ESTUDIO DE RIESGOS POR FENÓMENOS DE REMOCIÓN EN MASA, EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS DE MITIGACIÓN Y DISEÑOS DETALLADOS DE LAS MEDIDAS RECOMENDADAS EN EL BARRIO MIRADOR DEL NORTE (GRUPO 2), UBICADO EN LA LOCALIDAD DE USAQUEN, EN BOGOTA D.C.

INFORME FINAL

CONSORCIO GIA-GEOCING
(Conformado por GEOCING LIMITADA Y GIA LIMITADA)

CONSULTORIA

CONTRATO: No. 226 de 2006

FONDO PARA PREVENCIÓN Y ATENCION DE EMERGENCIAS - FOPAE

BOGOTA D.C. NOVIEMBRE de 2006

ALCALDÍA MAYOR DE BOGOTÁ D.C.
FONDO PARA LA PREVENCIÓN Y ATENCIÓN DE EMERGENCIAS - FOPAE

TITULO: Estudio de riesgos por fenómenos de remoción en masa, evaluación de alternativas de mitigación y diseños detallados de las medidas recomendadas en el barrio Mirador del Norte, ubicado en la localidad de Usaquén, en Bogotá D.C.

AUTORES: Consorcio GIA-GEOCING (conformado por GEOCING LIMITADA, GIA LIMITADA)

RESUMEN: En este informe se presentan los estudios necesarios para evaluar los riesgos por fenómenos de remoción en masa del barrio Mirador del Norte, ubicado en la localidad de Usaquén, en Bogotá D.C., presentando las medidas de mitigación posibles, y diseñando las obras de prevención y/o control propuestas.

PALABRAS CLAVE: Amenaza, Vulnerabilidad, Riesgo, Fenómenos de Remoción en Masa, Deslizamientos, Caída de Rocas, Barrio Mirador, Localidad de Usaquén.

TÉRMINOS PARA GLOSARIO E ÍNDICE:

Fenómenos de remoción en masa: Deslizamientos de tierra, Caída de Rocas.

Amenaza: Probabilidad de excedencia de un fenómeno dado.

CLASIFICACIÓN DE SEGURIDAD:	CONTRATO:	IDIOMA:	NÚMERO DE PÁGINAS:	NÚMERO DE COPIAS:
Clasificado	No. 226 de 2006	Español	246	3

NOTAS Y OBSERVACIONES:

El informe está dividido en cuatro partes, a saber:

- Resumen ejecutivo.
- Volumen I – Informe Final.
- Volumen II – Anexos (son cinco tomos).
- Volumen III – Planos.
- Volumen IV – Plan de gestión social.

LISTA DE DISTRIBUCIÓN

CLASE DE DOCUMENTO:	CODIGO:	FECHA:
Informe Final	GE-147	30/11/2006

LISTA DE DESTINATARIOS

DESTINATARIO DEL INFORME	IDENTIFICACION
FOPAE	ORIGINAL
FOPAE	COPIA 1
FOPAE	COPIA 2
GIA-GEOCING LTDA	COPIA 3

CONTROL DE MODIFICACIONES

INDICE REVISIÓN	CAPITULO MODIFICADO	FECHA DE MODIFICACION	OBSERVACIONES	APROBADO

GLOSARIO

Amenaza

Es la probabilidad de ocurrencia de un suceso potencialmente desastroso en un periodo de tiempo, en un sitio dado.

Antropico

Se refieren a todas las actividades mediante las cuales el hombre transforma el medio natural., Obras civiles, Deforestación, Minería, Actividades Agrícolas, Sobrepastoreo, Uso del suelo.

Cuenca

Unidad natural definida por la existencia de la divisoria de las aguas en un territorio dado. Las cuencas hidrográficas son unidades morfográficas superficiales. Sus límites quedan establecidos por la divisoria geográfica principal de las aguas de las precipitaciones

Deslizamientos

Son movimientos en masa que se producen al superarse la resistencia al corte del material y tienen lugar a lo largo de una o varias superficies de falla ó a través de una franja relativamente estrecha del material. Generalmente las superficies de deslizamiento son visibles o pueden deducirse razonablemente.

Deslizamientos Rotacionales

Tienen lugar a lo largo de una superficie de deslizamiento interna, de forma aproximadamente circular y cóncava.

Deslizamientos Traslacionales

En este tipo de deslizamientos la masa de terreno se desplaza hacia fuera y abajo, a lo largo de una superficie más o menos plana o suavemente ondulada, con pequeños movimientos de rotación.

Escarpe

Corresponde a una superficie muy inclinada a lo largo de la periferia de área en movimiento, causado por el desplazamiento del material fuera del terreno original. La continuación de la superficie del escarpe dentro del material forma la superficie de falla

Geomorfología

En pocas palabras, la geomorfología es la ciencia que estudia las formas del relieve terrestre; pues, según las partículas que componen el término, "geo" es tierra, "morfo" es forma y "logía" es tratado o estudio. Por lo tanto, esta ciencia se remite sólo al estudio de la topografía terrestre. En otras circunstancias, en el estudio de los paisajes de otros astros deberá omitirse el término "geo", y se podrá decir, por ejemplo, morfología de la luna, morfología de marte, etc. En esos casos, se supone, que habrá toda otra serie de factores muy diferentes a los de la tierra que han dado lugar a la fisonomía de los paisajes en dichos astros.

Riesgo

Es el grado de pérdidas esperadas debido a la ocurrencia de un suceso particular y como una fusión de la amenaza y la vulnerabilidad.

Superficie De Falla

Corresponde al área debajo del movimiento que delimita el volumen de material desplazado. El volumen de suelo debajo de la superficie de falla no se mueve.

Vulnerabilidad

Es el grado de perdida de un elemento o grupo de elementos bajo riesgo resultados de la probable ocurrencia de un suceso desastroso.

CONTENIDO GENERAL

JUSTIFICACION 23

INTRODUCCION 24

OBJETIVOS 24

1. GENERALIDADES 24
   1.1. Alcance del estudio 24
   1.2. Descripción del problema y sus posibles causas 25
   1.3. Delimitación geometría del área de estudio 26
   1.4. Recopilación de información secundaria 26
   1.5. Método de análisis 27
   1.6. Grupo de trabajo 28

2. LEVANTAMIENTO TOPÓGRAFICO 30
   2.1. Generalidades 30
   2.2. Método de trabajo 31
      2.2.1. Traslado de coordenadas reales 31
      2.2.2. Trabajo de oficina 33
      2.2.3. Referencias en campo 33

3. GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA 34
   3.1. Generalidades 34
   3.2. Método de trabajo 34
      3.2.1. Metodología 34
      3.2.2. Información Existente Analizada 35
      3.2.3. Trabajo de campo 36
   3.3. Geología Regional 37
      3.3.1. Estratigrafía Regional 39
         3.3.1.1. Grupo Guadalupe (Ksg) 39
         3.3.1.2. Formación Arenisca de Labor 40
         3.3.1.3. Formación Arenisca Tierna 40
      3.3.2. Formación Sabana 42
      3.3.3. Geología Estructural 43
         3.3.3.1. Fallas 43
         3.3.3.2. Pliegues 44
   3.4. Geología y Geomorfología local 44
      3.4.1. Objetivos 45

3.4.2. Actividades Realizadas 45
3.4.3. Descripción Geológica y Geomorfológica General 46
3.4.4. Estratigrafía 51
3.4.4.1.Formación Arenisca Tierna - Ksgt 51
3.4.4.2.Unidades de suelos y depósitos – Q y Sr 57
3.4.4.3.Suelos residuales Sr-Ar_2 57
3.4.4.4.Rellenos y Botaderos de Basura – Qr- 58
3.4.5. Aspectos Estructurales 78
3.4.5.1.Fallas 78
3.4.5.2.Discontinuidades 79
3.4.6. Aspectos Hidrogeológicos 83
3.4.7. Modelo Geológico 83
3.5. Geomorfología Local 84
3.5.1. Análisis Multitemporal 84
3.5.2. Procesos morfodinámicos 89
3.5.2.1.Deslizamientos rotacionales 89
3.5.2.2.Desprendimientos y volcamientos 91
3.5.3. Unidades geomorfológicas. 94
3.5.3.1.Ladera Superior. Le-1 95
3.5.3.2.Talud Minero (Le-2) 95
3.5.3.3.Área Explanada Le-3 97
3.5.3.4.Ladera Inferior Le-4 97
4. CLIMA, HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA, HIDROGEOLOGIA Y SISMOLOGÍA 100
4.1. Introducción 100
4.2. Método de trabajo 100
4.3. Marco hidráulico general 100
4.4. Marco hidrológico general 101
4.5. Caracterización climática regional 101
4.5.1. Precipitación 101
4.5.2. Precipitación de corta duración – curva de intensidad – duración – frecuencia 102
4.5.3. Hietogramas de precipitación 103
4.5.4. Precipitación Crítica–Duración 105
4.6. Sismo 106
5. COBERTURA VEGETAL Y USO DEL SUELO 107
5.1. Introducción 107
5.2. Metodología de Trabajo 107
5.3. Clasificación del Uso y Cobertura del Suelo 108
6. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA 110

6.1. Investigación del subsuelo 110
6.2. Ensayos in-situ y de laboratorio 112
7. ZONIFICACION GEOTECNICA 113
7.1. Generalidades: 113
7.2. Zona Geotécnica 1: Parte alta oriental: 114
7.2.1. Localización: 114
7.2.2. Problemas geotécnicos: 114
7.3. Zona Geotécnica 2: Escalón intermedio oriental: 116
7.3.1. Zona 2A: 116
7.3.2. Zona 2B: 119
7.3.3. Zona 2C: 121
7.3.4. Zona 2D: 128
7.4. Zona Geotécnica 3: Plataforma central: 131
7.4.1. Plataforma central norte- Zona 3A: 131
7.4.2. Plataforma central sur-Zona 3B: 134
7.5. Zona Geotécnica 4: Sector sur-occidental: 137
7.5.1. Zona 4A: Talud del costado nor-occidental: 137
7.5.2. Zona 4B: talud del costado sur-occidental: 139
7.5.3. Zona 4C: Brecha de falla: 140
8. CARACTERIZACION GEOTECNICA DEL SUBSUELO 146
8.1. Actividades Programadas 146
8.1.1. Levantamiento de Discontinuidades 146
8.1.2. Ejecución de apiques y trincheras 146
8.1.3. Perforaciones 146
8.1.4. Ensayos de Laboratorio 146
8.2. Caracterización geotécnica 147
8.2.1. Rellenos antrópicos 147
8.2.2. Depósitos naturales 148
8.2.3. Parámetros adoptados para los análisis de estabilidad de taludes: 160
9. AMENAZA POR DESLIZAMIENTO 161
9.1. Factores Contribuyentes y Detonantes 161
9.1.1. Problemas de estabilidad potenciales y activos 161
9.1.2. Factores Contribuyentes 162
9.1.3. Factores detonantes 162
9.2. Generalidades 163
9.2.1. Secciones de análisis 163
9.2.2. Método de análisis 164
9.2.2.1.Deslizamientos en suelos 164
9.3. Factores intrínsecos 164

9.4. Factores detonantes para el caso de deslizamientos en suelos 165
9.4.1. Lluvia 165
9.4.2. Sismo 166
9.5. Resultados 167
9.5.1. Sección geotécnica 1. A-A 169
9.5.2. Sección geotécnica 2. B-B 171
9.5.3. Sección geotécnica 3. C-C 174
9.5.4. Sección geotécnica 4. D-D 176
9.5.5. Sección geotécnica 5. E-E 179
9.5.6. Sección geotécnica 6. F-F 181
9.5.7. Sección geotécnica 7. I-I 184
9.5.8. Sección geotécnica 8. K-K 186
9.5.9. Sección geotécnica 9. L-L 189
9.5.10. Sección geotécnica 10. M-M 191
9.5.11. Sección geotécnica 11. N-N 193
9.5.12. Sección geotécnica 12. O-O 196
9.6. Calidad de Cimentaciones 198
9.6.1. Clasificación de cimentaciones 198
9.6.2. Análisis de estabilidad 199
9.7. Análisis de Estabilidad de Taludes en Roca 200
9.7.1. Generalidades 200
9.7.2. Escenarios de Falla 200
9.7.3. Modelos de Estabilidad 202
9.7.4. Análisis de caída de Bloques 206
9.7.5. Categorización de la amenaza 207
10. EVALUACIÓN Y ZONIFICACIÓN DE VULNERABILIDAD FISICA Y SOCIAL 208
10.1. Vulnerabilidad 208
10.2. Tipificación de las viviendas 208
10.3. Inventario de viviendas 209
10.3.1. Información primaria 209
10.3.2. Inventario de viviendas 209
10.4. Calificación de los daños 210
10.4.1. Solicitaciones 211
10.4.1.1. Tipos de movimientos y solicitaciones 211
10.4.1.2. Matriz de daño 213
10.4.2. Índice de vulnerabilidad física (IVF) 214
10.4.3. Resultados obtenidos 216
11. RIESGO POR DESLIZAMIENTOS 218
11.1. Método de análisis 218
11.1.1. Hipótesis 1 219
11.1.2. Hipótesis 2 220

11.2. Criterios aplicados y resultados obtenidos 221
11.3. Viviendas afectadas: 221

12. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE MITIGACIÓN 224
12.1. DESCRIPCION DE LAS ALTERNATIVAS DE MITIGACION 224
12.1.1. Zona 2A 224
12.1.2. Zona 2B y 2C 225
12.1.3. Zona 4C 225
12.2. EVALUACION COMPARATIVA DE LAS ALTERNATIVAS DE MITIGACION 226
12.3. ALTERNATIVAS DE MITIGACION RECOMENDADAS 227

13. DISEÑO DETALLADO DE OBRAS Y MEDIDAS NO ESTRUCTURALES 229
13.1. DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS 229
13.2. CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO 229
13.3. PROCESO CONSTRUCTIVO Y OBRAS PRIORITARIAS 231
13.4. CRONOGRAMA DEL PROYECTO 232
13.5. VIABILIDAD DE LAS OBRAS 234
13.6. PLAN DE ACCIÓN 234
13.7. MANUAL DE MANTENIMIENTO 235

14. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES: 236
14.1. Recomendaciones: 240

15. LIMITACIONES 242

16. BIBLIOGRAFIA 243

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Relación de personal que realizó los trabajos 28
Tabla 2. Relación de equipos y elementos por comisión 30
Tabla 3. Mojones materializados en campo 33
Tabla 4. Discontinuidades registradas 79
Tabla 5. Unidades Geomorfológicas 99
Tabla 6. Factores espectrales para la Zona 1 (AIS, 1997) 106
Tabla 7 Leyenda y Clasificación de uso y Cobertura de la Tierra 108
Tabla 8. Profundidades de los apiques, trincheras y perforaciones 110
Tabla 9. Relación de ensayos de laboratorio 112
Tabla 10. Parámetros geotécnicos para los rellenos antrópicos 148
Tabla 11. Parámetros geotécnicos para los suelos residuales 149
Tabla 12. Parámetros geotécnicos resumen para la zona 2A 153
Tabla 13. Parámetros geotécnicos resumen para la zona 2B 154
Tabla 14. Parámetros geotécnicos resumen para la zona 2C 154
Tabla 15. Parámetros geotécnicos resumen para la zona 2D 154
Tabla 16. Parámetros geotécnicos resumen para la zona 4A 155
Tabla 17. Caracterización geotécnica adoptada para los análisis de estabilidad de taludes 160
Tabla 18. Parámetros estadísticos de resistencia seleccionados 164
Tabla 19. Pesos unitarios de los materiales utilizados en los modelos 165
Tabla 20. Parámetros estadísticos para el nivel del agua 166
Tabla 21. Resumen de los FS críticos en las secciones analizadas 168
Tabla 22 Clasificación de estructuras de retención 199
Tabla 23 Resumen de los resultados de los análisis de estabilidad de muros de retención conteniendo rellenos no seleccionados en términos de altura libre máxima de falla 200
Tabla 24. Número de curva en función de la categoría del suelo y el uso del suelo .. 201
Tabla 25. Resultados de los análisis de estabilidad de taludes en roca 203
Tabla 26. Resultados de los análisis de estabilidad de taludes en roca 205
Tabla 27. Resultados de los análisis de amenaza por caída de bloques 206
Tabla 28. Categorización de la amenaza en la zona de estudio 207
Tabla 29. Categorización de la amenaza en la zona de estudio 207
Tabla 30. Criterios de resistencia de las estructuras según el tipo de solicitación 208
Tabla 31. Clasificación de la tipología de vivienda 209
Tabla 32. Clasificación de los daños según el DRM 210
Tabla 33. Rangos de velocidad utilizadas en el estudio 212
Tabla 34. Categorías de presione laterales utilizadas en el estudio 212
Tabla 35. Solicitaciones características de la zona de influencia indirecta por caída de rocas. 213
Tabla 36. Matriz de daño utilizada en el estudio. 213
Tabla 37. Selección del valor de α 215
Tabla 38. Criterios de categorización de la vulnerabilidad ante deslizamientos 216
Tabla 39. Categorización del riesgo 221
Tabla 40. Descripción zonas de intervención. 224

Tabla 41. Cuadro comparativo de alternativas de mitigación 227
Tabla 42. Cuadro de alternativa seleccionada..... 228
Tabla 43 Cantidades y presupuesto estimado de las obras para el barrio Mirador del Norte 229
Tabla 44. Viviendas con grado de riesgo..... 238
Tabla 45 Viviendas con grado de riesgo..... 238
Tabla 46 Viviendas con grado de riesgo..... 239
Tabla 47 Viviendas con grado de riesgo..... 241

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Localización general del área de estudio 27
Figura 2. Diagrama de flujo para el análisis de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por FRM 29
Figura 3. Poligonal de amarre 32
Figura 4. Columna estratigráfica general 64
Figura 5. Columna estratigráfica Trincheras No 1 y 2 65
Figura 6. Columna estratigráfica Apique No. 3 y Trincheras No 3 y 4 66
Figura 7. Columna estratigráfica Trinchera No 5 67
Figura 8. Columna estratigráfica Trincheras No 6 y7 68
Figura 9. Columna estratigráfica Trinchera No 8 69
Figura 10. Columna estratigráfica Trinchera No 9 70
Figura 11. Columna estratigráfica Trinchera No 10 71
Figura 12. Columna estratigráfica Trinchera No 11 72
Figura 13. Columna estratigráfica Trinchera No 12 73
Figura 14. Columna estratigráfica Trincheras No 13 y 14 74
Figura 15. Columna estratigráfica Trinchera No 15 75
Figura 16. Columna estratigráfica Trincheras No 16, 17 y 18 76
Figura 17. Columna estratigráfica Trinchera No 19 77
Figura 18. Precipitación Mensual Multianual 102
Figura 19. Curvas Generalizadas IDF Estación Escuela Colombiana de Ingeniería 103
Figura 20. Hietograma de Precipitación Total 105
Figura 21. Probabilidad de excedencia del sismo en la zona ajustada a una distribución exponencial 167
Figura 22. Histograma de frecuencias del FS para A-A 169
Figura 23. Análisis de sensibilidad del nivel freático en los análisis de estabilidad de A-A 170
Figura 24. Análisis de sensibilidad del sismo en los análisis de estabilidad de A-A 170
Figura 25. Probabilidad de falla vs Factor de seguridad de A-A 171
Figura 26. Histograma de frecuencias del FS para B-B 172
Figura 27. Análisis de sensibilidad del nivel freático en los análisis de estabilidad de B-B 172
Figura 28. Análisis de sensibilidad del sismo en los análisis de estabilidad de B-B 173
Figura 29.Probabilidad de falla vs Factor de seguridad de B-B 173
Figura 30. Histograma de frecuencias del FS para C-C 174
Figura 31. Análisis de sensibilidad del nivel freático en los análisis de estabilidad de C-C 175
Figura 32. Análisis de sensibilidad del sismo en los análisis de estabilidad de C-C 175
Figura 33. Probabilidad de falla vs Factor de seguridad de C-C 176
Figura 34. Histograma de frecuencias del FS para D-D 177
Figura 35. Análisis de sensibilidad del nivel freático en los análisis de estabilidad de D-D 177
Figura 36. Análisis de sensibilidad del sismo en los análisis de estabilidad de D-D 178
Figura 37. Probabilidad de falla vs Factor de seguridad de D-D 178
Figura 38. Histograma de frecuencias del FS para E-E 179

