965
14	SM	25	1.2	200	0.18	113.098	16.965
15	SM	25	1.2	200	0.18	113.098	16.965
Qws(L=10m)		4				1622.951	
Qp (L=10 m)						16.965	
QL (L=10m)						1639.915	
Qadm (L=10m)						546.6384	

$$QL = Qp + Qs$$

Donde: QL: Carga límite en cabeza (no incluye coeficientes de seguridad)

Qp: Resistencia por la punta límite.

Qs: Resistencia límite por el fuste.

$$Qs = \sum \pi Dsi Li qsi$$

Donde: Dsi: Diámetro medio real ($Dsi = \alpha * Dp$), α se obtiene de tablas para tipo de suelo y sistema de inyección.

Li: longitud de la capa

qsi: Resistencia unitaria por el fuste, se obtiene de Ábaco de Bustamante según el sistema de inyección y los resultados de penetración estándar para el material ó capa.

$$Qp = 0.15 * Qs$$

13.1.3 Plan de Seguimiento y Monitoreo

Para el polígono El Salado se propone instalar un inclinómetro y un piezómetro por perfil excepto para perfiles, los cuales contarán con 2 inclinómetros y 2 piezómetros. En el plano de ubicación de obras se utilizan las siguientes convenciones para los piezómetros e inclinómetros: IV corresponde a inclinómetro vertical, PzC corresponde a piezómetro de Casagrande.

Cada uno de los inclinómetros irá acompañado de un piezómetro contiguo. La ubicación propuesta es la siguiente: Perfil 1: Cota 1625 msnm, perfil 2 cota 1623 msnm, perfil 6 cotas 1647 msnm y 1655 msnm.

El tubo correspondiente al inclinómetro 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.

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.

13.1.4 Recomendaciones particulares excavación de pilas

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 las excavaciones 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

- 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.
- 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.
- Durante la etapa de construcción se recomienda llevar un control de los asentamientos y deformaciones cuyo objetivo estará ligado a controlar y verificar la magnitud de estos respecto a los esperados o permisibles dentro del cálculo de la cimentación.
- Se recomienda entibar toda la longitud de la pila utilizando anillos de concreto, para evitar deterioro del terreno y garantizar la seguridad del personal que labora en ellas.



Figura 153. Construcción de una pila in-situ.

- 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.

13.1.5 Recomendaciones para la construcción 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.

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



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) 21ton.

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.

13.1.6 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 las mismas. 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.

13.1.7 Viviendas afectadas por obras propuestas

Para la localización de las obras de estabilización propuestas para el polígono El Salado, se presenta afectación en un total de 48 edificaciones, de las cuales 14 de ellas son para la ubicación de micropilotes, 9 para la construcción de anclajes y las 24 edificaciones restantes para la ubicación de pilas aparte de estas viviendas. A continuación, se relacionan las viviendas afectadas para el polígono:

OBRA	CBML	DIRECCIÓN	NIVELES
Micropilotes	13150470003001	CII 116e-32	2
	13150470004001	CII 116-95int112	2
	13150470006001	CII 39d #116-95	1
	13150470006003	CII 34d #116-09	1
	13150470007001	CII 39d #116-95	2
	13150470008001	CII 39bb #116e	2
	13150470032001	CII 39 bb con Crr 117 c	1
	13150480013001	CII 39bb #116e-45	2
	13150480014001	CII 49bb #116e-41	2
	13150490007002	CII 39 bb #117 b 17	1
	13150490008001	CII 39 bb #117 b 11	2
	13150490009001	CII 38bb #117b-05	2
	13150500051002	Cra 117 c 39 AD 03	1
	13158880002002	Cra 117 b 39 bb 30	3
	13158880002007	CII 39 bb #117 b 02	2
Obras Anclajes	13160130087002	No identificada	1
	13160130087003	No identificado	1
	13160130117001	Serv. 119c-210	1