Figura 39. Análisis de sensibilidad del nivel freático en los análisis de estabilidad de E-E 180
Figura 40. Análisis de sensibilidad del sismo en los análisis de estabilidad de E-E ... 180
Figura 41. Probabilidad de falla vs Factor de seguridad de E-E 181
Figura 42. Histograma de frecuencias del FS para F-F 182
Figura 43. Análisis de sensibilidad del nivel freático en los análisis de estabilidad de F-F 182
Figura 44. Análisis de sensibilidad del sismo en los análisis de estabilidad de F-F.... 183
Figura 45. Probabilidad de falla vs Factor de seguridad de F-F..... 183
Figura 46. Histograma de frecuencias del FS para I-I 184
Figura 47. Análisis de sensibilidad del nivel freático en los análisis de estabilidad de I-I 185
Figura 48. Análisis de sensibilidad del sismo en los análisis de estabilidad de I-I 185
Figura 49. Probabilidad de falla vs Factor de seguridad de I-I 186
Figura 50. Histograma de frecuencias del FS para K-K 187
Figura 51. Análisis de sensibilidad del nivel freático en los análisis de estabilidad de K-K..... 187
Figura 52. Análisis de sensibilidad del sismo en los análisis de estabilidad de K-K... 188
Figura 53. Probabilidad de falla vs Factor de seguridad de K-K..... 188
Figura 54. Histograma de frecuencias del FS para L-L 189
Figura 55. Análisis de sensibilidad del nivel freático en los análisis de estabilidad de L-L 190
Figura 56. Análisis de sensibilidad del sismo en los análisis de estabilidad de L-L.... 190
Figura 57. Probabilidad de falla vs Factor de seguridad de L-L..... 191
Figura 58. Histograma de frecuencias del FS para M-M..... 191
Figura 59. Análisis de sensibilidad del nivel freático en los análisis de estabilidad de M-M 192
Figura 60. Análisis de sensibilidad del sismo en los análisis de estabilidad de M-M .. 192
Figura 61. Probabilidad de falla vs Factor de seguridad de M-M 193
Figura 62. Histograma de frecuencias del FS para N-N 194
Figura 63. Análisis de sensibilidad del nivel freático en los análisis de estabilidad de N-N..... 194
Figura 64. Análisis de sensibilidad del sismo en los análisis de estabilidad de N-N... 195
Figura 65. Probabilidad de falla vs Factor de seguridad de N-N..... 195
Figura 66. Histograma de frecuencias del FS para O-O 196
Figura 67. Análisis de sensibilidad del nivel freático en los análisis de estabilidad de O-O 197
Figura 68. Análisis de sensibilidad del sismo en los análisis de estabilidad de O-O .. 197
Figura 69. Probabilidad de falla vs Factor de seguridad de O-O 198
Figura 70. Modelo de estabilidad en taludes verticales escalonados 199
Figura 71. Modelo de falla planar – análisis de estabilidad de taludes en roca 203
Figura 72. Esquema de deslizamiento 211
Figura 73. Esquema de caída de rocas. 212
Figura 74. Valoración del ID utilizando conjuntos difusos..... 214
Figura 75. Gráfica para determinar IVF con un α=0,6 215
Figura 76. Conjuntos difusos trapezoidales 219
Figura 77. Cálculo del riesgo por conjuntos difusos trapezoidales 221

Figura 78. Cronograma del proyecto estimado de las obras para el barrio Mirador del Norte 233
Figura 79 Amenaza actual por fenómenos de remoción en masa 236
Figura 80 Vulnerabilidad actual por fenómenos de remoción en masa 237
Figura 81 Riesgo actual por fenómenos de remoción en masa. 237

LISTA DE FOTOS

Foto 1 Fotografía aérea del Mirador del Norte 46
Foto 2 Obras de estabilización en el talud superior 47
Foto 3 Talud superior hacia el norte con problemas de inestabilidad 48
Foto 4 Talud superior al norte muy cercano a las viviendas..... 48
Foto 5 Vista superior manzanas centrales. 49
Foto 6 Vista muros de protección manzanas centrales..... 49
Foto 7 Talud Inferior con desprendimientos afectando las vías peatonales 50
Foto 8 Ladera de rocas fracturadas y sueltas por encima del parque 51
Foto 9 Areniscas de la unidad Ksgt-Ar1. Observese los bloques volcados 53
Foto 10 Arcillolitas moradas de la unidad Ksgat-Arc. Obsérvese que se encuentra por encima de estas una unidad de areniscas muy fracturada. Tomada en la parte sur del área de estudio Trinchera 19 (Figura 16)..... 54
Foto 11 Arcillolitas de la Unidad Ksgt- Arc, afloramiento en corte de vivienda. Tomada al frente de la vivienda de la Calle 185 D No. 185 B-08 54
Foto 12 Parte superior de la Unidad Ksgt-Ar2.Obsérvese la erosión sobre la cara del talud..... 55
Foto 13 Secuencia fotográfica del talud de la vivienda de la calle 186 a No. 23 A-03. Se observa un Talud de más de 8 metros de roca triturada dispuesta caóticamente susceptible a caer..... 56
Foto 14 Detalle de Roca brechada en el Talud superior del barrio Mirador del Norte. . 56
Foto 15 Suelos residuales parte norte de la Trinchera 1 a la Trinchera 4..... 57
Foto 16 Suelos residuales Trinchera 6 (Figura 7) 58
Foto 17 Rellenos constructivos en las viviendas ubicadas entre la Carrera 23 A Bis a la Carrera 23 D. 59
Foto 18 Apique 7 B ubicado en la Calle 185 A Bis al frente de la vivienda con nomenclatura 23 A-18 60
Foto 19 Apique 21 B ubicado sobre la carrera 23 A Bis A al frente de la vivienda con monenclatura 23 A-29. 60
Foto 20 Apique 1 B: Relleno localizado en la parte inferior de la Carrera 22. 61
Foto 21 Relleno (Qr4) localizado en la calle 185 C 62
Foto 22 Relleno Qr4, localizado en la parte posterior de la vivienda de la calle 185 C y D 62
Foto 23 : C-61: escala 1:15.000, Foto No. 452, 1940 85
Foto 24 : Fotografía aérea R-1131 Foto No. 194, 1990..... 87
Foto 25 : Fotografía Satelital: 2005. Los cuadros blancos indican las áreas donde se han presentado emergencias por remoción en masa 88
Foto 26 Deslizamiento rotacional 3- Ladera Norte..... 90
Foto 27 Deslizamiento rotacional viviendas ubicadas por debajo del talud norte. 90
Foto 28 Deslizamientos Trasnacional que produce volcamiento y caída de rocas. Ladera inferior de la zona 91
Foto 29 Caída de bloques de arenisca, zona sur del Barrio Mirador del Norte. 92
Foto 30 Caída de bloques, talud vertical 92
Foto 31 Fotografía Área de Flujo 1: Parte superior de la vivienda 23 A – 06 y la Calle 186 A Bis. 93

Foto 32 Flujo 3, sobre viviendas 23 A-11 y Calle 186 A 93
Foto 33 Talud superior con desprendimientos por erosión diferencial 94
Foto 34 Lavado y desprendimento en las caras del talud. 94
Foto 35 Sondeo No 2 111
Foto 36 Sondeo No3 111
Foto 37 Vista de las casas localizadas sobre el costado norte de la calle 185, las cuales están cimentadas sobre plataformas escalonadas en relleno; las plataformas están confinadas con muros de piedra, vigas y columnas de concreto..... 115
Foto 38 Estado de los taludes de corte en un lote vacío al norte del predio de la 187A-18, de la zona 2A; se presentan cortes verticalizados del orden de 3 a 5 m de altura, con el predominio de suelos residuales limoarenosos orgánicos en la parte baja y rellenos en la parte alta, los cuales son altamente susceptibles a desprendimientos en forma de bloques. 117
Foto 39 Desprendimientos de bloques de suelos residuales y rellenos, del talud de corte aledaño al patio con nomenclatura 187A-06, aledaño a la antigua vía al Guavio. Estos desprendimientos se han generado por la afluencia de aguas prevenientes de la vía localizada en la zona posterior, los cuales han ocasionado daños locales sobre varias casas de este corredor..... 118
Foto 40 Desprendimientos de bloques de rocas fracturadas y meteorizadas, a la altura de los predios con nomenclatura 186C-84 y 186C-54; en el sector sur de la zona 2A. En la zona posterior se encuentra la vía emplazada sobre una capa espesa de relleno; la ausencia de sistemas de drenaje superficial permite que se generen estos tipos de desprendimientos. 118
Foto 41 Un poco mas al sur, se presenta una situación similar, en donde se dibujan las cicatrices dejadas por antiguos desprendimientos, una de ellas contenida por una calza de concreto, construido hace unos 7 años. 119
Foto 42 Detalle de las obras geotécnicas realizadas en la zona 2B; se efectuó una reconformación de taludes, trinchos de madera y dos filas de pilotes de madera en la parte media del talud; al fondo se construyó un muro de concreto aledaño a al vía. 120
Foto 43 Detalle de la parte inferior del talud Zona 2B, el cual está confinado por un muro de gaviones de dos niveles. 120
Foto 44 y Foto 45 Panorámica general del talud que conforma la parte alta de la zona 2C; se trata de un talud inclinado compuesto por rellenos heterogéneos, escombros de construcción y basuras, el cual está emplazado sobre suelos residuales arcillosos; nótese la conformación de pequeños escalones en la parte baja del talud (lado derecho de la foto superior e izquierdo de la inferior) que son un indicador de una condición incipiente de falla. 122
Foto 46 Vista frontal del talud de la Zona 2Aura de la calle 185C; nótese el talud en relleno y vegetación de la parte superior el cual escurre literalmente sobre el talud del escarpe inferior en roca; nótese la presencia de una capa de suelo orgánico debajo del relleno y la presencia de rellenos y basuras en la parte baja del talud. 123
Foto 47 Detalle de la casa con nomenclatura 23A-05, al lado derecho de las escaleras (zona 2C); la casa está metida dentro de una zona de corte sobre suelos residuales que pueden ser susceptibles a la falla. 123
Foto 48 Detalle de la casa con nomenclatura 23A-06, sobre la calle 186A bis; se presenta afluencia de agua en la base del talud; en primer plano al lado izquierdo de la

foto, se encuentra un socavón generado por la rotura de una manguera, el cual generó un pequeño flujo que llegó a las casas. 124
Foto 49 Casa localizada en la calle 186A´ No. 23A-08; para la construcción de la casa se efectuó un corte del orden de 3 m de altura sobre areniscas con orientación de los estratos en el mismo sentido de la pendiente del talud, a pesar de que la casa está pegada al talud de corte, no hay problemas de estabilidad, exceptuando la posibilidad de desprendimientos de suelos y bloques de la parte alta. 124
Foto 50 Casa localizada sobre la calle 186A´ No 23A-05 ; en este sector afloran suelos residuales limo-arenosos; a pesar de la pendiente fuerte del talud, éste es estable; en la base se encuentra un muro de concreto de poca altura. 125
Foto 51 Lote vacío localizado al lado sur de la Calle 186ª; en la parte inferior se encuentran rellenos y bloques que se han desprendido de las partes altas. 125
Foto 52 Predio de la calle 185C 23A-06; se trata de una casa de dos niveles con cimentación escalonada, cimentada sobre roca meteorizada; la casa está expuesta a daños por caida de bloques de la parte alta. 126
Foto 53 Predio de la calle 185C 23A-05; se trata de un nivel efectuad sobre una plataforma de corte en depósito, contenido por un murete de piedra; este predio esta en posibilidad de daños por deslizamiento del depósito y caida de bloques de la parte alta. 126
Foto 54 Vista de la parte alta del talud del predio de la calle 185C23A-05; se presenta debajo del relleno (parte alta del talud) un horizonte de suelo orgánico seguido por arcillolitas grises y areniscas parcialmente meteorizadas; existe la posibiliddad de desprendimientos de bloques del escarpe en roca. 127
Foto 55 Predio localizado sobre la calle 185C 23A-06; se presenta la posibilidad de desprendimientos de bloques provenientes del escarpe de la parte alta y deslizamientos de rellenos localizados en la parte baja de talud in clinado. 127
Foto 56 Bloque in situ, localizado en el costado sur de la zona 2D; este bloque está emplazado sobre un plano inclinado sobre una delgada capa de limo arenoso; este bloque se puede mover cinemáticamente por influencia de sismo y genera daños en las casas localizadas en la parte baja. 129
Foto 57 Vista del escarpe en el costado sur de la zona 2D; se presentan varias familias de diaclasas que definen cuñas cinemáticamente inestables; nótese en la parte superior varios bloque de volumen no despreciable en condición cinemática de falla. 129
Foto 58 Un poca mas al norte se presenat un cambio en la orientación de los planos de estratificación que buzan con un ángulo alto, en el mismo sentido de la pendiente del talud; esta condición genera la posibilidad de fallas planares que involucrarían roca y relleno de la parte superior; es im´portante destacar que en la parte media del talud en roca aflora una veta de arcillosita gris que puede generar mayor susceptibilidad a la falla. 130
Foto 59 Detalle del muro de piedra pegada con mortero construido en la parte baja del talud; este muro ha servido de protección de la casa contra el desprendimiento y caída de bloques del talud. Este muro es necesario prolongarlo por los costados sur y norte para que sirva de protección de otras casas que están expuestas a daños. 130
Foto 60 Panorámica general de la zona 3A, a lo largo de la carrera 23A bis A. La fila de casa del costado occidental, se encuentran cimentadas parte en relleno y parte en

roca; la zona posterior en relleno está confinada con muros de piedra y concreto de condiciones muy precarias..... 132
Foto 61 Zona posterior de la fila occidental de casas de la zona 3A; las casas están cimentadas sobre muros de piedra y rellenos de 2 m de altura o más. 132
Foto 62 Al costado nor-occidental, la vía colinda con un talud en relleno y roca, el cual está por fuera de la zona del proyecto; éste talud presenta evidencias de fallas superficiales, las cuales pueden afectar la vía de acceso al barrio en la parte alta... 133
Foto 63 Detalle del borde occidental de la vía carrera 23A bis A. En este lineamiento se construyó una cuneta rectangular con tapas de concreto prefabricado; sin embargo el agua superficie fluye por un costado de la cuneta generando un problema de erosión en surcos. 133
Foto 64 Panorámica general de la zona 4B se trata de una terraza intermedia de pendiente baja a moderada, con la presencia de areniscas deleznables y rellenos. Se presentan problemas geotécnicos muy localizados..... 135
Foto 65 Vista de las casas localizadas en el costado sur; estas casas están cimentadas en arcillolitas de color gris; algunas de ellas sobre plataformas de relleno de altura no despreciable. 136
Foto 66 Vista lateral del talud en relleno localizado en la esquina sur-occidental de la calle 185B con carrera 23ª Bis A; en este sitio se requiere de un muro de contención en la abse del talud para confinar el relleno y proteger las casas. 136
Foto 67 Vista lateral del talud natural en la zona 4C; la erosión ha dejado expuestos relictos de roca, algunos de ellos con posibilidad de desprendimiento y caída, que pueden afectar el parque en la parte baja; se debe efectuar una revisión y remoción de bloques con posibilidad de falla..... 138
Foto 68 Vista del costado sur del talud natural; allí se genera una depresión y en la parte superior se en cuentra una casa de mas de tres pisos con cimentación deficiente. Esta casa debe ser desalojada. 138
Foto 69 Vista del costado sur-occidental del area de estudio, correspondiente a la zona 4B; allí se encuentra un terreno de pendiente moderada, sobre areniscas, en donde están cimentadas las casas (lado derecho de la foto); por el costado occidental la vía limita con un talud inclinado en relleno y roca..... 139
Foto 70 Vista del talud localizado al costado sur-occidental (por fuera del area de estudio); el n talud está conformado por relleno en la parte superior y por roca en la parte inferior; superficialmente el talud ha presentado deformaciones. 140
Foto 71 Panorámica general de la zona 4C desde el costado nor-oriental; se define un escalonamiento donde se encuentra roca muy fracturada; los problemas geotécnicos se relacionan mas que todo con problemas de cimentaciones escalonadas; localmente se encuentran problemas de desprendimientos y erosión. 141
Foto 72 Taludes a la altura de la Carrera 23C con calle 185A bis; en este sitio se presenta eun escalónen suelo residual y roca; del cual se generan pequeños desprendimientos que amenazan la estabilidad de las casas en las partes altas; en la parte inferior, los residentes han llenado las zonas bajas con escombros..... 141
Foto 73. Escalonamiento en el patio posterior del predio de la carrera 23D No. 185B-14; en este sector afloran bloques masivos de arenisca; en primer plano hay una discontinuidad de origen tectónica..... 142
Foto 74. En el predio contiguo correspondiente a la carrera 23D No. 185B-22; en la zona posterior se genera un talud del orden de 8 m de altura; en la parte superior se

improvisó un paso elevado con madera, producto de desprendimientos del talud. La casa que se encuentra detrás del paso se encuentra en riesgo potencial de falla. ... 142
Foto 75.Panorámica de las casas localizadas sobre la Diagonal 186; debido a la pendiente pronunciada de los taludes, la cimentación de las casas están conformadas por plataformas escalonadas, principalmente de relleno o roca muy fracturada, contenidas por muros de ladrillo y piedra, siendo susceptibles a daños por sismo... 143
Foto 76.Vista lateral del predio localizado en la diagonal 186 No. 23A-27; la plataforma de cimentación descansa sobre roca muy fracturada, generando un talud verticalizado, sin protección alguna, quedando éste expuesto a la erosión. Se han generado concavidades producto de desprendimientos localizados de bloques. 143
Foto 77.Vista de la casa esquinera localizada sobre la calle 186A; Se encuentra una casa de cuatro pisos cimentada sobre roca muy fracturada; en el borde sur-occidental se construyó una columna que traslada la carga a la base del escalón topográfico; esta casa es vulnerable a daños por sismo y debe ser evacuada. 144
Foto 78.Predios en la parte alta con nomenclatura 123A-59 y 123A-62; se encuentra un talud escalonado del orden de 4 m de altura, en roca, cubierto por una capa delgada de relleno detrás de la corona del talud se construyó una zanja de coronación, la cual requiere limpieza y debe completarse. 144
Foto 79. Predio de la carrera 23 no. 86A -46; se encuentra un talud escalonado del orden de 6 m de altura en roca fracturada, con la posibilidad de desprendimientos de bloques. 145

LISTADO DE ANEXOS

ANEXO I. LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO..... 248
ANEXO I – A. Certificaciones de calibración de los equipos..... 249
ANEXO I – B. Certificado de placas IGAC..... 251
ANEXO I – C. Datos crudos cartera de campo..... 253

ANEXO II. GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA..... 274
ANEXO II – A. Fotografías aéreas..... 280
ANEXO II – B. Fichas inventario de procesos..... 294
ANEXO II – C. Levantamiento estructural de macizos rocosos..... 329

ANEXO III. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO..... 338
ANEXO III – A. Registros de apiques..... 339
ANEXO III – B. Registros de trincheras..... 360
ANEXO III – C. Registros de perforaciones..... 366

ANEXO IV. CLIMA, HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA, HIDROGEOLOGIA Y SISMOLOGÍA..... 374
ANEXO IV – A. Fichas de investigación de redes de alcantarillado..... 375

ANEXO V. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUBSUELO..... 387
ANEXO V – A. Ensayos de laboratorio..... 388
ANEXO V – B. Parámetros de los Suelo..... 429

ANEXO VI. AMENAZA POR DESLIZAMIENTO..... 445
ANEXO VI – A. Amenaza actual por deslizamientos..... 446
ANEXO VI – B. Amenaza actuales por caída de rocas..... 447

ANEXO VII. EVALUACIÓN Y ZONIFICACIÓN DE VULNERABILIDAD FISICA Y SOCIAL..... 542
ANEXO VII – A. Formulario para evaluación de viviendas..... 543
ANEXO VII – B. Resumen evaluación de daños y estado en edificaciones..... 801

ANEXO VIII. RIESGO POR DESLIZAMIENTOS..... 685
ANEXO VIII-A. Resultados de análisis de riesgo..... 686

ANEXO IX. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE MITIGACIÓN..... 818
ANEXO IX – A. Formatos de evaluación..... 819
ANEXO IX – B. Amenaza con obras..... 823

ANEXO X. CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO..... 859

ANEXO XI. ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCION..... 880

LISTADO DE PLANOS

GE147-PL2-01 Levantamiento topográfico y exploración del subsuelo
GE147-PL2-02 Geología regional
GE147-PL2-03 Geología local y columna estratigráfica general
GE147-PL2-04 Secciones geológicas
GE147-PL2-05 Geomorfología e inventario de procesos
GE147-PL2-06 Red de alcantarillado.
GE147-PL2-07 Red de acueducto.
GE147-PL2-08 Uso y cobertura del suelo.
GE147-PL2-09 Zonificación geotécnica.
GE147-PL2-10 Amenaza por deslizamientos.
GE147-PL2-11 Amenaza por desprendimientos y caída de bloques.
GE147-PL2-12 Amenaza general por fenómenos de remoción en masa.
GE147-PL2-13 Tipología de viviendas.
GE147-PL2-14 Vulnerabilidad ante fenómenos de remoción en masa.
GE147-PL2-15 Riesgo por fenómenos de remoción en masa.
GE147-PL2-16 Obras propuestas alternativa 1.
GE147-PL2-17 Cortes y detalles obras propuestas alternativa 1.
GE147-PL2-18 Obras propuestas alternativa 2.
GE147-PL2-19 Cortes y detalles obras propuestas alternativa 2.
GE147-PL2-20 Amenaza por fenómenos de remoción en masa con obras.
GE147-PL2-21 Obras de mitigación definitivas.
GE147-PL2-22 Cortes y detalles obras de mitigación definitivas.
GE147-PL2-23 Levantamiento de actas de vecindad.

JUSTIFICACION

El FONDO DE DESARROLLO LOCAL DE LA LOCALIDAD DE USAQUÉN y el FONDO DE PREVENCIÓN Y ATENCIÓN DE EMERGENCIAS, FOPAE, suscribieron el CONVENIO INTERADMINISTRATIVO No. SGDC-658-00-05 con el fin de aunar esfuerzos técnicos, económicos y administrativos para ejecutar los estudios y diseños de mitigación del riesgo en los Barrios Villa Nidia, Mirador del Norte y El Codito de la Localidad de Usaquén.

En las metas del proyecto se encuentra el "Estudio de riesgos por fenómenos de remoción en masa, evaluación de alternativas de mitigación y diseños detallados de las medidas recomendadas en el barrio Mirador del Norte (Grupo 2).

El barrio Mirador del Norte está construido en una zona de alta pendiente de los Cerros Nororientales de Bogotá, sobre terrenos dejados por la explotación de antiguas canteras, las viviendas se han construido de forma irregular, en su mayoría por autoconstrucción, muy cerca de los escarpes y la infraestructura en vías es en general precaria pues no están pavimentadas y carecen de adecuadas cunetas, además varias de las calles peatonales (en sentido E-W) son escalinatas en tierra o en piedra sin adecuados sistemas de drenaje. De acuerdo con el "Estudio de inestabilidad del terreno para diferentes localidades de Santafé de Bogotá", realizado por INGEOCIM LTDA (1998) para el FOPAE, la mayor parte del barrio se encuentra en zonas de amenaza media y alta por fenómenos de remoción en masa.

En la actualidad está en ejecución un estudio detallado de riesgo por fenómenos de remoción en masa, contratado por la DPAE en la zona suroriental del barrio, donde se presentan problemas de inestabilidad asociados principalmente con caídas de rocas, sin embargo la DPAE ha realizado visitas y emitido diagnósticos técnicos en otros tres sectores del barrio, ubicados más hacia el norte del sector donde se están adelantando los estudios de detalle, debido a que allí han ocurrido caídas de bloques y deslizamientos de tierra que han afectado algunas viviendas, por lo cual se hace necesario ampliar en este sector los estudios detallados de riesgo por fenómenos de remoción en masa.

El estudio que aquí se desarrolla permitirá conocer de manera objetiva las condiciones de amenaza, vulnerabilidad y riesgo a las que están expuestas la población y la infraestructura del barrio Mirador del Norte, por fenómenos de remoción en masa y tomar decisiones oportunas sobre la ejecución de medidas y acciones para mitigar el riesgo, en beneficio de la comunidad.

INTRODUCCION

En desarrollo del Contrato de Consultoría No. 266 de 2006, suscrito entre el FONDO DE PREVENCIÓN Y ATENCIÓN DE EMERGENCIAS DE BOGOTÁ – FOPAE y el CONSORCIO GIA-GEOCING, conformado por GEOCING LIMITADA y GIA LIMITADA, cuyo objeto es el "Estudio de riesgos por fenómenos de remoción en masa, evaluación de alternativas de mitigación y diseños detallados de las medidas recomendadas en el barrio Mirador del Norte Sector, ubicado en la localidad de Usaquén (GRUPO 2), en Bogotá D.C.", se presenta este informe el cual contiene el resumen de los trabajos realizados.

OBJETIVOS

- Prevenir desastres debido a fenómenos de remoción en masa.
- Preservar y mejorar las condiciones del medio natural.
- Contribuir a mejorar la calidad del hábitat (viviendas y servicios públicos).
- Crear espacios verdes y valorar el espacio público.
- Difundir información sobre riesgos y protección del medio ambiente.

1. GENERALIDADES

1.1. Alcance del estudio

El FONDO DE DESARROLLO LOCAL DE LA LOCALIDAD DE USAQUÉN y el FONDO DE PREVENCIÓN Y ATENCIÓN DE EMERGENCIAS, FOPAE, suscribieron el CONVENIO INTERADMINISTRATIVO No. SGDC-658-00-05 con el fin de aunar esfuerzos técnicos, económicos y administrativos para ejecutar los estudios y diseños de mitigación del riesgo en los Barrios Villa Nidia, Mirador del Norte y El Codito de la Localidad de Usaquén.

El barrio EL MIRADOR DEL NORTE, se encuentra localizado en el sector Nor-oriental de la ciudad de Bogotá. El barrio se encuentra emplazado en la parte media-alta de los cerros orientales, en un terreno de pendiente moderada a alta, con varios escalonamientos, en donde predominan rocas arenosas de la Formación Guadalupe. El barrio en planta define una forma triangular alargada en sentido norte-sur, paralelo a las curvas de nivel, y está conformado por tres grandes manzanas. La zona más alta se define en la parte oriental del Barrio, en donde el barrio limita con la antigua vía al Guavio; al otro lado de la vía se encuentra un tanque de almacenamiento de agua potable, de propiedad de la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá. Por el occidente limita con el Barrio EL CODITO, y por el sur con una franja de terreno no construida y otros barrios del sector.

Para fines de indicar dentro de un contexto general los problemas geotécnicos del Barrio, se han tomado como referencia las tres manzanas del barrio que se prolongan en sentido norte-sur y que se han denominado con los números 1, 2 y 3 de oriente a occidente. De otra parte se ha tenido en cuenta el contexto geológico-estructural

general del barrio, en el cual hay evidencias de una posible falla normal escalonada y con algún componente de rumbo que se prolonga en sentido SW-NE, y que permite subdividir el barrio en otras tres zonas así: el bloque inferior de falla que abarca una parte pequeña de la zona nor-occidental del barrio (parte norte de la manzana 3), una zona de brecha escalonada central de unos 10 a 20 m de ancho, que se prolonga siguiendo una trayectoria zigzagueante dentro del barrio desde la parte sur-occidental, a lo largo de la manzana 3 hasta el vértice del lado norte, y un bloque superior de falla que abarca la zona sur-oriental abarcando las manzanas 1 y 2. Existen varias franjas de rocas brechadas en el bloque superior, que se prolongan en sentido SW-NE y que desaparecen ladera arriba.

1.2. Descripción del problema y sus posibles causas

De acuerdo con las visitas realizadas, se puede decir que los problemas geotécnicos del barrio son locales y están íntimamente relacionados con el contexto geológico estructural de la zona. En orden de importancia describimos a continuación los más releventantes.

- Problemas del costado nor- oriental de la manzana 2:

En esta zona se presenta un talud de corte del orden de 5 m de altura, sobre rellenos y rocas alteradas, el cual colinda con la vía al Guavio; allí se presentan desprendimientos locales de bloques de roca que han afectado ocasionalmente varias casas de la manzana 2, localizadas en la parte baja, generando daños locales en sus estructuras; los problemas han sido originados por mal manejo de las aguas superficiales sobre la vía antigua; por comentarios de la comunidad, algunos de estos problemas, han sido objeto de emergencias en los últimos dos años.

- Problemas del costado sur-oriental de la manzana 2:

Allí se presenta un talud de corte vertical del orden de 10 a 15 m de altura, sobre areniscas friables y moderadamente fracturadas de la formación Guadalupe. Este talud de corte corresponde en parte a un patio antiguo de explotación y de otro lado a plataformas de construcción de las casas de la manzana 2. Detrás de la corona del talud de corte se encuentra otro talud de menor pendiente, del orden de 3 a 5 m de altura compuesto por una capa superficial de rellenos del orden de 2 a 3 m de espesor que descansa sobre rocas muy meteorizadas de la misma formación. En el talud de corte de la parte baja, se han presentado desprendimientos de bloques del talud, los cuales han formado una serie de conos traslapados de depositación de bloques y detritos en la base; estos detritos han sido cubiertos parcialmente por rellenos antrópicos y basuras.

En la parte superior e inferior, se han prolongado una red de mangueras de caucho del orden de ¾", con empalmes muy precarios con membranas de caucho, las cuales ocasionalmente pueden presentar fugas que saturan el talud; en la parte alta del talud se prolonga un tubo de PVC del orden de 4", el cual ha presentado daños en los empates y ha generado pequeños flujos de lodos y deslizamientos locales que han

afectado las casas de la parte baja de la manzana 2. El lado sur el talud de corte inferior y verticalizado alcanza en este sector una altura importante, del orden de 10m o más, en donde existen cicatrices de desprendimientos de bloques atribuibles a la formación de cuñas en las discontinuidades del macizo. En el extremo sur hay un gran bloque in situ del orden de 50 toneladas, que buza en el sentido de la ladera y que puede generar daños en las casas de la parte inferior.

- Problemas a lo largo de la Manzana 3:

Se trata de un escalonamiento natural en el macizo, posiblemente de origen tectónico (escalón de una posible falla normal), en donde se encuentran rocas muy fracturadas y brechadas, que definen un talud del orden de 45° de inclinación; una buena parte de este corredor se encuentra invadido por casas de 1 a 4 pisos, las cuales están cimentadas sobre plataformas escalonadas, principalmente compuestas por rellenos, los cuales están confinados por muros de piedra en algunos casos con vigas de concreto; en estas zonas es cuestionable la calidad de las cimentaciones, las cuales pueden ser vulnerables mas que todo ante la ocurrencia de sismos. En el extremo sur-occidental de esta franja se presentan problemas locales de desprendimientos que pueden generar afectaciones locales.

Por el costado norte de este escalón, se encuentra una franja sin construir en donde afloran relictos de roca (in – situ); en este sector no se evidenciaron problemas geotécnicos exceptuando la posibilidad de desprendimientos de bloques aislados que pueden llegar hasta un parque infantil localizado en la parte baja. En la parte sur de esta zona descubierta se genera una depresión posiblemente asociada a una zona de brecha; en la parte alta de ésta se encuentra una casa de más de dos pisos con cimentación precaria y en la parte baja una casa de 1 piso que puede verse afectada.

1.3. Delimitación geometría del área de estudio

El área seleccionada es de forma irregular, de aproximadamente 3,8 Ha. Hacia el sector norte el área es estrecha y se ensancha gradualmente hacia el sur. Está limitada por el nororiente por la transversal 22C (denominada Vía al Guavio), por el oriente por la carrera 22B Bis (que es continuación de la Vía al Guavio), por el sur por la calle 185 A Bis A, por el occidente por la carrera 23D y la carrera 23C y por el noroccidente por la carrera 23B. Como se puede observar en la Figura 1.

1.4. Recopilación de información secundaria

Las siguientes fueron las fuentes de información secundaria recopiladas para el desarrollo del objeto del estudio:

- Estudio para el Análisis y Caracterización de Tormentas en la Sabana de Bogotá. IRH INGENIERÍA y RECURSOS HÍDRICOS LTDA. – EMPRESA DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO DE BOGOTÁ, Noviembre de 1995.
- Estudio de Microzonificación Sísmica de Santafé de Bogotá. INGEOMINAS, 1997.
- Diagnóstico Técnico No DI-2025 (18 de mayo de 2004)

- Diagnóstico Técnico No DI-2163 (30 de octubre de 2004)
- Diagnóstico Técnico No DI 2207 (3 de noviembre de 2004)
- Estudio para la Zonificación de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo por Fenómenos de Remoción en Masa de las Localidades de Ciudad Bolívar, San Cristóbal, Rafael Uribe Uribe, Santafé, Chapinero, Usaquén y Suba. INGEOCIM LTDA. – UPES. Octubre de 1998.

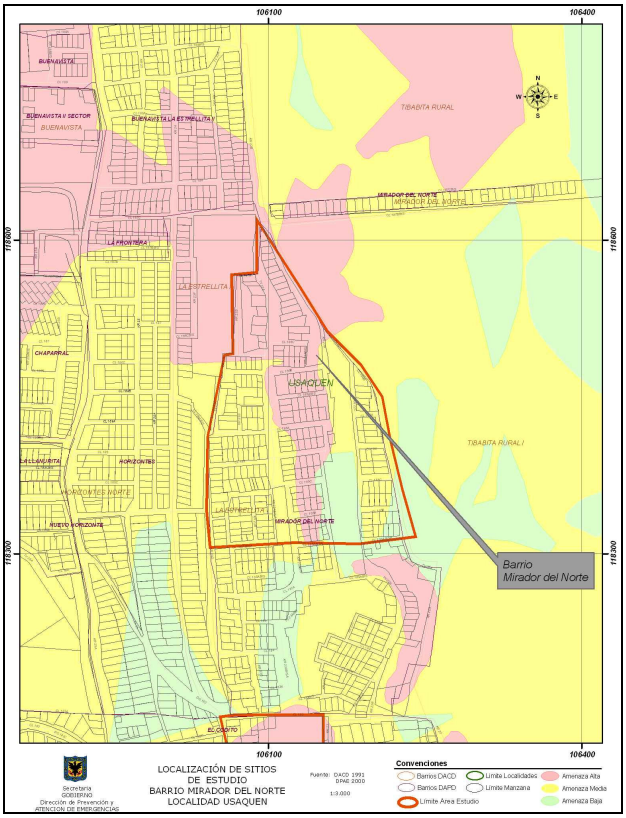


Figura 1. Localización general del área de estudio

1.5. Método de análisis

Para el análisis de riesgos por fenómenos de remoción en masa (FRM) se seguirá la metodología sugerida por Omar Darío Cardona, que se puede resumir así: "una vez conocida la amenaza o peligro (*A*), entendida como la probabilidad de que se presente un evento con una intensidad mayor o igual a cierto nivel durante un período de exposición determinado, y conocida la vulnerabilidad (*V*), entendida como la predisposición intrínseca de un elemento expuesto a ser afectado o de ser susceptible de sufrir una pérdida ante la ocurrencia de un evento con cierta intensidad, el riesgo (*R*) puede entenderse como la probabilidad de que se presente una pérdida sobre el elemento expuesto, como consecuencia de un evento con una intensidad mayor o igual

a cierto nivel, es decir, la probabilidad de exceder unas consecuencias sociales y económicas durante un período de tiempo determinado".[1]
Para obtener los tres componentes mencionados en la anterior definición (amenaza, vulnerabilidad y riesgo), se lleva a cabo el proceso resumido en la Figura 2 y descrito a continuación:

- Determinación de las zonas de comportamiento geotécnico similar (zonas homogéneas) con base en los trabajos topográficos, geológicos, geomorfológicos y de investigación del subsuelo.
- Determinación de los factores detonantes naturales (sismo y lluvia). Para el sismo se utilizan los datos de la microzonificación de Santafé de Bogotá, la lluvia se determina el período de retorno de la lluvia crítica con base en el estudio realizados en 1998 por Ingeocim Ltda–Upes. Es importante resaltar que los factores detonantes antrópicos (producidos por el hombre) se tendrán en cuenta al determinar las zonas de cortes y rellenos y la sobrecarga de las estructuras.
- Determinación de los parámetros geotécnicos (máximos y mínimos) en cada uno de las los materiales que conforman el subsuelo en la zona de estudio, necesarios para realización de los análisis de estabilidad.
- Análisis de estabilidad probabilísticos, determinando los factores de seguridad y la probabilidad de falla teniendo en cuenta la variabilidad de los parámetros de resistencia del suelo y los factores detonantes.
- Con base en la zonificación de amenaza realizada determinando las posibles solicitaciones y la tipificación de estructuras se determina la vulnerabilidad y el riesgo de las estructuras ante fenómenos de remoción en masa.
- De acuerdo a los resultados de los trabajos precedentes, se propondrán las obras de mitigación posibles.

1.6. Grupo de trabajo

Para llevar a cabo los trabajos, el CONSORCIO GIA-GEOCING conformó el grupo de trabajo relacionado en la **Tabla 1**.

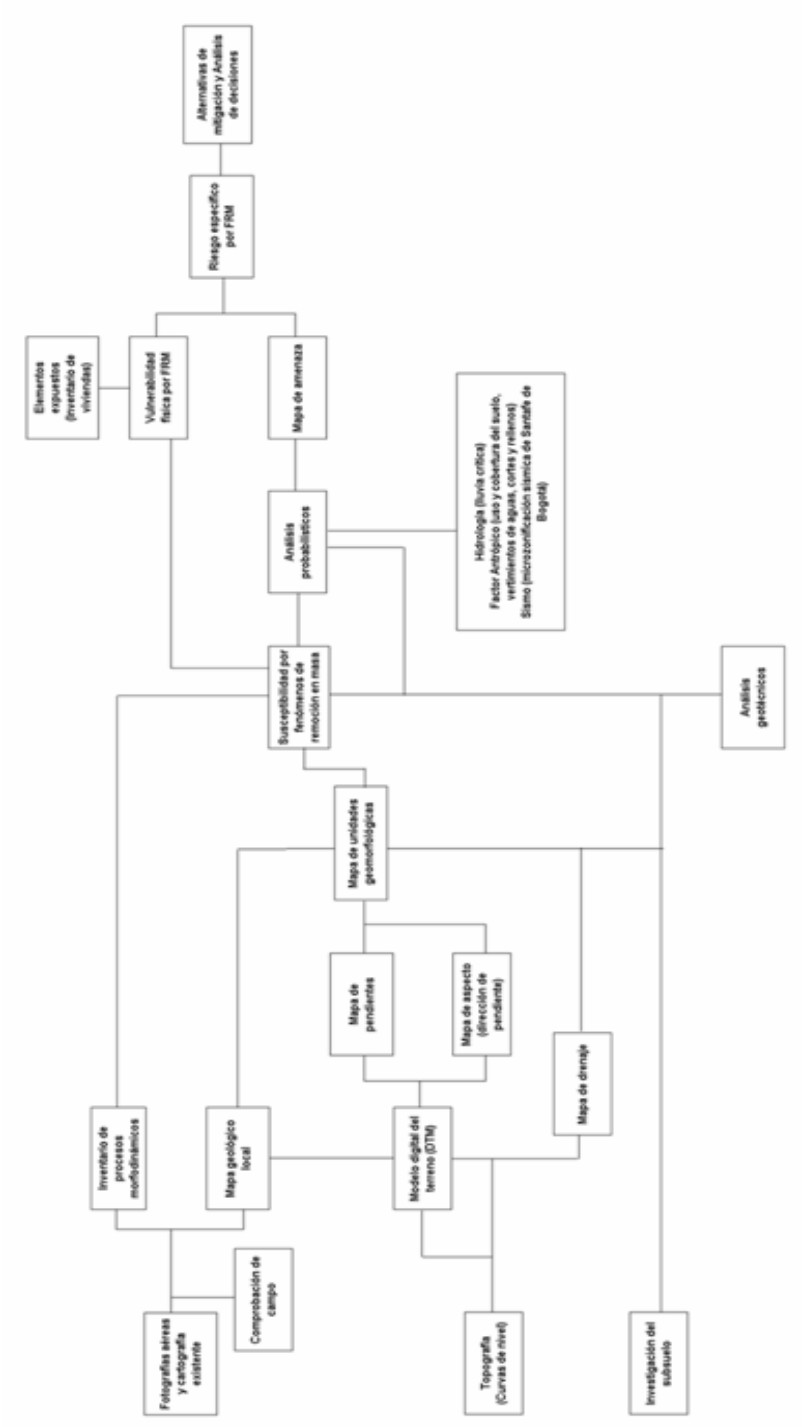
Tabla 1. Relación de personal que realizó los trabajos

Nombre	Función o cargo
Flavio Soler Sierra	Director del estudio – Especialista en geotecnia y riesgos
Nancy Alfonso B.	Geólogo
Holman Téllez	Especialista en hidrología e hidráulica
Miguel Ángel Raba	Especialista en geotecnia
Luís Fernando Urrego L.	Especialista en SIG
Fernando Andrés Ospina	Ingeniero civil - Especialista en riesgos

[1] Cardona-Arboleda, O, D, (1989). ***VULNERABILIDAD Y RIESGO POR DESASTRE – TÉRMINOS DE USO COMÚN EN MANEJO DE RIESGO.*** Primer taller de planificación en manejo de desastres. Oficina Nacional para la Atención de Desastres. Presidencia de la República de Colombia – Universidad Jorge Tadeo Lozano.

Rocio Rincón P.	Ingeniera auxiliar – Cartografía y SIG
Jair Andrés Parras G.	Ingeniero auxiliar - Trabajos de exploración del subsuelo
Carlos Castillo L.	Topógrafo
Jully Casallas	Dibujante

Figura 2. Diagrama de flujo para el análisis de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por FRM



2. LEVANTAMIENTO TOPÓGRAFICO

2.1. Generalidades

Como base para la zonificación, se debe conocer la topografía del sector incluyendo curvas de nivel y los detalles del barrio; dado el detalle del trabajo, este levantamiento se hizo al detalle de escala 1:500 (curvas de nivel cada 0.5m), obteniendo la división de las manzanas a nivel loteo.

Para realizar el levantamiento topográfico (planimétrico y altimétrico), con coordenadas reales y mojones en tres (3) vértices se siguieron los parámetros básicos que se mencionan a continuación:

- Amarre de coordenadas reales utilizando el punto CD-325-A con señal azimut al CD-323-A.
- Información topográfica tomada para cada punto, levantado en las 3 dimensiones: X (Este), Y (Norte), Z (Cota).
- Levantamiento topográfico detallado del sitio con: postes, hidrantes, válvulas, cajas, pozos, vías, paramentos, cercas, y demás detalles.
- Generación de curvas de nivel cada 0,5 m.