OBRA	CBML	DIRECCIÓN	NIVELES
	13160130118001	Serv. 119c-210	1
	13160130119001	Cll 39da #119c-210	1
	13160130162001	Cll 9 DA #119 c 210	2
	13160130164002	Cll 39 DA #119 C 210 INT 210	1
	13160130193002	No identificada	2
	13160130193003	No identificada	1
Obras Pilas	13160110003019	Cra 118 # 39 d 49	2
	13160110027001	Cll 118 # 39db 49	4
	13160110098001	Cr118 #39d 95 interior 105	2
	13160130027002	Cl 39f#120-79int116	1
	13160140035002	Cr 120 39fc 108	2
	13160140035003	Cr 120 39fc 108	1
	13160140036001	Cr 120 # 39fc-124	3
	13160140069001	Cr120#39fc-108	2
	13160140069002	Cr 120 39fc	1
	13160140072002	Cr120#59c-65	1
	13160140075002	Cr 120 # 39fc-108 (110)	1
	13160190015002	Calle 39 DA 118 122 106	2
	13160200015001	Cl 39 f #115 a 135	1
	13160200016001	Cl 39 f # 115 a 113	3
	13160200016002	Calle 39 f # 115 a - 113 interior 138	2
	13160200017001	Cl 39 f #115 a 113 129	2
	13160200018001	Cl 39 f #115 a 113 116	1
	13160200019001	Calle 39 f# 115 - 115	1
	13160200028001	Calle 39 f # 115 a - 113 interior 138	3
	13160200046001	Calle 39 f # 115 a - 149	2
	13160200058002	Cl 39 f #115 a 149	1
	13160200092001	Calle 39 f # 115 a - 135 interior 110	3
	13160200104001	Calle 39 f # 115 a - 115	2
	13160200104002	Calle 39 f# 115 a - 115	2

13.2 RECOMENDACIONES GENERALES

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.

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.

13.2.1 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 $2/3$ de la altura antes mencionada, como se muestra en la Figura 154.

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 $1H:1V$.

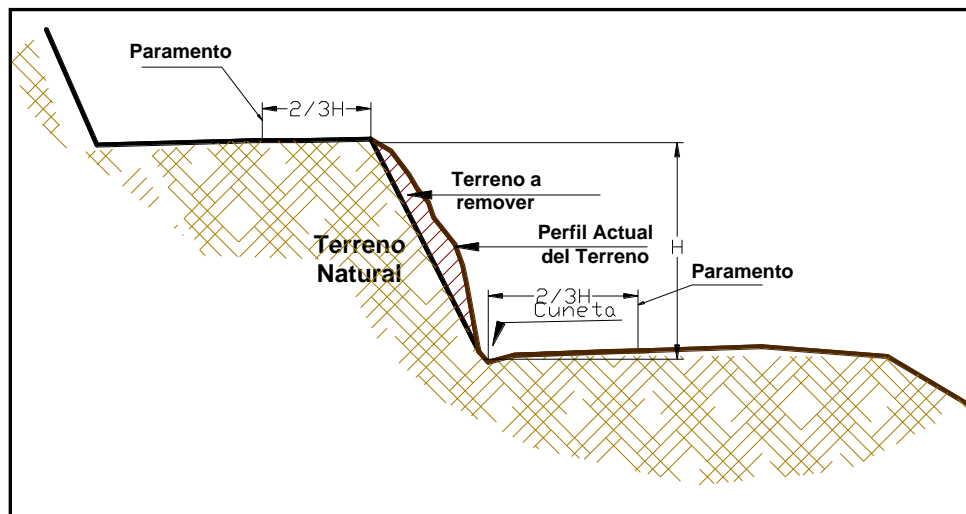


Figura 154. Recomendaciones para modificaciones del talud e implantación de viviendas.