El levantamiento se realizó con una Estación Total Marca Topcon GTS-235W, de precisión angular al segundo y con alcances de lectura con prisma sencillo de 1200 m de distancia en longitud, con capacidad para almacenar hasta 8000 puntos topográficos, con lectura vertical cenital y el acompañamiento de dos prismas para la lectura de los puntos.

El equipo y los recursos utilizados por la comisión para realizar el levantamiento topográfico son los que se relacionan en la **Tabla 2.**

Tabla 2. Relación de equipos y elementos por comisión

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD
Estación TOPCON GTS-235W	1
Topógrafo	1
Cadenero primero	1
Cadenero segundo	1
Vigilante	2
Radios de onda corta	4
Vehículo	1

Se realizó el levantamiento de todos los detalles por radiación para la elaboración del plano respectivo, estos detalles fueron: vías, paramentos, postes, hidrantes, válvulas, cajas, pozos, cercas, y puntos de topografía para generar curvas de nivel cada 0,5 m,

el total de puntos levantados fue de 3947. Los detalles del levantamiento fueron almacenados en cartera electrónica, lo cual garantiza su veracidad. Las cotas fueron calculadas por nivelación trigonométrica a partir de los datos de la estación, mediante el software SURFACE MODELING.

2.2. Método de trabajo

2.2.1. Traslado de coordenadas reales

Para realizar el traslado de coordenadas del levantamiento topográfico se utilizó la información del punto certificado por el Instituto Geográfico Agustín Codazzi, (IGAC), CD-325-A, con azimut al punto CD-323-A, con el fin de amarrar tres vértices amojonados a coordenadas reales. La precisión del traslado de la poligonal es de 1: 105284.

El levantamiento topográfico se realizó en dos etapas, tal como se describe a continuación:

Zona Abierta: Toma de información únicamente del área despejada mediante la toma de puntos y en lo posible la toma de secciones transversales, colocando los prismas en los cambios de pendiente hasta obtener un cubrimiento total del área de estudio; los intervalos entre las secciones varían entre 1 a 4 m de distancia, según las condiciones del terreno.

Zona de Construcciones y Detalles: Toma de información de los puntos topográficos de infraestructura como son paramentos, andenes, construcciones, postes, pozos, cercas, etc. Es importante resaltar que, el levantamiento de las viviendas se realizó según con lo que se encuentra construido en el terreno, a junio de 2006.

El barrido con nube de puntos se utiliza para la definición de los taludes en corte, relleno, secciones de los cursos de agua y de elementos urbanísticos como: manzanas, pozos de inspección, vías y caminos peatonales. Complementariamente, se toman puntos adicionales en los vértices de las manzanas para la definición precisa de las mismas y el ajuste de los predios de cada una de ellas (ver Figura 3).

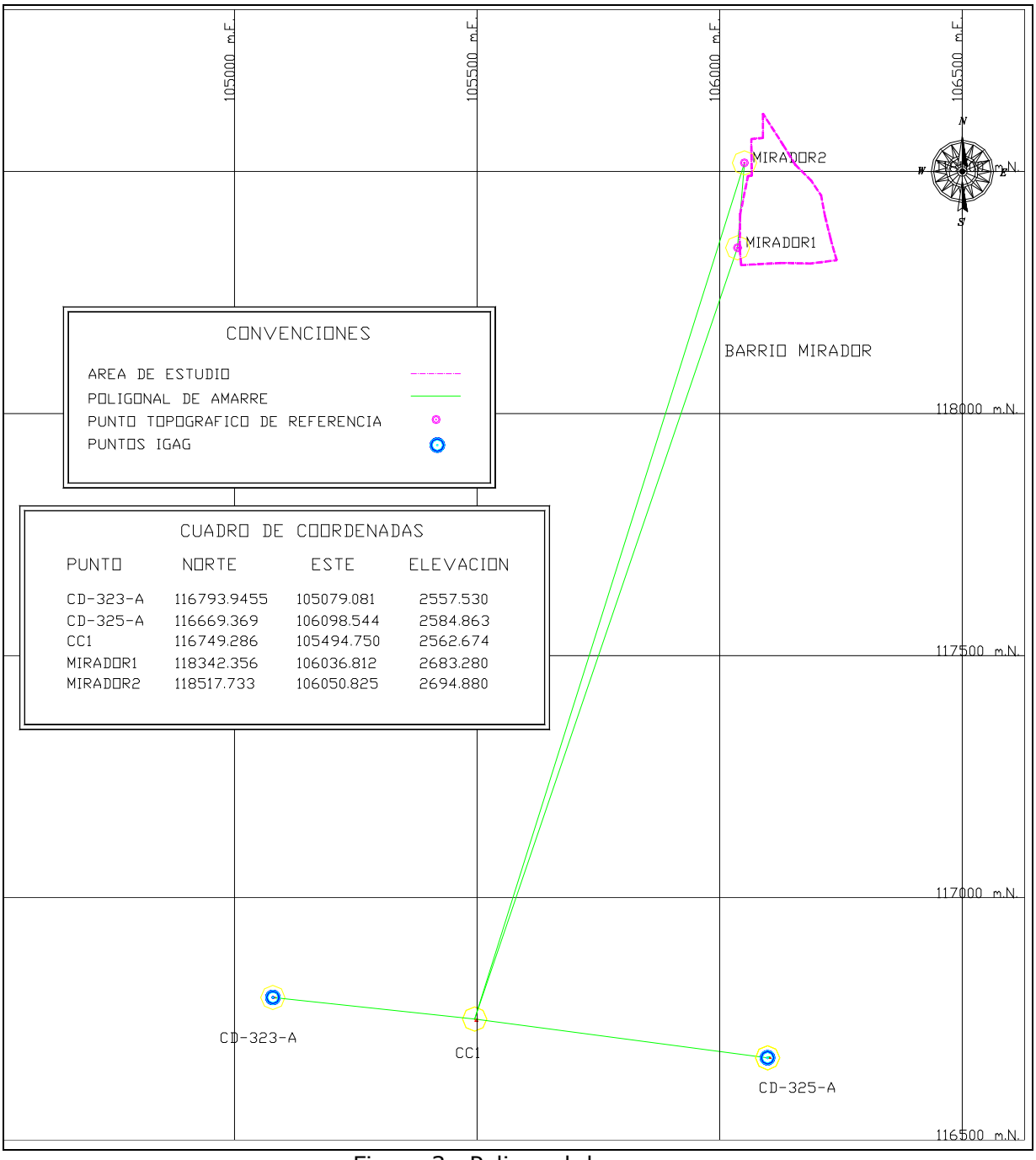


Figura 3. Poligonal de amarre

2.2.2. Trabajo de oficina

Los datos del levantamiento topográfico realizado, se descargaron directamente desde el colector de datos de la estación total al computador, evitando así errores de trascripción y agilizando este proceso. Los puntos topográficos fueron interpolados utilizando el software SURFACE MODELING, hallando las curvas de nivel, y con las carteras de campo se realizó la planimetría del sitio, obteniendo como resultado el **Plano GE147-PL2-01**; el proceso así desarrollado puede entenderse como una conceptualización de un submodelo para un SIG, ya que primero se elaboraron las diferentes capas (coberturas) y posteriormente se adelanta la interpolación. De esta manera, se define el manzaneo de manera completa. Se seleccionaron los postes de alumbrado y los pozos de inspección, se delinearon las vías y se delimitaron los taludes. Para una mejor aplicación del programa se procesan parcialmente en tres dimensiones los diferentes elementos topográficos levantados, lo cual da como resultado la no generación de errores y una mayor precisión y calibración para los límites y contornos. Con base en lo anterior y para terminar la generación del mapa base, se realiza la integración e interpretación final de todo el conjunto.

2.2.3. Referencias en campo

Para el posible replanteo de las obras propuestas, se dejaron en la zona de estudio tres (3) mojones cuyas coordenadas se presentan en la **Tabla 3**, y localizados tal como se puede ver en el **Plano GE147-PL2-01**.

Estos mojones fueron localizados de tal forma que entre ellos mismos son visibles con el fin de poder replantear en cualquier momento un punto dado.

Tabla 3. Mojones materializados en campo

MOJON	ESTE	NORTE	ELEVACION
MIRADOR 1	106036,812	118342,356	2683,278
MIRADOR 2	106050,825	118517,733	2694,885
MIRADOR 3	106080,417	118573,602	2715,717

En el **ANEXO I.** se presentan las certificaciones de los puntos de amarre del IGAC, de calibración de los equipos y las carteras de campo.

3. GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA

3.1. Generalidades

Este capítulo hace una descripción detallada de los aspectos geológicos y geomorfológicos que condicionan la zona de estudio, en el que se enmarcan el contexto regional y local como insumo para la determinación de la estabilidad geotécnica en el área.

3.2. Método de trabajo

Para el desarrollo de la geología regional, en este estudio se presenta una compilación a partir del análisis de la información existente y de la fotointerpretación, y del conocimiento de los consultores en geología de la zona de estudio y sus alrededores.

El levantamiento y cartografía geológica a nivel local consistió en primera instancia en la recopilación, procesamiento y evaluación de la información secundaria disponible tales como: informes anteriores, bases cartográficas del IGAC, fotografías aéreas, entre otras. Como segunda medida, se adelanto un trabajo de reconocimiento de campo que involucró actividades de exploración superficial levantamiento de datos estructurales y columnas estratigráficas, y la comprobación de la fotointerpretación realizada previamente. Por último, se complementó el estudio con la exploración del subsuelo programada para fines geológicos, hidrogeológicos y geotécnicos (sondeos, apiques, y trincheras), la cual ha provisto al proyecto de información útil para la evaluación de amenaza de la zona.

A continuación se relacionan paso a paso las actividades ejecutadas para en el desarrollo del componente geosférico:

3.2.1. Metodología

a) Fase preliminar

- Reconocimiento general del terreno e identificación de las problemáticas y potenciales zonas de inestabilidad.
- Levantamiento y digitalización del plano topográfico a escala 1:500.
- Obtención de fotografías aéreas en las escalas disponibles.
- Obtención de planos topográficos a escala 1:25.000, 1:10.000, y 1:2000, disponibles en el IGAC.
- Recopilación bibliográfica de información geotécnica, geológica, climatológica, hidrológica, hidrogeológica, etc. existente del área de estudio en las diferentes entidades públicas y privadas.

b) Fase de campo

- Geología - Geomorfología
- Levantamiento de datos estructurales y de columnas estratigráficas detalladas de las formaciones y litologías aflorantes.
- Interpretación de fotografías aéreas a escalas y años diferentes para estudiar los rasgos geológicos y geomorfológicos más notorios.
- Elaboración del mapa geológico detallado del área de estudio, diferenciando los materiales litológicos y depósitos antrópicos de interés.
- Elaboración del mapa geomorfológico detallado del área de estudio, diferenciando los modelados (morfogénesis) y geoformas (morfología) presentes en el área.
- Toma de fotografías convencionales destacando las características de importancia.
- Fase de resultados y elaboración del informe final

Por lo anteriormente mencionado, las labores preliminares se enfatizaron en la interpretación fotogeológica, la corroboración y complementación de la cartografía geológica regional y local en campo y el reconocimiento de las unidades litológicas aflorantes, sin asociarlas en primera instancia a las unidades litoestratigráficas descritas en informes o planos geológicos seleccionados en la recopilación de información.

La cartografía geológica se concentró en definir depósitos recientes, antrópicos y unidades litológicas aflorantes en los escarpes y cortes hechos por actividades mineras y asentamientos, describiendo su litología, texturas y estructuras locales relacionadas. Posteriormente, la información colectada de las unidades litológicas descritas y reconocidas en los trabajos de campo, se asoció con la leyenda geológica del mapa elaborado, relacionándola con la secuencia litoestratigráfica regional descrita por INGEOCIM LTDA. – UPES – FOPAE. 1998, Moya & Garcia – DPAE. 2002, GEOCING Ltda.-DEPAE. 1999.

3.2.2. Información Existente Analizada

Para el desarrollo de la geología regional se revisaron los estudios reseñados a continuación:

- Civiles Ltda. 2003. Estudio de riesgo por remoción en masa, evaluación de alternativas de mitigación y diseños detallados de las obras recomendadas para estabilizar el escarpe del barrio Soratama en la Localidad de Usaquén, Bogotá. Informe interno FOPAE.
- Consorcio Geotec. 2006. Estudio de riesgos por fenómenos de remoción en masa, evaluación de alternativas de mitigación y diseños detallados de las medidas recomendadas en el barrio Arauquita segundo sector, ubicado en la Localidad de Usaquén, Bogotá. Informe interno FOPAE.

- Fierro Morales, J. 2005. Geología y geomorfología detallada de la Aula ambiental de Soratama (Localidad de Usaquén, Bogotá). Informe interno DAMA.
- Geocing Ltda. 1998. Evaluación y zonificación de riesgos del barrio Arauquita. Localidad de Usaquén, Bogotá. Informe interno Fondo de desarrollo local de Usaquén.
- GIA Consultores Ltda. 2005. Estudio de riesgos por remoción en masa, evaluación de alternativas de mitigación y diseños detallados de las obras recomendadas para estabilizar el escarpe del barrio Mirador del Norte de la Localidad de Usaquén, Bogotá. Informe interno DPAE.
- Hidrotec Ltda. 1998. Estudios y diseños de estabilidad de taludes, control de erosión y manejo de aguas para la estabilización de diferentes sitios en la ciudad de Santa Fe de Bogotá – Grupo 3. Informe interno FOPAE.
- Indesa Ltda. 2000. Estudio de riesgos por remoción en masa y diseños detallados de las obras de control, protección y estabilización en el barrio El Codito, Localidad de Usaquén. Informe interno DPAE.
- Ingemétrica Ltda. 1999. Zonificación de amenazas y riesgos por remoción en masas, evaluación de alternativas de mitigación y diseños detallados de las obras para estabilizar el antiguo escarpe de extracción frente al barrio Soratama. Localidad de Usaquén. Informe interno FOPAE.
- Ingeocim Ltda. 1998. Zonificación por inestabilidad del terreno para diferentes localidades de la ciudad de Santa Fe de Bogotá D.C. Informe interno FOPAE.
- Moya y García Ltda. 2002. Estudio de riesgo por remoción en masa para los barrios Cerro Norte y Villa Nidia de la localidad de Usaquén y Diseño de obras de control, protección y estabilización. Informe interno DPAE.
- Rocas y Minerales Ltda. 2000. Estudio de riesgos por remoción en masa y diseños detallados de las obras de control, protección y estabilización en el barrio El Codito III Sector, Localidad de Usaquén, Bogotá. Informe interno DPAE.
- Universidad Nacional de Colombia. 2000. Diseños detallados para la reconformación geotécnica y ambiental de la antigua cantera Soratama. Informe interno DAMA.

3.2.3. Trabajo de campo

La labor de campo se adelantó durante tres semanas, ya que en la medida que avanzaban las actividades de revisión cartográfica, comprobación de la fotointerpretación y exploración superficial, las condiciones geológicas planteadas en el modelo inicial fueron cambiando y haciéndose con más detalle, en virtud de la exploración del subsuelo, la definición de unidades de roca y de la heterogeneidad de los depósitos recientes y antrópicos, y a la disposición urbanística del sector.

La comprobación se efectuó mediante el reconocimiento de las unidades litológicas aflorantes, sin asociarlas en primera instancia a las unidades descritas en informes o planos geológicos seleccionados en la recopilación de información.

La cartografía geológica se concentró en definir depósitos recientes, antrópicos y unidades litológicas aflorantes en los escarpes y cortes, hechos por las actividades mineras y por los asentamientos, describiendo su litología, texturas y estructuras locales relacionadas.

3.3. Geología Regional

La Sabana de Bogotá forma parte de una cuenca sedimentaria plegada y tectonizada, constituida por varios ejes anticlinales donde afloran formaciones constituidas, principalmente, por areniscas y arcillolitas, de edades Cretácicas tardías hasta Neógenas, depositadas en medios marinos (Grupo Guadalupe), transicionales (Formación Guaduas), hasta continentales (Formación Bogotá, Regadera, etc.). Esas formaciones antiguas se erodaron en parte durante fases de plegamiento y de manera fuerte durante y después del levantamiento de la Cordillera Oriental a partir del Mioceno. Los materiales erodados y transportados fueron redepositados en las depresiones y dentro de la cuenca durante el (Mio-) Plioceno y el Cuaternario y dieron lugar a gran variedad de depósitos no litificados de composición heterogénea, que recubren, en algunos casos parcial o totalmente, las formaciones antiguas. De estos depósitos, los más viejos fueron sometidos a intemperismo en condiciones tropicales durante el Plioceno, y en condiciones de montaña tropical de altitud a partir del Pleistoceno. Por otro lado, en el transcurso del Plioceno y del Cuaternario se ha puesto en evidencia la existencia de niveles de cenizas, provenientes de los centros volcánicos de la Cordillera Central que hicieron erupción durante ese lapso de tiempo (Ingeominas, 2003).

La zona trabajada hace parte de la porción nororiental de los Cerros Orientales, en particular de la Sierra de Usaquén. Se circunscribe en el cuadrángulo: (115.000N, 105.000E), (115.000N, 108.000E), (119.000N, 105.000E) y (119.000N, 108.000E). Su morfología es de pendiente (o ladera) estructural con gradientes que varían entre 10 y 30º. Las laderas se encuentran en el flanco occidental del Anticlinal de Bogotá-Usaquén; la estructura está limitada al occidente por la Falla de Bogotá, que separa los Cerros de la zona de Sabana. Además de la falla principal, trasiegan numerosas fallas con dirección NW-SE y lineamientos con dirección aproximada E-W. (Véase **PLANO GE147-PL2-02**) y en el **ANEXO II – A.**

El flanco occidental del Anticlinal de Bogotá – Usaquén se expone generalmente inclinado hacia el occidente, razón por la que el buzamiento de los estratos es desfavorable a la estabilidad en los cortes de cantera (en particular donde ellos son paralelos o sub-paralelos al rumbo de las capas).

Desde el punto de vista litológico, en la mayor parte de la vertiente afloran areniscas de la Formación Arenisca Tierna del Grupo Guadalupe (finales del Cretácico) dispuestas en capas gruesas con delgadas intercalaciones de lodolitas grises claras

generalmente ondulosas; sin embargo, en el extremo sur (sector de Villa Nidia) afloran areniscas de grano fino, bien cementadas intercaladas con lodolitas grises oscuras generalmente dispuestas en geometrías plano-paralelas propias de la Formación Arenisca de Labor del Grupo Guadalupe. Las secuencias rocosas están parcialmente cubiertas por: suelos residuales, transportados (gestados por procesos gravitatorios, aluviales y fluvio-glaciales) y negros (provenientes de la meteorización de cenizas volcánicas junto con limos y arenas finas probablemente transportadas por el viento y granos de arena provenientes de la meteorización de las capas de arenisca) de carácter limo-arenoso; y por depósitos antrópicos relacionados con la extracción de materiales y la adecuación de terrenos con fines urbanísticos.

En este estudio se presenta una compilación a partir del análisis de la información existente, de la fotointerpretación y del conocimiento de los consultores en la geología de la zona y sus alrededores. Se revisaron los estudios reseñados a continuación:

- Civiles Ltda. 2003. Estudio de riesgo por remoción en masa, evaluación de alternativas de mitigación y diseños detallados de las obras recomendadas para estabilizar el escarpe del barrio Soratama en la Localidad de Usaquén, Bogotá. Informe interno FOPAE.

- Consorcio Geotec. 2006. Estudio de riesgos por fenómenos de remoción en masa, evaluación de alternativas de mitigación y diseños detallados de las medidas recomendadas en el barrio Arauquita segundo sector, ubicado en la Localidad de Usaquén, Bogotá. Informe interno FOPAE.

- Fierro Morales, J. 2005. Geología y geomorfología detallada de la Aula ambiental de Soratama (Localidad de Usaquén, Bogotá). Informe interno DAMA.

- Geocing Ltda. 1998. Evaluación y zonificación del riesgo del barrio Arauquita. Localidad de Usaquén, Bogotá. Informe interno Fondo de desarrollo local de Usaquén.

- GIA Consultores Ltda. 2005. Estudio de riesgos por remoción en masa, evaluación de alternativas de mitigación y diseños detallados de las obras recomendadas para estabilizar el escarpe del barrio Mirador del Norte de la Localidad de Usaquén, Bogotá. Informe interno DPAE.

- Hidrotec Ltda. 1998. Estudios y diseños de estabilidad de taludes, control de erosión y manejo de aguas para la estabilización de diferentes sitios en la ciudad de Santa Fe de Bogotá – Grupo 3. Informe interno FOPAE.

- Indesa Ltda. 2000. Estudio de riesgos por remoción en masa y diseños detallados de las obras de control, protección y estabilización en el barrio El Codito, Localidad de Usaquén. Informe interno DPAE.

- Ingemetrica Ltda. 1999. Zonificación de amenazas y riesgos por remoción en masas, evaluación de alternativas de mitigación y diseños detallados de las

obras para estabilizar el antiguo escarpe de extracción frente al barrio Soratama. Localidad de Usaquén. Informe interno FOPAE.

- Ingeocim Ltda. 1998. Zonificación por inestabilidad del terreno para diferentes localidades de la ciudad de Santa Fe de Bogotá D.C. Informe interno FOPAE.

- Moya y García Ltda. 2002. Estudio de riesgo por remoción en masa para los barrios Cerro Norte y Villa Nidia de la localidad de Usaquén y Diseño de obras de control, protección y estabilización. Informe interno DPAE.

- Rocas y Minerales Ltda. 2000. Estudio de riesgos por remoción en masa y diseños detallados de las obras de control, protección y estabilización en el barrio El Codito III Sector, Localidad de Usaquén, Bogotá. Informe interno DPAE

- Universidad Nacional de Colombia. 2000. Diseños detallados para la reconformación geotécnica y ambiental de la antigua cantera Soratama. Informe interno DAMA

3.3.1. Estratigrafía Regional

En los estudios regionales y locales consultados para producir el Mapa geológico regional **PLANO GE147-PL2-02**, existen divergencias sobre los límites de las unidades litológicas. Upes-Ingeocim, op. cit. muestra que la parte de pie de ladera está constituida por la Arenisca de Labor (Ksgl); sin embargo, los levantamientos detallados llevados a cabo en el marco de diferentes estudios locales, entre los que se cita éste, fijan a partir de la Calle 166 y hacia el norte (al menos hasta el extremo norte del perímetro urbano de Bogotá en el Piedemonte) el pie de ladera labrado en su totalidad por la Fm. Arenisca Tierna.

Las diferencias entre estos dos grupos: son fundamentalmente: a).Texturales; Labor es predominantemente una arenisca de grano fino a medio mientras que Tierna es una arenisca de grano grueso e incluso guijosa; b). De cementación, Labor es bien cementada mientras que Tierna es friable y con un porcentaje mayor de matriz; y c). De estructuras sedimentarias, labor presenta láminas de menos de 2 mm con contenido de lodos generalmente bioperturbados y en Tierna son comunes estructuras sedimentarias mayores como estratificación interna inclinada.

Hecha esta aclaración y bajo la premisa anterior, se fija el contexto estratigráfico basado en Julivert (1968) y Van der Hammen (1995); el primero para Guadalupe y el segundo en lo que respecta a la Formación Sabana.

3.3.1.1. Grupo Guadalupe (Ksg)

Nombre: Propuesto por Hettner (1892) y redefinido por Hubach (1957) y Renzoni (1968) que lo subdividieron en Arenisca Dura (Ksgd), Plaeners (Ksgp) y Labor y Tierna (Ksglt). El nombre de esta unidad procede del Cerro de Guadalupe: Sierra de Bogotá, en la parte central – sur de los Cerros Orientales (Julivert, 1968).

Edad: Cretácico Tardío (Campaniano - Maastrichtiano Superior: 70 a 65 Ma antes del presente).
Lugares donde aflora: La Formación Arenisca Tierna conforma el sustrato rocoso de los polígonos de El Codito y Mirador del Norte y la Formación Areniscas de Labor entalla el de Villa Nidia.
Uso como material de construcción: El Grupo Guadalupe ha sido explotado para obtener arenas, rajones, postes para cerca, placas para mampostería, etc. En particular, la Formación Arenisca Tierna fue explotada en El Codito, como fuente de "arena de peña", usada especialmente para mezclas de morteros (pañetes).

Características físicas de la roca en el área tipo

Este aparte se base en el trabajo de Pérez y Salazar (1978) que estudiaron de manera detallada el Grupo Guadalupe en los Cerros Orientales de Bogotá.

3.3.1.2. Formación Arenisca de Labor

Encierra hacia la base areniscas arcillosas, grisáceas a blancas de grano muy fino a fino, bien seleccionadas. Yacen en bancos gruesos separados por capas finas de arcillolitas, frecuentes y de mayor espesor en la base. Muestran fracturamiento prismático, laminación y estratificación gradada.

En la parte superior se expone en intercalaciones de areniscas con horizontes de lodolitas dispuestas en paquetes con espesores similares. Las areniscas son arcillosas con granulometría variable de muy fina a fina, con porciones de grano medio a grueso. Son comunes: la ocurrencia de ondulitas, la estratificación ondulosa, ondulosa lenticular y esporádicamente la laminación plano-paralela. Los icnofósiles son escasos.
El espesor de la Formación en Usaquén es de aproximadamente 75 metros (según datos expuestos en el Léxico Estratigráfico Internacional, Julivert, 1968) y de 177 metros de acuerdo con las secciones levantadas por Pérez y Salazar (op. cit.) en los afloramientos ubicados en las quebradas El Higuerón y La Vieja.

3.3.1.3. Formación Arenisca Tierna

Está constituida hacia la base por una intercalación de bancos gruesos de areniscas con bancos menos gruesos de lodolitas finamente interestratificadas. Estas últimas desaparecen hacia el techo y se reducen a delgadas capas de arcillolitas. Las areniscas son arcillosas, esporádicamente sin matriz, de color pardo amarillento a blanco, de grano grueso a muy grueso, con porciones conglomeráticas frecuentes y porciones de grano medio a fino esporádicas. La selección es regular a mala. Es característica la alternancia de bancos de arenisca con estratificación inclinada en cuñas y estratificación ondulosa lenticular en el tope de la formación. Las lodolitas reposan como interlaminaciones paralelas ondulosas o lenticulares de limo o arena muy fina o arcilla. Los icnofósiles entallan principalmente los planos de estratificación y las capas de arcillolitas que separan los bancos de arenisca.

El espesor de la Formación en Usaquén es de 50 a 100 metros (datos expuestos en el Léxico Estratigráfico Internacional, Julivert, 1968) y de 40 metros acorde con las secciones levantadas por Pérez y Salazar (op. cit.) en los afloramientos ubicados de la carretera a Choachí.

Características físicas de la roca en el área de estudio (Villa Nidia, Mirador del Norte y Codito)

Formación Arenisca de Labor (Ksgl): Aflora en el barrio Mirador del Norte. Conjuga cuarzo arenitas muy bien cementadas con predominio de grano fino a muy fino (en general bien seleccionadas), con algunos horizontes de grano medio, muy silícea, de tonos blancos, grises claro y amarillentos; dispuestas en capas plano-paralelas, de más de 50 cm de espesor, muy macizas. Las intercalaciones arcillosas y limosas son muy delgadas (menores 1 m).

Formación Arenisca Tierna: Aflora en los barrios El Codito y Mirador del Norte. Está definida por areniscas blancas a grises claras (que alteran a colores amarillentos), de composición cuarzosa y en algunos niveles levemente feldespáticas (con estos minerales alterados a arcillas blancas) de grano medio a grueso (incluso conglomerático), con estratificación gruesa a muy gruesa con presencia de estratificación interna inclinada e icnofósiles en las capas de techo. La cementación es variable, de friables a moderadamente cementadas. Las intercalaciones corresponden a capas de menos de 50 cm de lodolitas (arcillolitas limosas) de colores grises claros, generalmente dispuestas en capas delgadas con estratificación ondulosa paralela y laminación plano paralela.

Características geotécnicas y procesos morfodinámicos típicos

Los macizos rocosos variables en composición conjugan el trabajo de cuatro familias principales de diaclasas, incluida la estratificación, rugosas y ligeramente meteorizadas y algunas posiblemente de origen tectónico, su estructura oscila entre masas parcialmente alteradas con bloques angulares multicaras y masas de bloques cúbicos. Esta representación es más evidente donde predominan las areniscas de regular a buena cementación, con intensidad de fracturamiento variable. Sin embargo, los macizos explotados tienen intercalaciones de lodolitas, que conforman planos a lo largo de los deslizamientos planares de grandes magnitudes, ejemplos tienen lugar en frentes de explotación contiguos o cercanos como: Cerro e Ibiza y El Cedro en Usaquén y la cantera Industrial y Minera La Quebrada y Santa Helena en Ciudad Bolívar y que tuvieron influencia en el deslizamiento de la zona central del barrio El Codito.

La medición de las propiedades geomecánicas de las lodolitas en los estudios de amenaza llevados a cabo por la DPAE, han dado como resultado ángulos de fricción interna de 16 a 18º (que gobiernan las condiciones de estabilidad del macizo), en función de las condiciones de humedad reinantes (Moya y García, 2002). Los deslizamientos ocurren toda vez que se quita el soporte basal a flancos monoclinales con cortes aproximadamente paralelos al rumbo de las estructuras o por pérdida

gradual de la resistencia (reblandecimiento). Un proceso con mayor probabilidad de ocurrencia que el anterior pero de menor gravedad en sus consecuencias es la caída de bloques, generada por las discontinuidades en los taludes sub-verticales dejados por la explotación de materiales.

3.3.2. Formación Sabana

Nombre: Propuesto por Hubach (1957). Su nombre procede de la Sabana de Bogotá (Cundinamarca).
Edad: Pleistoceno medio y tardío (1 a 0,2 millones de años, edades basadas en huellas de fisión)
Área tipo y límites: Generalmente suprayace la Formación Subachoque. Su sección tipo es la parte central de la Sabana de Bogotá.

Características físicas del suelo en el área tipo

Aunque está constituida principalmente por arcillas, hacia los márgenes de la cuenca de Bogotá existe un incremento en las intercalaciones de arcilla orgánica, turba/lignita, arcillas arenosas y arenas arcillosas. En el centro de la cuenca reposan aproximadamente los 320 metros superiores de los 586 de espesor total de relleno sedimentario; allí la Formación está constituida por arcillas y en la parte media se encuentran pequeñas intercalaciones de arenas. Los 2 metros superiores presentan un complejo de suelos constituidos por cenizas volcánicas. La secuencia en las perforaciones de la Ciudad Universitaria es de arcillas y arenas arcillosas con intercalaciones de arenas, turba/lignita y algunas gravas. El cambio lateral de facies que se observa en las secciones tipo también es notorio en otras perforaciones, es decir hay un incremento en las arenas e intercalaciones locales de turba, corriente arriba a lo largo de los ríos Bogotá y Tunjuelito.

Características geotécnicas y procesos morfodinámicos típicos

Las dataciones con 14C indican que el marcado descenso del nivel del agua que condujo a la desaparición del gran lago de la sabana tuvo lugar al final del periodo glacial. El nivel del lago descendió en las franjas marginales hace aproximadamente 40.000 años y en el centro de la cuenca hace 28.000 años, y su origen en la erosión fuerte del punto de salida del agua de la Sabana.

Los niveles freáticos, sin embargo, se encuentran cerca de la superficie (1 a 2 metros), con pequeñas variaciones estacionales que marcan espacios con mayores capacidades portantes en la época seca (dado que la succión aumenta los esfuerzos efectivos también aumentan, que son los que definen la resistencia de los suelos). La zona sometida permanentemente a la presencia de niveles freáticos es menos resistente; los parámetros de resistencia que gobiernan las arcillas, tales como el ángulo de fricción interna y la cohesión disminuyen en condiciones de humedecimiento y por consiguiente los cortes de excavaciones y las capacidades portantes son menores.

3.3.3. Geología Estructural

Las rocas de la zona de estudio conforman el flanco occidental del Anticlinal de Usaquén, la que representa la principal estructura del área. Este pliegue amplio presenta un rumbo general norte-sur y sobre sus flancos son comunes las fallas de rumbo con componente normal, que afectan las rocas cretácicas del Grupo Guadalupe.

Para la mayor parte de la zona de estudio, las fallas medidas, alineamientos de brechas tectónicas y la mayor parte de lineamientos fotogeológicos, lomos estructurales, cursos de quebradas no consecuentes, etc. corresponden a direcciones entre N20W y N40W. Hacia El Codito - Mirador del Norte, los alineamientos vuelven a tener direcciones predominantes cercanas a la Norte – Sur. Es importante mencionar que las fallas con dirección NW muestran desplazamientos predominantes de rumbo sinestral y componente menor en la vertical de tipo normal (Fierro Morales J., 2005) que están desplazando las unidades litológicas y ejercen un control estructural muy evidente sobre el drenaje. Además, existen fallas muy localizadas relacionadas con deslizamientos flexurales, probablemente dadas por estructuras gravitacionales donde el pellejo de la estructura se desliza ladera abajo, con dirección NE-SW.

El mapa geológico regional (Plano 1) muestra las tendencias de fracturamiento, graficadas a partir de los datos tomados por diversos estudios locales, todos coinciden con los lineamientos NW y N-S. La tendencia cercana a la E-W establecida en el estudio de Ingeocim (1999) no es predominante, apreciación deducida de los datos de discontinuidades medidas por los estudios revisados.

3.3.3.1. Fallas

Falla de Soratama

Su trazo fue definido por Tchemodanova, V. (Universidad Nacional, 2000). En el estudio de Fierro, J. (2005) se la denomina como una falla transtensiva, i.e. de rumbo con un componente menor en la vertical de tipo normal, probablemente sinestral con dirección aproximada N25W, cercana a la vertical. Tiene un patrón anastomosado en planta, con lentes de brechas tectónicas (zonas de daño) hasta de 15 metros de espesor.

Lineamiento de San Cristóbal

Trazada en la cartografía geológica del estudio UPES - Ingeocim (1999). El trazo identificado en dicho estudio atraviesa la zona central del sector de Villa Nidia; sin embargo, no existen evidencias de esta estructura en la geología local levantada (véase Consorcio GIA-Geocing, 2006). Se propone como lineamiento geomorfológico, probablemente debido a la adaptación de los cursos de agua a las pendientes estructurales. La evidencia es la forma casi rectilínea del cauce de la quebrada Santa Cecilia.

Lineamiento Mirador y Serrezuela

En la cartografía geológica de la UPES - Ingeocim (1999) se trazan lineamientos en el Barrio El Mirador que concuerdan con la geología local realizada. El principal lineamiento de Mirador tiene una orientación de N18E y discurre de norte a sur; el lineamiento Serrezuela exhibe un trazo de 74NE, sobre un alineamiento Este-Oeste.

Otras Estructuras

Además de los indicadores cinemáticos de campo, existe una tendencia fuerte de lineamientos fotogeológicos entre N20W y N40W, los principales exhiben una extensión mínima de 3 kilómetros, concordantes con el patrón de fracturamiento medido en diversos estudios.

También prevalecen lineamientos de dirección E – W no relacionados con sistemas de fracturamiento y que pueden responder al entallamiento de cauces consecuentes con las pendientes estructurales del flanco occidental del Anticlinal de Usaquén.

3.3.3.2. Pliegues

Anticlinal de Usaquén

El anticlinal de Usaquén es una estructura asimétrica, cuyo eje lleva dirección aproximada norte-sur y corresponde con la parte alta del cerro de Usaquén. Los buzamientos de las capas del flanco occidental del anticlinal son más fuertes que los del flanco oriental. Este anticlinal se suspende en el sur por la falla denominada como Falla de Usaquén. Los tres polígonos estudiados en este contrato se ubican en el flanco oriental.

3.4. Geología y Geomorfología local

En el presente numeral se expone en forma resumida los aspectos relativos a la geología y geomorfología del Barrio Mirador del Norte importantes para la identificación de procesos de inestabilidad activos y potenciales, la caracterización e identificación de los diversos materiales que componen las laderas y su comportamiento estructural; aspectos esenciales para los análisis de estabilidad y el establecimiento de un marco de análisis para la evaluación de la amenaza por fenómenos de remoción en masa.

La información que se describe a continuación es el resultado, principalmente, del levantamiento en campo a través de la observación y auscultación de las áreas donde afloran las rocas, depósitos y suelos, la toma de información estructural de los sitios y las labores de exploración del subsuelo. Como aspecto secundario, se realizó consultas de estudios anteriores, los cuales ayudaron a la confrontación de la información y a la aclaración del modelo geológico y estructural definido.

3.4.1. Objetivos

El capitulo de geología y geomorfología local tiene los siguientes objetivos:

- Identificación, descripción y delimitación cartografía de las unidades de roca, depósitos y suelo presentes; y correlación estratigráfica regional.

- Identificación, descripción y cartografía de los aspectos estructurales de carácter local y regional que incidan en la estabilidad de la zona.

- Identificación, descripción y delimitación de áreas con procesos de inestabilidad.

- Zonificar áreas con condiciones similares en cuanto al comportamiento morfodinámico y morfoestructural.

3.4.2. Actividades Realizadas

Con el objetivo de abordar las tareas de identificación y disposición de los diferentes materiales presentes en la zona de estudio, establecer el comportamiento geotécnico de cada uno de ellos y los diversos aspectos estructurales relacionados a las condiciones de estabilidad de los mismos se realizó visitas conjuntas entre el geólogo y el geotécnista para hacer una descripción preliminar de estabilidad de la zona y definir las labores de geología e investigación del subsuelo. De los cuales se acordó la realización de las siguientes actividades.

- Levantamiento de columnas estratigráficas sobre los taludes localizados en la parte superior e inferior de la zona de estudio. Identificados en el **Plano GE147-PL2-03** de Geología. (Trincheras 1 al 18)

- Levantamiento de una columna estratigráfica en el talud sur de la zona de estudio (área de parque Trinchera 19).

- Realización de 21 apiques, trincheras y 4 sondeos. Toma de muestras para ensayos de laboratorio. **Plano GE147-PL2-01**

- Toma de datos de discontinuidades (diaclasas, rumbo y buzamiento y orientaciones de falla). Ver **Plano GE147-PL2-03** de Geología y numeral 3.4.5.2.

- Cartografía de los depósitos, suelo y rocas observables en superficie. **Plano GE147-PL2-03** Geológico.

- Definición de la columna estratigráfica de la zona e interpretación estructural. Numeral 3.4.4.

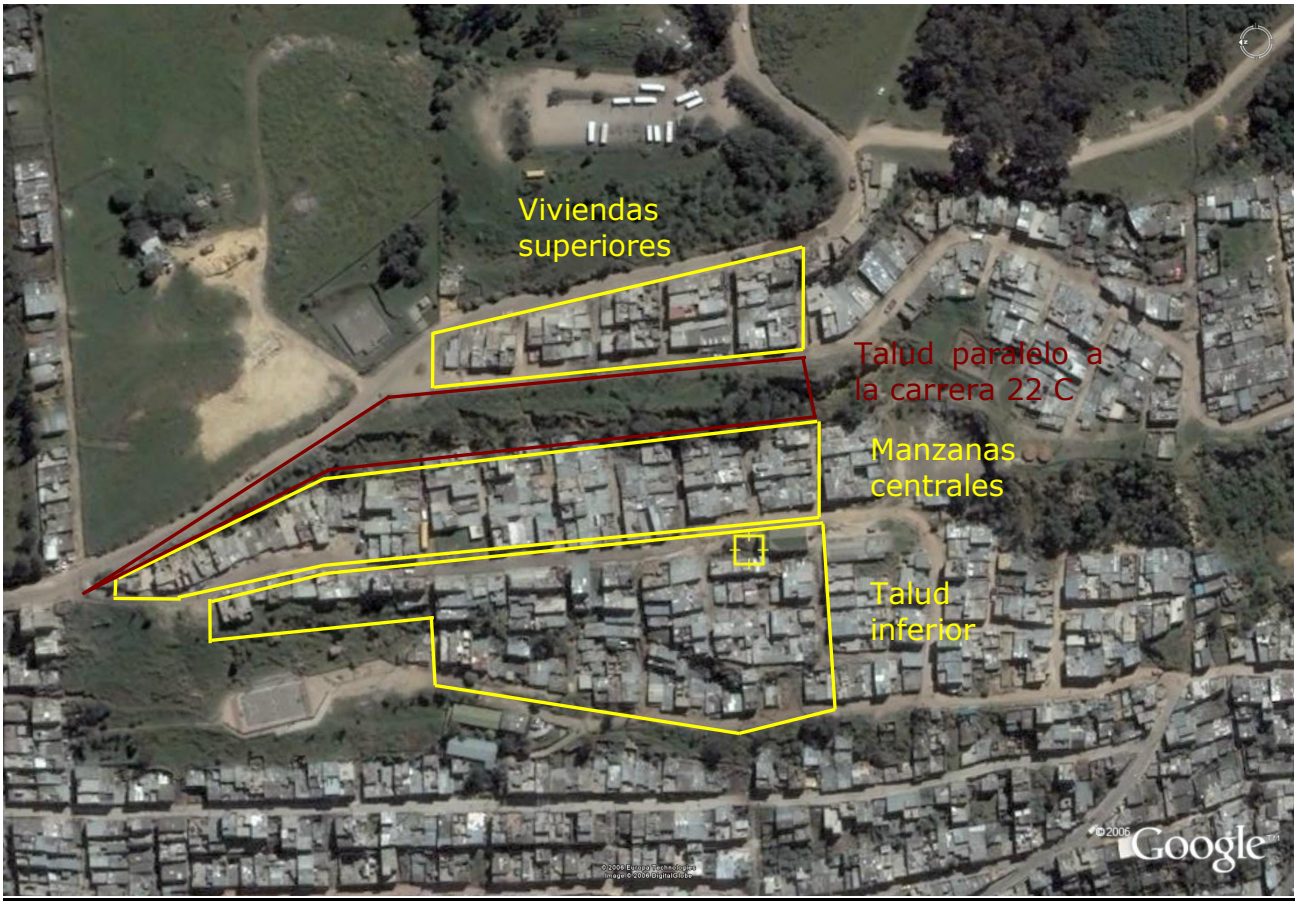
- Identificación y cartografía de procesos de inestabilidad. **Plano GE147-PL2-05** Geomorfológico y numeral 3.4.7.