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 155). 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

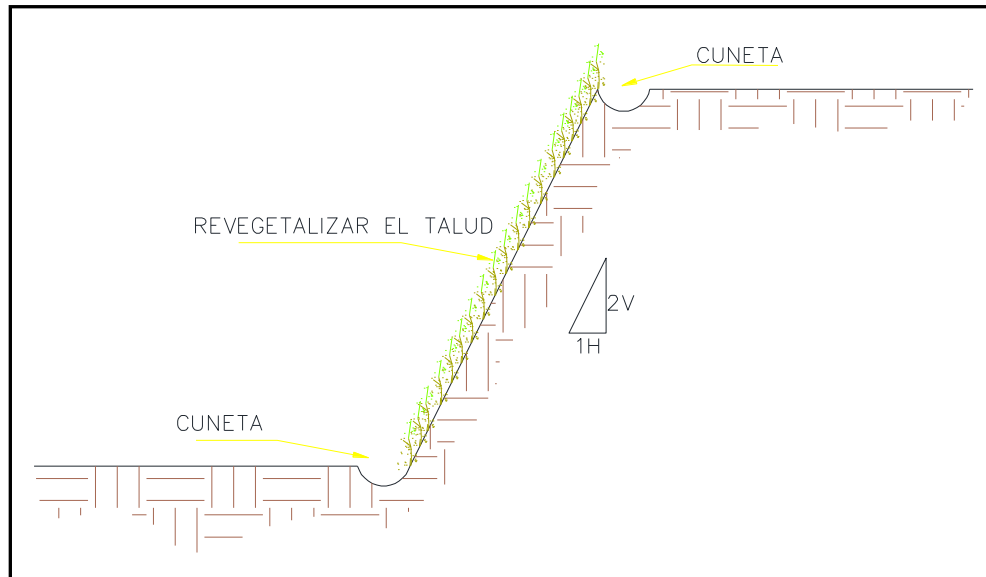


Figura 155. Esquema de recomendaciones para taludes

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 reconvirtiéndolo con las inclinaciones anteriormente mencionadas.

13.2.2 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 156.

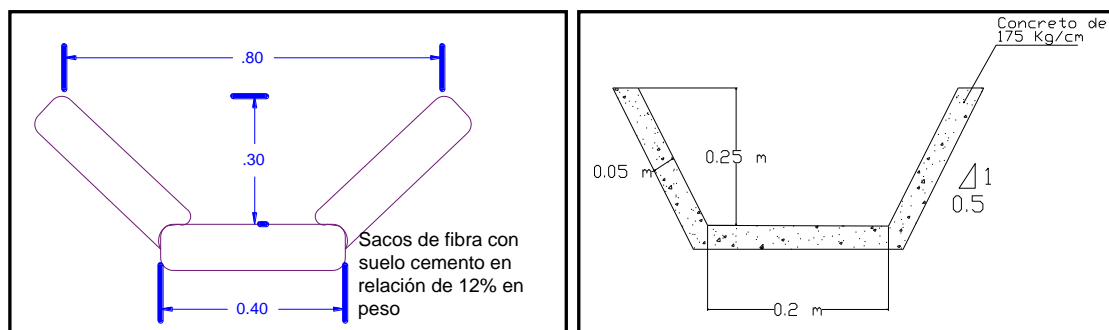


Figura 156. Características de las cunetas

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. 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.

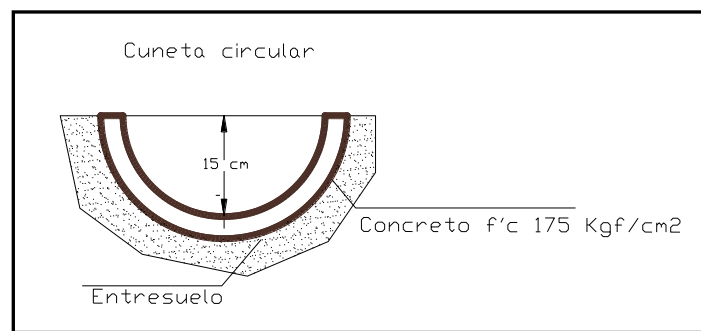


Figura 157. Forma de construcción de las cunetas propuestas

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.