- Recopilar la información de estudios anteriores, especialmente los estudios realizados para el diseño de las obras de mitigación presentes en el área de estudio.

3.4.3. Descripción Geológica y Geomorfológica General

A continuación, se describen las características geológicas y geomorfológicas generales de la zona de estudio desde la parte más alta localizada hacia la parte oriental hasta el límite occidental del área correspondiente a la zona más baja. En la **Foto 1** aérea de Mirador del Norte se delimitaron las áreas descritas a continuación.

Foto 1 Fotografía aérea del Mirador del Norte



Viviendas Superiores

Las viviendas localizadas entre las calles 185 A y 186 B, entre carreras 22 C y 22 C Bis se encuentran cercanas a un talud vertical, en la parte sur, donde se exponen unos bancos de arenisca friable que se van perdiendo hacia la altura de la calle 185 C, cubiertos por rellenos de hasta tres metros de profundidad.

Talud paralelo a la carrera 22 C

Por debajo de la carrera 22 C entre calles 185 A Bis A y calle 187, se observa un Talud minero con pendientes mayores a los 60º con caídas de rocas y desprendimientos de materiales fracturadas en la parte sur y central de la zona de estudio respectivamente, cubiertos en la parte superior por un relleno de basuras y escombros.

Hacia la parte sur del área, el talud alcanza alturas hasta de 10 m cercano a la cuneta de la carrera 22 C, en su parte inferior se observa un relleno de basuras y materiales caídos sostenidos por un muro de contención de aproximadamente 3 metros de altura y 15 m de longitud que se encuentra en buenas condiciones.

En la parte Central comprendida entre las calles 185 C a 186 A bis se observa que el talud se aleja de la carrera 22 C y disminuye su pendiente y altura. Sobre las unidades de roca se encuentra un deposito de basuras y materiales de construcción mayor a 2.5 m. Se aprecian áreas que han sufrido flujos de material arcilloso, suelos y basuras que alcanzan hasta las calles siendo controlados por un nivel de arenisca ubicada en la parte inferior de estos. Las unidades de roca se encuentran fracturadas y brechadas.

Entre las calles 186 B a 186 C, el talud fue objeto de obras de estabilización que comprende un muro de gaviones en la parte inferior de la zona, hilaras de estacas en la parte media para retener bloques que se puedan desprender, recubrimiento de los materiales expuestos en la parte superior y un muro de contención de 14 m y 2 m de altura.



Foto 2 Obras de estabilización en el talud superior

El sector del talud, localizado en la parte posterior de las viviendas: 186 C-18 a 187 A-36 entre las carreras 23 A Bis y la vía la calera, pierde altura entre 2 m a 6 m muy cercano a la vía; se observan daños e insuficiencia en la cuneta de la vía superior generándose infiltración y descargas sobre el talud, aunado a esto se identifican que los materiales que conforma este tramo del talud son muy susceptibles a la erosión y baja compactación. Desde 1998 a la fecha se han venido presentándose deslizamientos sobre los patios y techos de las viviendas, además de desprendimientos de bloques y suelos por erosión.



Foto 3 Talud superior hacia el norte con problemas de inestabilidad



Foto 4 Talud superior al norte muy cercano a las viviendas.

Manzanas centrales

Las viviendas ubicadas entre las calles 185 A Bis A y Calle 187, limitadas en su parte oriental por el talud descrito anteriormente y la carrera 23 A Bis se encuentran asentadas sobre una superficie de pendiente muy suave donde se observan algunos rellenos. Las vías se encuentran sin pavimentar y se observa erosión pluvial en la vía sobre unas areniscas muy friables y lavado de materiales.



Foto 5 Vista superior manzanas centrales.

Las viviendas localizadas cercanas al talud entre las calles 186 y 186 A, han sufrido flujos y desprendimientos de materiales que afectan la parte posterior de las viviendas algunas de ellas han construido muros para protegerse.



Foto 6 Vista muros de protección manzanas centrales

Talud Inferior

Hacia la parte occidental de la zona comprendida entre las carreras 23 A Bis y 23 D, las viviendas se encuentran localizadas sobre una ladera de pendientes altas, con zonas de taludes de más de 60º con presencia de caídas de roca, en área donde se aprecia rocas muy fracturadas. Estos movimientos han afectado vías peatonales y algunas viviendas. Contiguo a la Iglesia se observa una zona de rellenos.



Foto 7 Talud Inferior con desprendimientos afectando las vías peatonales

Hacia la zona norte, la ladera que se encuentra por encima del Parque, con una fila de viviendas en la parte superior se observan grandes bloques caídos de areniscas y fracturamiento de las rocas in situó. En la vivienda ubicada en la Cra. 23D Cll 186B 06 se aprecia una superficie cóncava que presume un deslizamiento de materiales y una vivienda en muy malas condiciones en la parte superior, la abundancia de vegetación y las partes húmedas en la pared inferior del patio posterior de la vivienda inferior inducen a descargas de aguas servidas continuas sobre este.



Foto 8 Ladera de rocas fracturadas y sueltas por encima del parque

3.4.4. Estratigrafía

A continuación se describen las unidades de rocas y suelo cartografiadas en la zona de estudio.

3.4.4.1. Formación Arenisca Tierna - Ksgt

Como se expuso en la geología regional, la Formación Arenisca Tierna está constituida por una intercalación de bancos gruesos de areniscas con bancos menos gruesos de lodolitas finamente interestratificadas.

En el Barrio el Mirador del Norte, se apreciaron tres unidades de rocas dentro de la columna aflorante de la Formación Arenisca Tierna, expuestas en los taludes mineros y en algunos de los taludes de corte para la construcción de viviendas. En el **Plano GE147-PL2-03** de Geología se indican como Trincheras los sitios donde se levantaron columnas estratigráficas detalladas y en las Figuras se pueden observar su descripción. Debido a que una parte de la zona se encuentra cubierta por viviendas se utilizo la información de los sondeos y apiques.

En forma general, la columna levantada tienen como base unas arcillolitas blancas y moradas intercaladas con un capa de arenisca de grano medio, levantada en la parte posterior de la vivienda de la Carrera 23 D No. 186 A-06 donde se realizo un apique

para geología que se describe en la **Figura 4**, se registraron 1,45 m de esta unidad. Como esta unidad, no se aparece en el Plano de geología por estar por debajo de las unidades aflorantes.

Suprayaciendo a las arcillolitas moradas de la base se identifico bancos de arenisca de grano grueso y fino muy fracturadas y alteradas por la presencia de fallas, presentando desplazamientos sobre sus planos de buzamiento y volcamiento de bloques, debido a su condición caótica y fracturada se levantaron Columnas por encima del Parque (T9), en los taludes fracturados inferiores (T15 a T17). En la Trinchera 9, se levantaron 4,5 m de columna, de acuerdo a las secciones su espesor puede alcanzar hasta los 10 metros. A esta unidad se le denomino Ksgt-Ar1.

En contacto generalmente fallado, sobre la unidad Ksgt-Ar1, se identificó una unidad blanda conformada por dos estratos de arcillolita limosa de color blanco y morado intercaladas con una capa de arenisca de 0,20 m, que conforman un paquete de 4.25 m, denominada en el estudio como Ksgt-Arc. La columna de esta unidad fue levantada en la Trinchera 08 (Figura 8) y en una Trinchera 19 (Figura 16) localizada en la parte sur por fuera de la zona de estudio.

Sobre la unidad blanda de arcillolitas, se levantaron en la T8, T10 y Estación 21 (ver figuras 8 y 10), columnas estratigráficas que dan cuenta de una unidad de areniscas con intercalaciones de capas pequeñas de arcillolita y limonitas que componen una unidad relativamente blanda, denominada Ksgt-Ar2. La columna levantada en la zona de esta unidad es de aprox 10 metros.

La columna estratigráfica para el área de estudio se muestra en la **Figura 4**, con un total de 37,88metros + 1,45 metros, siendo efectivo el levantamiento de 32,88 m.

Unidad Ksgt- Ar1

Compuesta por bancos de areniscas amarillas de grano medio a grueso, hacia la parte superior se observan capas conglomeráticas encuentra con poca cementación, friables, tiene un contenido importante de limo. Debido a que esta unidad se encuentra afectada por fallamientos, en algunas zonas se encuentra brechada y muy fracturada. En el Plano de Geología se puede observar que su distribución geográfica corresponde a la parte occidental de la zona. En la **Foto 9**, se puede observar que esta unidad desarrolla laderas de pendientes altas.



Foto 9 Areniscas de la unidad Ksgt-Ar1. Obsérvese los bloques volcados

Unidad Ksgt- Arc

Constituida por dos paquetes de arcillolitas moradas y blancas con espesores de 2,4 m y 1,65 m, separados por una capa de arenisca blanca de grano grueso a medio medianamente cementada con presencia de bivalvos y chert. Conforma la zona de pendiente suave, donde se encuentran trazada la carrera 23 A Bis y las viviendas superiores a estas. Aflora por debajo de la hilera de estacas del talud reconformado y se observa en algunas de las calles, especialmente hay un afloramiento en la Calle 185 D, a la altura de la vivienda con nomenclatura 23 A-18 y en la parte sur del área. En la **Foto 10** y **Foto 11**, se puede apreciar la unidad.

Aunque hacia la parte norte no aflora por algunos rellenos, se cartografió de acuerdo a su comportamiento estructural, que se puede verificar en el Sondeo 2.



Foto 10 Arcillolitas moradas de la unidad Ksgat-Arc. Obsérvese que se encuentra por encima de estas una unidad de areniscas muy fracturada. Tomada en la parte sur del área de estudio Trinchera 19 (Figura 16)



Foto 11 Arcillolitas de la Unidad Ksgt- Arc, afloramiento en corte de vivienda. Tomada al frente de la vivienda de la Calle 185 D No. 185 B-08

Unidad Ksgt- Ar2

Compuesta por capas y bancos de areniscas amarillas y blancas con poca cementación, en algunos casos limosas, muy friables con granulación variable de conglomeratica a media; se encuentra intercalada con dos capas de arcillolitas y limonitas, como se puede apreciar en la columna levantada en la Trinchera 10 (**Figura 11**). Cubre la parte superior del área de estudio y se encuentra localmente afectada por fallas y muy erosionada. Ver **Foto 12**.



Foto 12 Parte superior de la Unidad Ksgt-Ar2.Obsérvese la erosión sobre la cara del talud

Ksgt-Bf

En el talud superior e inferior se observan areniscas muy fracturadas y áreas de brechadas, donde la roca original ha perdido sus características. Se cartografío en el talud inferior un área conjunta de brecha con una zona muy fracturada en conjunto. Los taludes conformados por esta unidad han presentado caídas de bloques afectando los patios de viviendas y senderos peatonales. Se levantaron descripciones de estas áreas (T14 a T17) (**Figura 14**, **Figura 15**, **Figura 16**), **Foto 13** y **Foto 14**.







Foto 13 Secuencia fotográfica del talud de la vivienda de la calle 186 a No. 23 A-03. Se observa un Talud de más de 8 metros de roca triturada dispuesta caóticamente susceptible a caer.

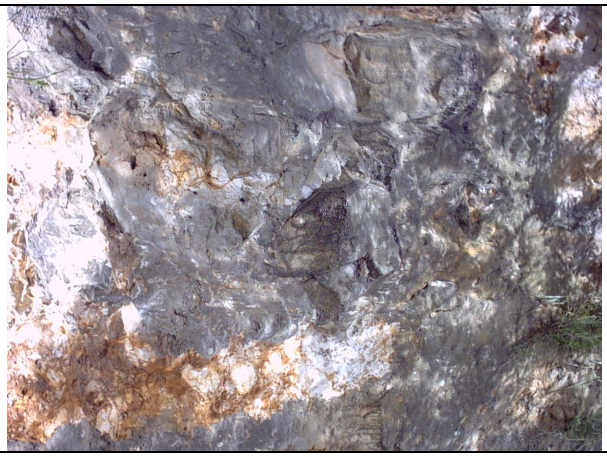


Foto 14 Detalle de Roca brechada en el Talud superior del barrio Mirador del Norte.

3.4.4.2. Unidades de suelos y depósitos – Q y Sr

Debido a que la unidad de rocas Ksgt-Ar2, se encuentra muy meteorizada ha desarrollado suelos residuales arenosos muy susceptibles a erosionarse en los taludes verticales, se cartografió como suelos residuales la parte superior de este**.**

Las rocas de la Formación Arenisca Tierna que afloran en el área se encuentran cubiertas en algunos sectores por rellenos de diferente espesor y tipo de materiales, los depósitos fueron muestreados y descritos en los Apiques, trincheras y sondeos efectuados durante la exploración del subsuelo. Los depósitos inferiores a un 1.5 m de espesor no fueron cartografiados en el Plano Geológico, pero se tienen en cuenta en los perfiles para análisis de estabilidad. Los depósitos de basuras y escombros más importantes se encuentran localizados en la parte superior e inferior del talud localizado por debajo de la Carrera 22 C, cerca a la Iglesia y en la parte norte de la ladera inferior.

3.4.4.3. Suelos residuales Sr-Ar_2

Hacia la parte superior del Talud conformado por la unidad de areniscas denominada como Ksgt-Ar2, las rocas se encuentran muy meteorizadas generando suelos residuales y horizontes de meteorización donde se conservan la estructura de la roca original, incluso se puede tomar dirección e inclinación de las capas. Con el objetivo de la caracterización de las unidades geotécnicas y debido a su comportamiento similar se agrupo en una sola unidad. Sin embargo, los suelos residuales desarrollados en la parte norte son notoriamente diferentes en su comportamiento geotécnico al talud comprendido entre las obras de estabilización hasta la Trinchera 11 (**Figura 12**).



Foto 15 Suelos residuales parte norte de la Trinchera 1 a la Trinchera 4



Foto 16 Suelos residuales Trinchera 6 (Figura 7)

3.4.4.4. Rellenos y Botaderos de Basura – Qr-

Como se explicó con anterioridad, la zona de estudio tiene importantes áreas de relleno que están constituidas en términos generales por materiales excavados durante las labores mineras, basuras y desechos de construcción. Las viviendas ubicadas en la ladera inferior por la pendiente alta de esta conforman rellenos constructivos de bajas características geotécnistas, que no fueron cartografiados pero representan problemas en la estabilidad estructural de la vivienda, como se puede apreciar en la **Foto 17**.



Foto 17 Rellenos constructivos en las viviendas ubicadas entre la Carrera 23 A Bis a la Carrera 23 D.

Los rellenos ubicados en la parte media del área de estudio sobre las arcillolitas son de poco espesor y sirven igualmente que los anteriormente descritos para la conformar el terreno de la vía y las viviendas. En los Apiques 7 B y 21 B, se describen rellenos de 1,10 m y 0,60 m de espesor sobre unidades de arcillolita y areniscas, estos no fueron cartografiados teniendo en cuenta su espesor y su poca importancia en los problemas de estabilidad. En la **Foto 18** y la **Foto 19**, se puede observar los apiques realizados en la zona.



Foto 18 Apique 7 B ubicado en la Calle 185 A Bis al frente de la vivienda con nomenclatura 23 A-18



Foto 19 Apique 21 B ubicado sobre la carrera 23 A Bis A al frente de la vivienda con monenclatura 23 A-29.

Hacia la parte superior de la zona de estudio se halla cubierta por un relleno de espesor considerable, registrado a través del Sondeo 1 que alcanza en el extremo norte hasta los 3,40 m sepultando un suelo de 0.25 m de espesor, en el plano se encuentra identificado como Qr_1 y esta compuesto principalmente por desechos de construcción en una matriz arcillosa.

Se cartografió un relleno localizado por debajo de la Carrera 22 C como Qr2, compuesto por basuras, escombros y suelos orgánicos sin compactar y muy húmedos por daños en el alcantarillado que cruza de norte a sur el deposito y por las mangueras de agua potable rotas. Los espesores observados en los Apique 1B a 4B y en terreno varía desde 0,8 m hasta los 2 m de espesor.



Foto 20 Apique 1 B: Relleno localizado en la parte inferior de la Carrera 22.

En la parte baja del talud se cartografiaron tres (3) depósitos (Qr3, Qr4 y Qr5) conformados por material caído y deslizado de la parte superior y por la acumulación de basuras y escombros, se encuentran en la parte posterior de las viviendas. Sobre estos rellenos se levanto la Trinchera 16 B y los apiques 12 B y 5 B. los espesores varía desde 1,40 m hasta 3 m.



Foto 21 Relleno (Qr4) localizado en la calle 185 C



Foto 22 Relleno Qr4, localizado en la parte posterior de la vivienda de la calle 185 C y D

En la ladera occidental de la zona de estudio por debajo de la Carrera 23 A Bis se cartografiaron los rellenos denominados de sur a norte como Qr6, Qr7, Qr8, Qr9 y Qr10.

El Qr6 se encuentra contiguo a la Iglesia del barrio donde se efectuó el Apique 8 B, con un espesor de 1.80 metros, constituido por escombros y basuras, se encuentra conformando una pendiente alta y puede deslizarse hacia las viviendas de la Carrera 23 a Bis con Calle 23 A No.s 35, 39 y 41.

El Qr_7 se encuentra localizado sobre la peatonal de la Carrera 23 C entre calles 185 A y Calle 185 D, con evidencias de inestabilidad.

El relleno localizado en la parte media de la ladera denominado como Qr8 tiene un espesor de hasta 2,5m y hace parte de los botaderos de materiales. De manera igual el relleno Qr_9, hace parte de la conformación del terreno para las viviendas localizadas en la parte superior de la ladera más occidental

Hacía la parte norte, se identifico un relleno con espesor de hasta dos metros de espesor dispuesto sobre una ladera de pendiente alta, denominado como Qr_{10}.

Figura 4. Columna estratigráfica general

Figura 5. Columna estratigráfica Trincheras No 1 y 2

Figura 6. Columna estratigráfica Apique No. 3 y Trincheras No 3 y 4

Figura 7. Columna estratigráfica Trinchera No 5

Figura 8. Columna estratigráfica Trincheras No 6 y7

Figura 9. Columna estratigráfica Trinchera No 8

Figura 10. Columna estratigráfica Trinchera No 9

Figura 11. Columna estratigráfica Trinchera No 10

Figura 12. Columna estratigráfica Trinchera No 11

Figura 13. Columna estratigráfica Trinchera No 12

Figura 14. Columna estratigráfica Trincheras No 13 y 14

Figura 15. Columna estratigráfica Trinchera No 15

Figura 16. Columna estratigráfica Trincheras No 16, 17 y 18

Figura 17. Columna estratigráfica Trinchera No 19

3.4.5. Aspectos Estructurales

Como se describió, en el numeral de geología local se identificaron áreas fracturadas y brechadas que evidencian la existencia de fallas, a pesar de que no se pudieron establecer con certidumbre la dirección y la inclinación del plano de las fallas identificadas como normales. Durante el proceso de correlación de columnas estratigráficas se observo que no hay saltos importantes y las unidades se pueden seguir a lo largo de la zona de estudio, las fallas se determinaron como normales. Se cartografiaron tres fallas que afectan de manera parcial al talud superior y casi en su totalidad al talud inferior.

Los unidades de roca se encuentran inclinadas entre 22 a 33 grados hacia el occidente, en el sentido de la pendiente del terreno; con rumbos que varían entre N 16 W a N 26 W. En los sitios donde se levantaron columnas estratigráficas se tomaron los datos de discontinuidades.

3.4.5.1. Fallas

Las fallas cartografiadas en el Plano de Geología fueron identificadas en las áreas de afloramiento de roca y la exploración del subsuelo. En la Trinchera 8, se registro un plano de falla de dirección N18 E e inclinación de 66 grados al occidente. Igualmente durante la realización del Apique 4 B se identificaron dos planos de falla con dirección N 8 E y N12 E con inclinación de 81 W a 72 W, respectivamente.

De acuerdo a lo observado en campo, las fallas tienen un área de afectación paralela a su dirección entre 10 a 25 m a cada lado de su eje. A continuación, se describen de sur a norte del área de estudio, las fallas cartografiadas:

Falla Mirador 1: Se identificó una zona brechada con un ancho de 50 m, en la parte sur del talud superior entre las Trincheras 11 a 14. La disposición caótica de las rocas y la alteración de las mismas permiten la generación de caídas de material.

Falla Mirador 2: En la zona comprendida entre la trinchera 7 a 8 se presenta un cambio de unidades brusco y un área muy fracturada, con orientación aproximada de N20E y 66 W. La falla también se puede seguir y registrar en el talud inferior donde se observan taludes de más de cinco metros en materiales muy fracturados con caídas de bloques. Afecta todas las unidades que afloran en la zona de estudio y pone en contacto la unidad Ksgt-Ar1 con las arcillolitas de la unidad Ksgt-Arc. Aunque varía el área de afectación, se registraron hasta 10 m a lado y lado del eje de la falla.

Falla Mirador 3: Esta falla se presenta en la parte inferior de la zona con una dirección N 8 E y una inclinación de 72 grados hacia el occidente afectando principalmente a la Unidad Ksgt-Ar1, produciendo desplazamiento de areniscas sobre los niveles arcillosos y ocasionalmente volteo de algunos bloques (parte superior del Parque). Hacia la

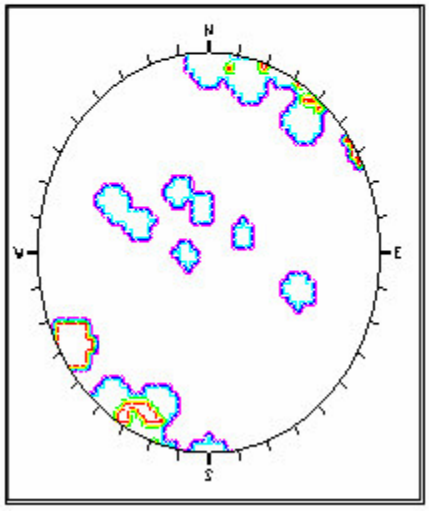
Carrera 23 D entre Calles 186 A y 186 B se presentan áreas muy fracturadas que indican afectación por la falla.

3.4.5.2. Discontinuidades

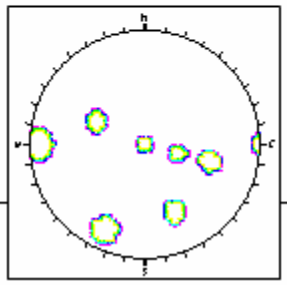
Se registraron 81 datos de discontinuidades distribuidos en 14 estaciones y/o trincheras georeferenciadas en el **Plano GE147-PL2-03**, la información general se adjunta en la **Tabla 4**. Para efectos de la zonificación de taludes se hace a continuación la descripción de cada uno de los sitios donde se tomaron los datos. En el **ANEXO II**, se adjunta la Tabla con la información total de las diaclasas.

Tabla 4. Discontinuidades registradas

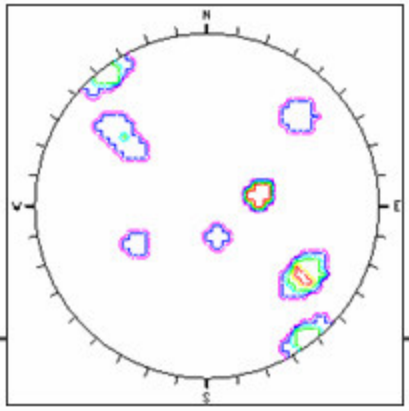
Ladera:	Le - 2 - A	**Orientación del talud:**	N 30 W	**Inclinaciór 66 º W**	
		Dirección de la ladera:	240/66		
Tipo de Material:		**Suelos residuales de areniscas amarilla con una unidad de arcillolitas blandas**			

TRINCHERA	TIPO	ORIENTACIÓN		DIRECCION BUZAMIENTO	ESTEREOGRAMA
		RUMBO	BUZAMIENTO		
2	0	N 65 W	87 E	25/87	
2	0	N 25 W	25 W	245/25	
4	0	N 80 E	25 E	170/25	
4	0	N 75 W	84 W	195/84	
4	0	N 53 W	86 E	37/86	
4	0	N 60 E	39 E	150/39	
4	0	E W	87 S	180/87	
4	0	N 20 E	58 W	290/58	
4	0	N 34 E	62 E	114/62	
5	0	N 10 E	46 E	110/46	
5	0	N 5 W	15 E	85/15	
5	0	N 68 W	78 E	22/78	
5	0	N 50 W	81 W	220/81	
6	0	N 40 W	85 E	60/85	

Ladera:	**Le - 2 - B**	**Orientación del talud:**	**N - S**	**Inclinación:**	**32 º W**
			N 30 W	**Inclinación:**	**50º W**
		Dirección de la ladera:	**270/32**		
			240/50		
Tipo de Material:		**Areniscas amarilla con una unidad de arcillolitas blandas**			

TRINCHERA	TIPO	ORIENTACIÓN		DIRECCION BUZAMIENTO	ESTEREOGRAMA
		RUMBO	BUZAMIENTO		
8	0	N 65 W	79 E	25/79	
8	0	N 25 E	50 E	115/50	
8	0	N 66 E	65 W	336/65	
8	0	NS	85 E	90/85	
8	3	N 15 E	60 W	285/60	
8	1	N 16 W	33 W	286/33	

Ladera:	**Le - 2 - C**	**Orientación del talud:**	**N - S**	**Inclinación:**	**43 º W**
		Dirección de la ladera:	**270/43**		
Tipo de Material:		**Areniscas amarillas intercaladas con limolitas y arcillolitas**			

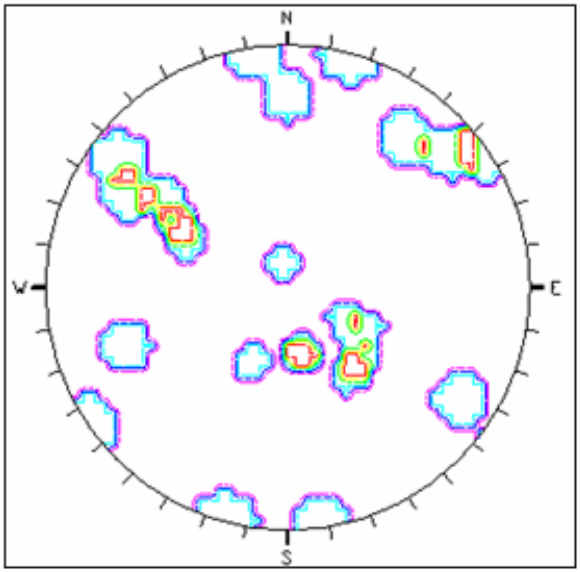
TRINCHERA	TIPO	ORIENTACIÓN		DIRECCION BUZAMIENTO	ESTEREOGRAMA
		RUMBO	BUZAMIENTO		
22	0	N 44 W	73 W	226/73	
22	1	N 42 E	68 W	312/68	
22	1	N 38 E	57 E	128/57	
22	1	N 28 W	50 E	62/50	
22	1	N 40 E	70 E	130/70	
22	1	N 30 E	70 W	300/70	
22	4	N 12 W	35 W	258/35	

Ladera: Le - 2 - E **Orientación del talud:** N 10 E **Inclinación:** 90 º

Dirección de la ladera: 110/90

Tipo de Material: Arenizcas amarillas intercaladas con limolitas y arcillolitas

TRINCHERA	TIPO	ORIENTACIÓN		DIRECCION BUZAMIENTO	ESTEREOGRAMA
		RUMBO	BUZAMIENTO		
10	0	N 79 E	32 W	349/32	
10	0	N 76 E	29 W	346/29	
10	0	N 30 E	74 E	120/74	
10	0	N 37 E	82 E	127/82	
10	0	N 40 E	30 W	300/30	
10	0	E W	76 S	180/76	
10	0	N 33 E	80 W	303/80	
10	0	N 36 E	65 E	126/65	
10	0	N 28 E	40 W	298/40	
10	0	N 81 E	90	171/90	
10	0	N 20 W	70 E	70/70	
10	0	N 52 W	76 W	218/76	
10	0	N 40 W	82 W	230/82	
10	0	N 55 E	47 W	325/47	
10	0	N 30 E	55 E	120/55	
10	1	N 80 E	12 E	170/12	
10	1	N 64 W	37 E	26/37	
10	0	N 75 W	90	15/90	
10	0	N 35 W	90	55/90	
10	0	N 46 E	45 W	316/45	
10	0	N 15 E	50 E	115/50	



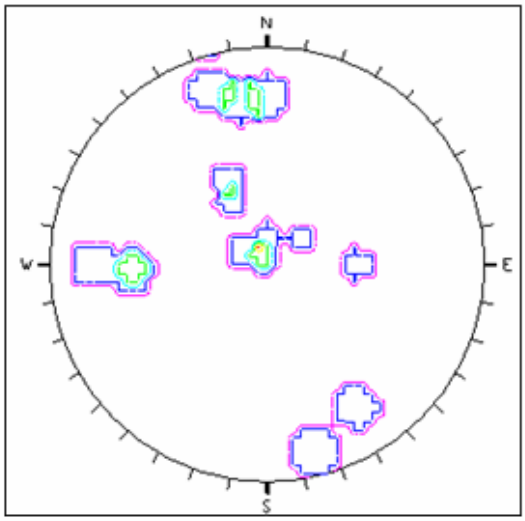
Ladera: Le - 4 - A **Orientación del talud:** N - S **Inclinación:** 40 ° W

Dirección de la ladera: 270/40

Tipo de Material: Areniscas amarillas.de grano grueso a medio muy fracturados

TRINCHERA	TIPO	ORIENTACIÓN		DIRECCION BUZAMIENTO.
		RUMBO	BUZAMIENTO	
9	0	N 85 E	15 E	175/15
9	0	N 70 E	36 E	150/36
9	0	E W	5 S	180/5
9	0	N 81 E	74 E	171/74
9	0	N 25 E	16 E	115/16
9	0	N 58 E	75 W	328/75
9	0	E W	75 S	180/75
9	0	N S	45 W	270/45
9	0	N 25 E	30 E	115/30
9	0	N 10 E	5 W	280/5
9	0	N 65 E	46 E	155/46
9	0	N S	77 E	90/77
9	0	N 76 E	83W	346/83
9	0	N S	63 E	90/63
9	0	N 72 E	80 E	162/80
9	0	N 5 W	63 E	85/63
9	1	N 38 W	21 W	232/21

ESTEREOGRAMA



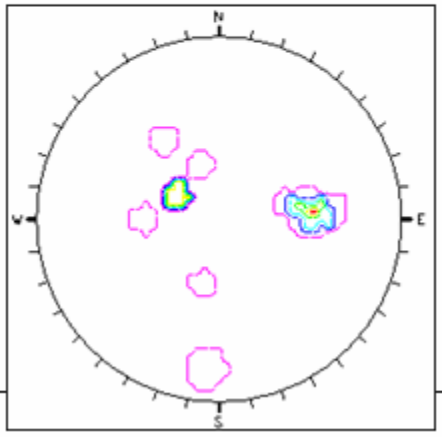
Ladera: Le - 4 - C **Orientación del talud:** N 22° E **Inclinación:** 70 ° W

Dirección de la ladera: 292/70

Tipo de Material: Areniscas amarillas.de grano grueso a medio muy fracturados

TRINCHERA	TIPO	ORIENTACIÓN		DIRECCION BUZAMIENTO.
		RUMBO	BUZAMIENTO	
15	0	N 5 W	63 W	265/63
15	0	N 11 W	52 W	259/52
15	0	N S	56 W	270/56
15	0	N S	50 W	270/50
15	0	N 13 W	41 W	257/41
15	0	N 76 W	40 E	14/40
15	0	N S	45 E	90/45
15	0	N 70 E	35 E	160/35
15	0	N 55 E	55 E	145/55
15	0	N 85 W	78 E	05/78
15	0	N 30 E	30 E	120/30

ESTEREOGRAMA



3.4.6. Aspectos Hidrogeológicos

Durante la realización de la exploración del subsuelo y la cartografía de las unidades no se observaron niveles freáticos ni flujos de agua en el contacto de las diferentes unidades. Sin embargo, se evidenciaron área de areniscas muy húmedas en la parte inferior de la Carrera 23 A Bis A, que puede corresponder a la filtración de aguas lluvias en la zona de fracturamiento.

Las areniscas de la formación Areniscas Tierna tienen una importante cantidad de limo que no le da buena permeabilidad. Un flujo constante en estos materiales de agua produciría erosión y lavado interno muy fuerte debido a su condición friable y a la poca compactación, como ocurrió con la filtración de aguas del alcantarillado y las mangueras de agua potable, en el talud superior.

3.4.7. Modelo Geológico

De acuerdo a lo descrito en los numerales 3.4.1 a 3.4.2 y a los **Planos GE147-PL2-03**. Geología, **GE147-PL2-04**. Secciones Geológicas, los elementos que componen el modelo geológico local son:

- Presencia de rocas del Cretaceo Superior, pertenecientes al Grupo Guadalupe – Formación Arenisca Tierna, caracterizadas por presentar paquetes de areniscas de grano media a conglomeratico, mal cementadas y friables intercaladas con paquetes de arcillolitas y limonitas de menor espesor. Estas unidades de rocas tienen una orientación preferencial NW con inclinación de 16 a 33 grados hacia el occidente en el mismo sentido de la pendiente de las laderas.

- Las rocas se encuentran afectadas por la presencia de tres fallas que cortan las rocas en dirección NE y con inclinación mayor a 66 grados hacia el occidente, generando áreas de fracturamiento intenso y caídas de bloques.

- Además de la pérdida de las características iniciales en las zonas de falla, las rocas han sufrido procesos de meteorización generando suelos residuales fácilmente erodables e inestables, observables principalmente en el talud minero superior.

- Cubriendo las rocas, las brechas de falla y los suelos residuales se encuentran depósitos de escombros, basuras y material orgánico como resultado inicial de actividad minera marginal en la zona y posteriormente, por la adecuación para procesos de urbanización.

3.5. Geomorfología Local

En este numeral, se realiza un análisis multitemporal de fotografías aéreas y se describen los procesos morfodinámicos cartografiados en la zona de estudio y las unidades geomorfológicas establecidas de acuerdo a las necesidades de los análisis de estabilidad y amenaza por fenómenos de remoción en masa. Igualmente, se aclaran los criterios utilizados para definir las unidades geomorfológicas. Como resultado final, se elaboro el **Plano GE147-PL2-05** y las fichas de los Inventarios de los procesos.

3.5.1. Análisis Multitemporal

A continuación se hace una descripción de las condiciones de uso y su relación con problemas de estabilidad local del área de estudio. Como conclusión, se puede afirmar que las condiciones naturales o iniciales del terreno son estables, los problemas de inestabilidad que se presentan en los últimos 16 años están relacionados con la intervención antrópica en el área.

Se analizaron fotografías aéreas desde los años 40 hasta el 2005, y se presentan a continuación:

1940 - 1955

En las fotografías tomadas por el IGAC, durante los años 40 y 50 se realizaron seis (6) vuelos donde se puede apreciar que la zona de estudio no presentó ninguna actividad minera durante estos años, a diferencia de los alrededores donde se identifican áreas importantes de extracción de arenas.

En la Foto 23 del año 1940, la zona se encuentra cubierta por vegetación alta sin ningún proceso de urbanización. Tampoco se aprecian problemas de inestabilidad en la zona.

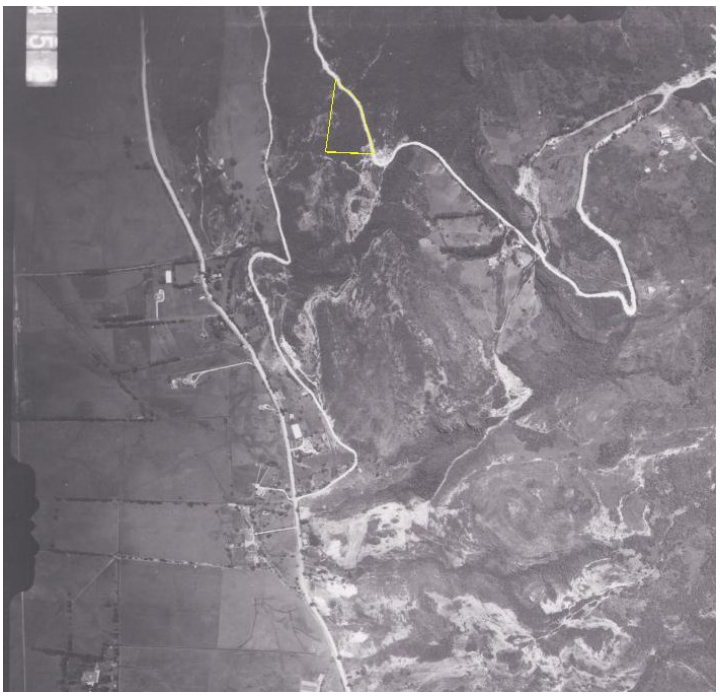


Foto 23 : C-61: escala 1:15.000, Foto No. 452, 1940

1960- 1979

Coincidente con el periodo de mayor extensión de fronteras urbanismo de Bogotá, D.C, década del 60 y 70 se da la conversión de áreas de extracción minera en urbanas, como se puede observar en la Foto 24. Sin embargo, la zona de estudio de manera tardía con respecto a las áreas aledañas inicia un proceso de deforestación a mediados de la década del 60 del siglo pasado. Posteriormente, hacia el año de 1974, se inicio la actividad minera por debajo de la vía a la calera.



Foto 24. C-2612. Fotografía Aérea, del año1973.

1975 - 1985

Debido a los problemas de inestabilidad en el frente de explotación inicial, de acuerdo a los pobladores se presentaron varios muertos por caídas de bloques en el costado norte del talud minero. Al clausurarse la actividad minera, se inicio el loteo de la zona para actividad urbanística, siendo los primeros compradores las 35 familias que laboraran en el talud minero.

La parte superior del talud minero fue objeto de descargas de materiales de escombros y de basuras de los nacientes asentamientos de la zona. En enero de 1985 se reconoció el asentamiento como Barrio, luego su desarrollo no estuvo restringido o controlado por las entidades Distritales.

1985 - 2000



Foto 24 : Fotografía aérea R-1131 Foto No. 194, 1990

En las fotografías tomadas a finales de los 80 y en los 90, se observa una gran actividad relacionada con la adecuación de las áreas para incrementar la densidad de la vivienda en la zona. Durante la realización del inventario de procesos del la Zonificación por remoción en masa de los cerros en Bogotá, D.C se identificaron deslizamientos en el talud minero y caídas de bloques sobre las viviendas localizadas en las partes bajas del mismo. La DPAE, realizó obras de mitigación para disminuir el riesgo en la zona.

2000-2006



Foto 25 : Fotografía Satelital: 2005. Los cuadros blancos indican las áreas donde se han presentado emergencias por remoción en masa

La Dirección de Prevención y Atención de Emergencia –DPAE-, ha registrado dos eventos durante los meses de octubre y noviembre de 2004, en los cuales se presento desprendimientos en la ladera inferior y deslizamientos en el talud minero. La ubicación de las viviendas muy cercanas al talud minero – sector norte dificulta las labores de mitigación.

El Diagnóstico Técnico No. DI-2163 del 30 de octubre de 2004, describe la emergencia atendida así:

En la parte alta de la ladera se encuentra la denominada "vía al Guavio", sobre la cual se evidencian los movimientos anteriormente mencionados con la aparición de grietas perpendiculares a la dirección de los movimientos. También se identificó un pequeño flujo de suelos que dejó sin confinamiento lateral la estructura de la banca vial en un sector de 3,0 metros aproximadamente.

Deslizamiento traslacional en talud vial, de aproximadamente 5,0 metros de altura, donde se localiza la denominada "vía al Guavio. El talud esta compuesto por relleno de escombros de construcción y relleno de la vía, con espesor aproximado de 2,0 m, localizados en la parte superior del talud, cubriendo la capa vegetal de 0,4 m de

espesor y el suelo residual de la arenisca. En la zona se evidencia gran intervención antrópica, pues en el sector donde se presentó el evento se realizaron antiguas explotaciones de material de cantera, además en la parte inferior de este talud se localizan algunas viviendas; sitio en el cual se realizaron cortes casi verticales en la ladera, para completar la explanación y adecuación para la construcción de las viviendas.

El fenómeno fue detonado por falta de manejo de las aguas de escorrentía y los flujos subsuperficiales de la vía que conduce al Guavio, donde han aparecido nuevas grietas perpendiculares a la dirección de los movimientos. En el talud de corte no se construyó una estructura de contención o confinamiento, por lo que material deslizado se depositó en la parte posterior de las viviendas y dejó sin confinamiento lateral la estructura de la banca vial en un sector de 10,0 m aproximadamente, como se puede apreciar en el registro fotográfico.

El Diagnóstico Técnico DI-2207 del 3 de noviembre de 2004 plantea que:

Flujo de tierras superficial detonado por las intensas lluvias, generado por la intervención antrópica relacionada con los cortes en la ladera y manejo inadecuado de las aguas lluvias y de escorrentía. El evento no generó daños en las viviendas aledañas y el material deslizado se depositó en la parte posterior del inmueble ubicado en la carrera 23 # 185 B-16 correspondiente al predio 1, algunos fragmentos de roca cayeron en la parte posterior (zona de gallinero) del inmueble ubicado en la carrera 23 # 185 B-18 correspondiente al predio 2 (ver esquema). Con el propósito de dar acceso al predio 4, el cual está localizado en la parte alta del talud, la comunidad adelantó la construcción de un paso peatonal en madera. Adicionalmente se pudo establecer que el muro de cimentación del predio 3 se encuentra en buenas condiciones y no evidencia afectación por el evento.

3.5.2. Procesos morfodinámicos

En el Plano de Geomorfología se localizaron los diferentes procesos morfodinámicos observados en la zona. A continuación, se describe en forma general las características de estos de acuerdo a la clasificación de Varnes. Las Fichas de Inventario de procesos se presentan en el **ANEXO II – B**.