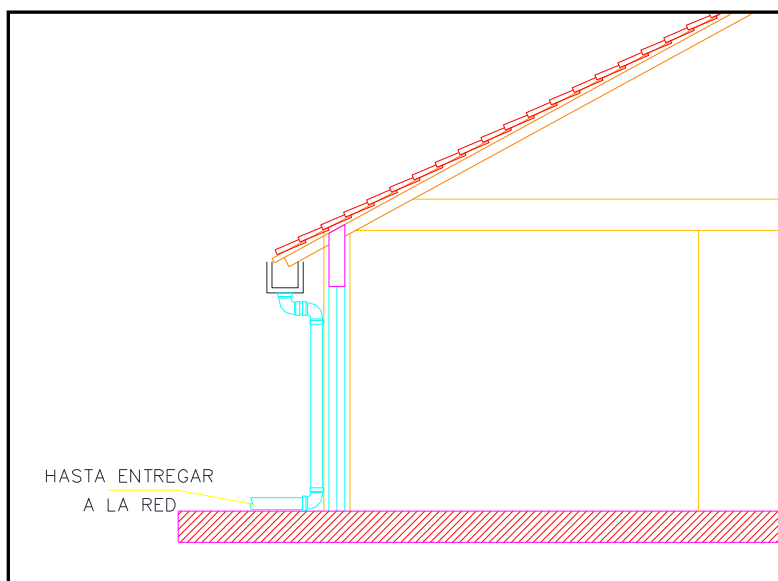


Figura 158. Esquema de bajantes

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 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.

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.

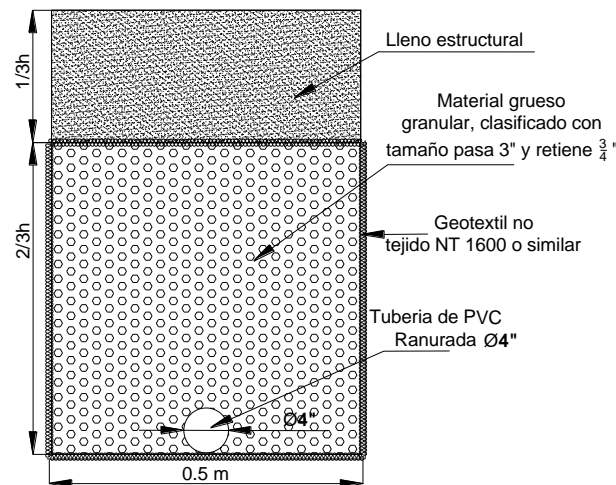


Figura 159. Características de los filtros propuestos

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.

- 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 48 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.
- Cuando las obras de mitigación recomendadas obedecen a causas generadas durante el desarrollo de un proceso constructivo, están deberán ser ejecutadas por la firma o empresa constructora responsable de dicho proyecto.
- 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 48 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.

13.3 RECOMENDACIONES VULNERABILIDAD.

13.3.1 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 275 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 300 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 693 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.

13.3.2 Líneas vitales – energía y alumbrado público

En el polígono El Salado de los 482 postes de energía con los que cuenta esta zona, se encontraron 283 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.

13.3.3 Vías de acceso y obras de drenaje

Se deben construir cunetas, sumideros y obras transversales en vías vehiculares, andenes o senderos peatonales.

13.3.4 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 El Salado se identificaron 169 construcciones que representan las estructuras con tipologías (D), (C) y (B) que aplican a este tipo de mejoramiento.

13.3.5 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 epóxidos.
- 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 836 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 El Salado se encontraron 76 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.

En el polígono El Salado en la zona sur y central, se localizan 157 edificaciones en zona de riesgo no mitigable, asociadas a movimientos en masa por lo tanto estas construcciones no son susceptibles a las recomendaciones descritas anteriormente, por ende, el procedimiento sugerido es el reasentamiento de sus habitantes y liberación del territorio.

13.4 OTRAS RECOMENDACIONES

- 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.
- El cambio en las restricciones de uso del suelo para el polígono en estudio, 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 suelos ajustados a la Norma sismo resistente NSR-10, para definir las condiciones de estabilidad puntuales, estos estudios deben ser aprobados en curaduría de acuerdo a la normatividad vigente.
- 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.

- 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 – Corantioquia).

14. CONCLUSIONES

- Las unidades geológicas que afloran en la zona del proyecto corresponden principalmente al saprolito del Stock de Altavista y a llenos antrópicos, la primera corresponde a la unidad geológica predominante en la zona y que representa el basamento de la zona estudiada; el lleno más representativo se ubica al sur del polígono, de aproximadamente 150 m de largo por 50 de ancho.
- La zona de estudio se caracteriza por tener una topografía dominada por rangos de pendientes abrupta y muy abrupta en aproximadamente el 67,9% del área del polígono, la mayor parte de éstas asociado a las vertientes de forma cóncavas y convexas, longitudes de moderadas a largas y unidades de lomos, que se extienden a lo largo de toda la zona.
- Dentro del polígono en estudio, los movimientos en masa identificados corresponden principalmente a deslizamientos con características rotacionales, la mayor parte de ellos activos y superficiales, siendo comunes en toda el área relacionada a la homogeneidad en litología conformada por el Stock de Altavista, las fuertes pendientes y usos del suelo.
- En la zona igualmente se identifican intervenciones de tipo antrópico que detonan y aceleran la ocurrencia de movimientos en masa. Las afectaciones identificadas corresponden principalmente a la realización de banqueos para el establecimiento de viviendas, en zonas de pendientes altas sin ningún tipo de especificaciones técnicas, el vertimiento de aguas lluvias y residuales directamente sobre los taludes.
- Para el polígono El Salado se construyeron siete perfiles topográficos típicos que representan las condiciones morfométricas del sector, en los cuales se plasmó la información estratigráfica y geotécnica, y a partir de los cuales se obtienen la zonificación de amenaza por estabilidad. arrojaron factores de seguridad en condición estática de: el perfil 1 (perforaciones P-2 y P-3) de 1.03, perfil 2 (perforaciones P-4 y P-5) de 1.11, Perfil 3 (perforaciones P-8 y P-9) de 2.29, perfil 4 (perforaciones P-11 y P-12) de 1,05, perfil 5 (perforaciones P-13 y P-14) de 1.13, perfil 6 (perforaciones P-6 margen izquierda de la quebrada y perforación P-7 margen derecha de la quebrada)

de 1.17 y de 1,08, perfil 7 (perforación P-1) de 1.0, clasificándose como de amenaza media y alta respectivamente.

- Para el Polígono El Salado los análisis del runout muestran que los deslizamientos que se generan en las vertientes altas del sector occidental del polígono, tienen la probabilidad de descender hacia la zona central del polígono, donde se presenta un cambio de pendiente que favorece los procesos de depositación y acumulación de materiales. Al igual ocurre en los deslizamientos que se generan desde la parte alta de las laderas de la quebrada y del Caño El Salado donde la masa desplazada se dirige hacia la zona de los cauces activos de estas corrientes.
- Teniendo en cuenta la zonificación de amenazas obtenidas para el polígono el Salado, al igual que la profundidad y velocidad de los procesos morfodinámicos probables a generarse, se establece que para el polígono El Salado zonas de riesgo alto no mitigable, alto, medio y bajo
- 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.

15. 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.
- Debe tenerse en cuenta que existen condiciones especiales en los diferentes polígonos que impidieron definir con precisión algunos aspectos fundamentales necesarios para los análisis, evaluaciones y recomendaciones requeridos en el proyecto, tales como la ocupación del territorio debido a la alta densidad de construcción, escasez de afloramientos y condiciones topográficas especiales que limitaron la accesibilidad a las zonas de afloramientos.
- Para subsanar las limitaciones mencionadas, se contó con la participación de un grupo de profesionales expertos en dichos temas quienes realizaron un amplio y detallado trabajo de campo ajustándolo de la mejor manera, con la información puntual obtenida de los sondeos.
- Los levantamientos topográficos corresponden en su mayoría a restituciones aerofotogramétricas, con los cuales se evaluaron los perfiles de estabilidad y ubicaron las obras propuestas. Es posible que se requiera precisar la ubicación de las obras con levantamientos en campo de mayor detalle.
- Teniendo en cuenta lo anterior, se recomienda que previo a la ejecución de las obras se deberán realizar el levantamiento topográfico complementario y los sondeos o exploraciones necesarias para ajustar y calibrar los modelos presentados en este documento, dando cumplimiento a los requisitos mínimos establecidos en el Código Colombiano de Puentes (CCP-14) en cuanto a número y profundidad de sondeos. Lo anterior, permitirá validar las hipótesis presentadas, ajustar las mismas o realizar los cambios requeridos a nivel geotécnico y estructural.
- Las recomendaciones planteadas en el documento buscan atender la estabilidad global de las laderas objeto de estudio, preservando y/o mejorando las condiciones geotécnicas actuales; sin embargo, los alcances contractuales no permiten definir obras locales para la atención de cada uno de los procesos

reportados, para los cuales se presentan las recomendaciones de manejo generales en aspectos como cortes, excavaciones, manejo de aguas superficiales y subsuperficiales entre otros.

16. 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

ACUERDO METROPOLITANO 09/2012. Directrices y lineamientos para la elaboración de estudios geológicos, geomorfológicos, hidrológicos, hidráulicos, hidrogeológicos y geotécnicos para intervenciones en zonas de ladera. Universidad Nacional de Colombia, Universidad EAFIT y Universidad de Medellín, Medellín.

ÁREA METROPOLITANA DEL VALLE DE ABURRÁ – AMVA. 2007. Microzonificación Sísmica Detallada de los Municipios de Barbosa, Girardota, Copacabana, Sabaneta, La Estrella, Caldas y Envigado.

BIENIAWSKI, Z. T. 1989. Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering. Wiley-Interscience. pp. 40-47.

CARDINALI, M., REICHENBACH, P., GUZZETTI, F., ARDIZZONE, F., ANTONINI, G., GALLI, M., CACCIANO, M. 2002. A geomorphological approach to the estimation of landslide hazards and risks in Umbria, Central Italy. Natural Hazards and Earth System Sciences, 2(1/2), 57–72.

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.

FELL, R.; HARTFORD, D. 1997. Landslide risk management, in Landslide Risk Assessment, Cruden and Fell (eds.) Balkema, Rotterdam: 51- 109.

HOEK E., BRAY J.W. Rock slope engineering, 3er Edic. IMM, London 1981.

INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS (Invías) (octubre de 2006a). Estudio e investigación del estado actual de las obras de la red nacional de carreteras. Convenio interadministrativo 058703. Manual para la inspección visual de pavimentos flexibles. Bogotá: Invías-UNAL.

INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS (Invías) (octubre de 2006b). Estudio e investigación del estado actual de las obras de la red nacional de carreteras. Convenio interadministrativo 058703. Manual para la inspección visual de pavimentos rígidos. Invías-UNAL.

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 AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL - MAVDT. 2010. NSR-10, Norma Sismo Resistente, R. C. D. C. S. 2010. Bogotá.

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

SERVICIO GEOLÓGICO COLOMBIANO –SGC. 2015. Guía metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa. Bogotá, D.C. 179 p.