Deslizamientos

Se presentan dos tipos de deslizamientos: rotacionales en suelos y rellenos y traslacionales en rocas que se describen a continuación:

3.5.2.1. Deslizamientos rotacionales

El talud norte localizados entre la vía a La Calera y la carrera 23 A Bis A se cartografiaron cinco (5) deslizamientos rotacionales que afectan a cinco viviendas. Los deslizamientos se desarrollan sobre suelos residuales muy sueltos y húmedos que

pierden estabilidad con facilidad, a pesar de que no involucran grandes volúmenes de material afectan a las viviendas por la proximidad del talud a las viviendas y la vía.

En la vía peatonal Carrera 23 B, se cartografió un (1) deslizamiento rotacional activo sobre material de relleno que conforma la vía.



Foto 26 Deslizamiento rotacional 3- Ladera Norte.



Foto 27 Deslizamiento rotacional viviendas ubicadas por debajo del talud norte.

3.5.2.2. Desprendimientos y volcamientos

En la ladera inferior, sector norte, se observan bloques de areniscas separados entre si por la acción de la erosión en las áreas de discontinuidades, algunos de ellos han sufrido volcamiento por erosión diferencial con el estrato que la subyace. El movimiento en el sentido de los planos de estratificación es mínimo. Los bloques pueden alcanzar hasta los 96 m^3



Foto 28 Deslizamientos Trasnacional que produce volcamiento y caída de rocas. Ladera inferior de la zona

Caídas de rocas

Se presentan caídas de rocas en los taludes verticales donde la roca se encuentra triturada o muy fracturada se cartografiaron cinco sitios, que se pueden observar su localización en el Plano Geomorfológico y una información más detallada en las Fichas de Inventarios de Procesos.



Foto 29 Caída de bloques de arenisca, zona sur del Barrio Mirador del Norte.



Foto 30 Caída de bloques, talud vertical

Flujos

Se presentan tres flujos de suelos orgánicos y suelos residuales en la parte central del talud superior cartografiados en el Plano Geomorfológico.



Foto 31 Fotografía Área de Flujo 1: Parte superior de la vivienda 23 A – 06 y la Calle 186 A Bis.



Foto 32 Flujo 3, sobre viviendas 23 A-11 y Calle 186 A

Erosión hídrica

Las unidades de roca y suelo que afloran en la cara de los taludes se encuentran expuestas al lavado y pérdida de soporte generando desprendimiento y flujos, como se puede observar en las. Igualmente, las vías sin pavimentar se presentan erosión laminar y en surcos debido al impacto de las gotas de lluvia.



Foto 33 Talud superior con desprendimientos por erosión diferencial



Foto 34 Lavado y desprendimiento en las caras del talud.

3.5.3. Unidades geomorfológicas.

Como se describió en el numeral de morfología, la unidad geomorfológica de carácter regional son Laderas Estructurales – Le -, las cuales han sufrido un grado diferente de intervención antrópica; dando como resultado áreas de taludes mineros, áreas explanadas y laderas adecuadas principalmente para asentamientos humanos.

Teniendo en cuenta, el grado y tipo de intervención antrópica y la relación geográfica entre la generación de los procesos de inestabilidad y el limite de desarrollo de los mismos, se delimitaron cuatro (4) unidades geomorfológicos de carácter local denominadas como:

- Ladera Superior (Le-1).
- Talud minero (Le-2)
- Área Explanada (Le-3)
- Ladera Inferior (Le-4)

Las unidades geomorfológicas de carácter local se extienden en sentido norte – sur. A su vez estas zonas se subdividieron de acuerdo al tipo de materiales, la evidencia de procesos y a las condiciones estructurales existentes (ubicación de fallas y discontinuidades), se les adjudico una letra a cada una de ellas, por ejemplo: Le-2-A.

3.5.3.1. Ladera Superior. Le-1

Segmento de ladera ubicado en la parte superior, entre la Carrera 22 C Bis a la Carrera 22 C la zona superior desde la Calle 185 Bis A a la calle 185 Bis, de pendiente suave hacia el norte y media en el extremo norte; debido a su pendiente y composición no es probable que se presenten fenómenos de inestabilidad pero si se aprecia erosión y lavado en las vías.

Las rocas de la Formación Areniscas Tierna dejan de tener influencia sobre la morfología del terreno en el flanco izquierdo de la falla que la atraviesa.

3.5.3.2. Talud Minero (Le-2)

Segmento de ladera que se extiende desde la Carrera 22 C hasta la parte baja del talud de orientación norte-sur, cubre tanto la parte superior cubierta por un deposito de basuras y escombros, el talud de areniscas friables meteorizadas y suelos residuales hasta la primera fila de viviendas localizadas en la parte baja que actúan como contención y retención de material que pueda desplazarse.

Teniendo en cuenta que la ladera se encuentra atravesada por dos fallas y se presentan cambios a lo largo del talud respecto al grado de meteorización, fracturamiento y presencia de procesos de inestabilidad y erosión, se subdividieron en cinco secciones o tramos que se describen a continuación en sentido norte – sur:

Talud Minero – Sector Norte (Le – 2- A)

Este sector del talud se encuentra comprendido desde el límite norte de la zona de estudio hasta el sitio de la Falla 2, se caracteriza porque los taludes están compuestos por tener los suelos residuales más sueltos de todo el segmento de ladera. La vía superior juega un papel importante en los problemas de inestabilidad debido al trafico constante de vehículos pesados, la cercanía al talud y a la descarga de las aguas lluvias proveniente de las cunetas. Además, se identificaron mangueras rotas de agua potable que constantemente proporcionan mayor humedad a la zona.

Este sector presentan procesos de inestabilidad importantes afectando la parte posterior de las 15 viviendas ubicadas en la parte baja del talud, se identificaron deslizamientos rotacionales y caídas de bloques, como se puede observar en el Plano de geomorfología.

El Talud en este segmento tiene una dirección N 30 W, inclinación de 66 W y una altura que varia entre los 2 a 4 m.

Talud Minero – Sector de la Falla 2 a la escalera (Le – 2 – B):

Comprende el sector del talud comprendido desde la Falla 2 hasta las escaleras que comunican la parte superior e inferior del barrio Mirador Norte. El Talud en esta zona alcanza una mayor altura y los suelos residuales se encuentran expuestos hacia la parte superior del talud, esta zona fue objeto de obras de estabilización con excepción de su parte más norte donde se ha presentado deslizamientos de suelos y escombros sobre la vivienda 186 C – 18.

Las unidades de areniscas se encuentran sobre arcillolitas y limonitas, ubicadas en la parte media y baja de la ladera que determina las condiciones intrínsecas de estabilidad. El relleno localizado en la parte superior del talud es de mayor espesor que en el anterior segmento y es un aspecto importante de análisis ya que puede presentar inestabilidad de acuerdo a sus condiciones geotécnicas.

En su parte más norte por encima de la vivienda 186 C-18, el Talud conserva la orientación del sector anterior N 30 W con una inclinación de 60 W y una altura de 10 m. En la zona donde se encuentran las obras de estabilización hay un cambio en la orientación del talud y pasa a una dirección N-S con una inclinación de 32 W y una altura de 11 m.

Talud Minero: Sector Escaleras – Continuación de la Calle 186 C (Le-2-C).

Sector que va desde las escaleras hasta la proyección de la Calle 186 C sobre el talud. El segmento de la ladera se caracteriza por presentar en su parte superior una zona de pendiente de 30 grados con ancho variable entre 11 a 20 m conformado por un relleno de basuras, suelo y materiales de construcción, se encuentra atravesado por una tubería de alcantarillado que ha presentado problemas de filtración. Posteriormente, se encuentra un talud no mayor a seis (6) m de areniscas friables y limonitas con diferentes grados de meteorización, en la base hay un banco de arenisca amarilla de grano medio amarillo de mayor consistencia que las unidades anteriores y regula y controla los procesos de caída y desprendimientos de la parte superior. En la parte inferior del talud se aprecian algunos rellenos.

Los procesos que se desarrollan en esta zona están relacionados a los desprendimientos de roca meteorizada de la parte superior de los taludes. Hacia la parte más norte del segmento se encuentran dos viviendas con su parte posterior muy cercana al talud y pueden presentar presiones e impactos sobre el muro de cerramiento ya que es inminente el proceso de desprendimientos.

El Talud tiene orientación N-S con una inclinación de 43 grados hacia el occidente y una altura media de ocho metros.

Talud Minero: Sector Área Brechada y fracturada (Le-2-D)

Abarca el sector donde la roca se encuentra muy fracturada y molida. A igual que el segmento anterior, la parte superior de la ladera se encuentra un área de pendiente moderada (N 20 W con inclinación de 42 a 70º hacia el occidente.) conformada por rellenos que se adelgaza notoriamente hacia el sur Talud, en esta zona se presentan desprendimientos de bloques pequeños (0.20 m^3) y lavado de material sobre la cara del talud. Hacia la parte inferior del talud se encuentran unos rellenos de hasta dos metros de profundidad descansando sobre areniscas friables.

El Talud cambia en la parte más sur de orientación N- S a N 20 E con respecto al anterior, con una inclinación mayor a 80 grados y una altura de ocho metros.

Talud Minero: Sector sur (Le-2-E)

Corresponde al sector sur de la Ladera E-2, caracterizado por que el área superior de rellenos en pendiente media se reduce notoriamente, acercándose el talud a la cuneta de la vía. El talud tiene una orientación N 10 E, vertical y con una altura de 12 metros.

En la parte inferior del talud hay un muro de contención que protege a las viviendas 23 A - 05 y 23 A -06, conformando un relleno en su parte posterior de material mal seleccionado (basuras principalmente) (ver Trinchera 1 B).

3.5.3.3. Área Explanada Le-3

Se delimito como ladera estructural E-3, la zona comprendida desde la segunda hilera de viviendas paralelas al talud de la Ladera E-2 hasta la mitad de la Carrera 23 A Bis.

Es una superficie con una pendiente hasta de seis grados, conformada por unidades blandas (arcillolitas y limonitas con algunas areniscas esporádicas), a pesar de estar atravesada por la Falla 2, esta no determina aspectos importantes en la estabilidad de este segmento de ladera. Los rellenos para adecuar el terreno constructivos no son superiores a 0.8 m. Se presenta surcos en las vías sin pavimentar. Es una ladera estable.

3.5.3.4. Ladera Inferior Le-4

Corresponde al segmento de ladera localizado en la parte inferior de la zona de estudio donde se desarrollan pendientes entre los 35 grados a taludes verticales en las cuales se encuentran viviendas con gran densidad con excepción en la parte norte de la ladera. La parte superior correspondiente a la Carrera 23 A Bis aporta una infiltración de aguas lluvias, además de la existencia de mangueras de agua potable rotas en toda el área poblada.

Este segmento de ladera se encuentra afectado por dos fallas que intervienen en la estabilidad no solamente al conformar un área de fracturamiento sino en la ubicación de las zonas de fracturamiento con respecto al segmento de ladera.

Ladera Inferior: Sector Norte (Le-4-A)

Este sector de ladera comprende desde el limite norte de la zona hasta la Calle 186 A Bis, entre la Carrera 23 A Bis A y el parque. Este sector esta afectada por la Falla 1. Mirador del Norte que es determinante para su condición de estabilidad. En la ladera en la parte superior se encuentran unos rellenos constructivos pertenecientes a las viviendas superiores, en el talud afloran unos bancos de areniscas blancas y amarilla de grano medio a grueso, friables y muy fracturadas que descansan sobre una unidad de arcillolitas moradas y blancas.

Se presentan volcamientos y desplazamientos traslacionales de las areniscas sobre las arcillolitas debido al fracturamiento de las rocas, la inclinación de estas en el mismo sentido de la pendiente y la presencia de unidades más blandas en la base de la secuencia.

La ladera presenta una orientación N-S con inclinación de 60 grados y una altura más o menos constante de 16 metros.

Ladera Inferior: Sector Central (Le-4-B)

Abarca desde la Calle 186 A hasta la Diagonal 186 entre Carrera 23 A Bis A y Carrera 23 D., este sector se encuentra densamente poblado de viviendas en pendientes altas que para la adecuación del terreno requieren de rellenos constructivos de hasta 2.0 metros.

Se presentan taludes verticales de hasta 8 metros, en algunos tramos de la zona de la Falla 2. Mirador del Norte con mucha susceptibilidad a producirse caídas de bloques y flujos de detritos. La ladera presenta una orientación N-S con inclinación general de 35 grados.

Ladera Inferior: Sector Sur (Le-4-C)

Comprende el sector de ladera entre la Diagonal 186 y el limite sur del área de estudio y entre las Carrera 23 A Bis A y carrera 23 D. Las rocas que la conforman son bancos de areniscas de grano grueso a medio, muy fracturadas, afectadas en la parte media e inferior de la ladera por las Fallas 2 y 1, respectivamente.

Se presentan caídas de bloques grandes (desde 1.5 a 8 m^3), afectando las viviendas 185 B-30, 185 B-26, 185 B -22, 185 B-18, 185 B-14, 185 A -36 y el lote contiguo.

El relleno ubicado cercano a la Iglesia es de muy bajas características geotécnicas y puede verse afectado por deslizamientos de tipo rotacional, a igual que el relleno que conforma la vía peatonal de la carrera 23 C, este último ya presenta agrietamientos en forma circular.

La ladera presenta una orientación N-S con taludes verticales de hasta seis metros.

Tabla 5. Unidades Geomorfológicas

4. CLIMA, HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA, HIDROGEOLOGIA Y SISMOLOGÍA

4.1. Introducción

El agua y la aceleración sísmica son los factores que más comúnmente se asocia con la movilización de los taludes y las laderas.

El agua influye en gran medida debido a que la mayor parte de los deslizamientos ocurren después de lluvias fuertes o durante periodos lluviosos. Pero este agente (agua) produce también alteración y cambios en la estructura de los materiales. En el barrio Mirador del Norte, la acción del agua ha ocasionado procesos de erosión concentrada, caída de bloques y eventuales deslizamientos, por ello es relevante conocer el régimen temporal y espacial de la precipitación media anual y la influencia de la precipitación como agente detonante o contribuyente de los fenómenos de remoción en masa.

En la zona del proyecto la aceleración sísmica debe ser considerada de acuerdo con el estudio de Microzonificación sísmica de Santa fe de Bogotá.

4.2. Método de trabajo

A fe de conocer el patrón de respuestas de la precipitación en la porción de la vertiente y de aportar elementos de juicio a la relación predictiva lluvia-deslizamiento, se llevaron a cabo las siguientes actividades:

- Consulta de planchas topográficas F-14, F-15,F24 y F-25 y fotografías aéreas del Instituto Geográfico Agustín Codazzi junto con estudios desarrollados en la zona (fotografías aéreas del sector a escala 1:5000 - Vuelo IGAC R-1131, año 1997, fotos 58, 59 y 60 y para la interpretación regional se emplearon aerofotografías a escala 1:20000 - Vuelo IGAC C–2612, año 1992, fotos 238 y 239)
- Consulta en el IDEAM de la información hidrológica existente de la microcuenca.
- Análisis hidrológico e hidráulico.

4.3. Marco hidráulico general

En el Barrio Mirador del Norte puede catalogarse como deficiente el manejo de las aguas servidas. El sistema de alcantarillado pluvial no existe en la actualidad, en su reemplazo surca uno combinado construido por la comunidad ver **GE147-PL2-06**. En la actualidad en la zona de estudio se encuentran 9 pozos los cuales en general presentan un estado aceptable de funcionamiento. Las fichas de investigación de redes se ajuntan en el **ANEXO IV**.

El sistema de acueducto del Barrio fue construido en el año 1978. Para el servicio de la comunidad en ese entonces fue instalada una tubería de 6” a lo largo de la carrera 22C hasta conectar con la carrera 22 C Bis. A esta línea de conducción le fueron realizadas conexiones por parte de la comunidad con mangueras de polietileno, las

cuales, dadas las condiciones de interperismo y la antigüedad de estas conexiones, en la actualidad presentan fugas que afectan directamente el talud occidental de la carrera 22 C. ver plano **GE147-PL2-07**.

4.4. Marco hidrológico general

El Mirador del Norte pertenece a una pequeña microcuenca, afluente y partícipe de la gran cuenca del Río Bogotá. La precipitación en un buen porcentaje se convierte en caudal de escorrentía, pormenor que hace necesario el diseño e implementación de obras de drenaje a fe de proteger los taludes expuestos.

Para el análisis hidrológico se estudiará solamente el elemento climatológico precipitación, pues es él principal agente generador de la erosión hídrica y uno de los factores detonantes de los fenómenos de remoción en masa.

4.5. Caracterización climática regional

Con el objetivo de establecer el comportamiento climático de la zona de estudio se tomó la información de la estación Tipo CO (Climatológica Ordinaria) de la Escuela Colombiana de Ingeniería del IDEAM, por ser ésta la más cercana y encontrarse a una altura muy similar a la del área de ejecución del proyecto. Las características de dicha estación son:

CÓDIGO	2120605
CUERPO DE AGUA	Río Bogotá
COORDENADAS	04-47 N – 74-03W
ELEVACIÓN (msnm)	2650
MUNICIPIO	Santa Fe de Bogotá
PERIODO DE REGISTRO	1987 – 1999
DEPARTAMENTO	Cundinamarca

4.5.1. Precipitación

La porción de la vertiente posee un régimen de precipitación caracterizado por lluvias de baja intensidad y larga duración, que obedecen a la formación de cinturones de nubes generados por la condensación del aire húmedo procedente de la Amazonia, durante el movimiento regular de la Zona de Confluencia Intertropical (ZCIT: sector de la parte tropical donde convergen las masas de aire o corrientes de aire húmedo provenientes de los hemisferios norte y sur), y de otro lado por las Ondas del Este, procedentes del océano Atlántico Venezolano y noreste colombiano (Catatumbo), lo que sucede especialmente hacia los meses de julio, agosto y septiembre (IDEAM, 1998).

Dicha particularidad permite que exista una continuidad entre el invierno provocado por la ZCIT cuando baja en abril-mayo al ecuador y cuando regresa hacia los meses de octubre y noviembre al Atlántico, que genera en la zona andina un Régimen bimodal de precipitación.

En El Mirador del Norte, circunscrito al interior del área de influencia de la estación Escuela Colombiana de Ingeniería, la precipitación promedio multianual alcanza un valor de 866,4 mm con una distribución temporal que tiene su primer período húmedo entre los meses de marzo, abril y mayo, con marzo como el mes más lluvioso del periodo con 97,2 mm de precipitación media mensual multianual. Los meses de octubre y noviembre corresponden al segundo período de lluvias; de ellos, octubre el más extremo con 111,5 mm de precipitación media mensual multianual. Las temporadas de sequía cubre dos horizontes, el más seco está comprendido entre junio y julio, donde julio es el mes más seco, con 43,3 mm de precipitación media mensual multianual (**Figura 18**).

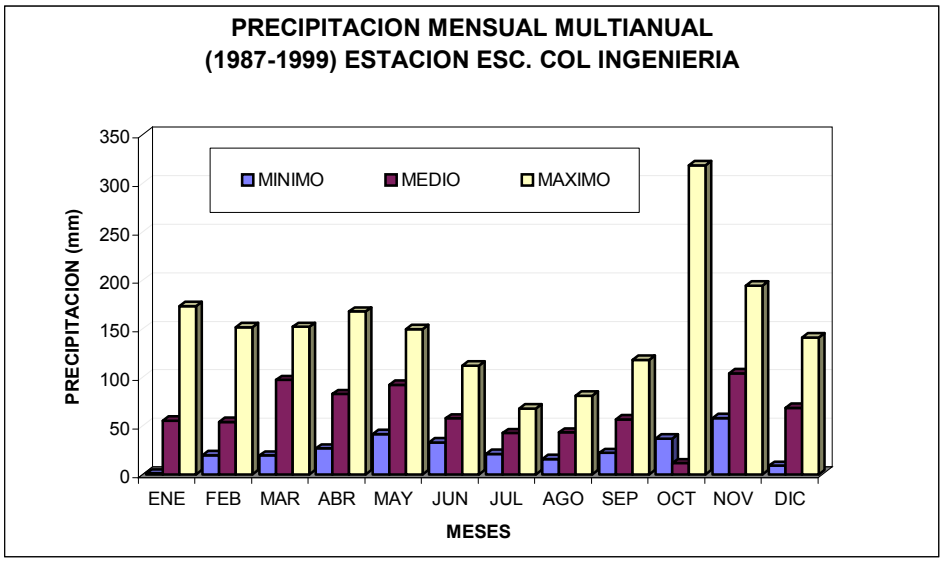


Figura 18. Precipitación Mensual Multianual

4.5.2. Precipitación de corta duración – curva de intensidad – duración – frecuencia

La determinación de las características de la precipitación en el diseño de obras hidráulicas parte de la utilización de una tormenta o evento extremo que involucre una relación entre la intensidad de una tormenta, en un delta de tiempo; su duración y las frecuencias o periodos de retorno apropiados para la obra y el sitio. En este sentido, las curvas IDF son representaciones de un evento máximo para un sitio o localidad, con las cuales el diseñador, apoyado en criterios técnicos y económicos, establece las obras para el control y manejo del drenaje.

Para, la determinación de la curva generalizada IDF se utilizó el método de Kothyia y Garde (1982), el citado método se basa en la siguiente expresión:

$$I = \frac{0.65 T_r^{0.22}}{t^{0.62}} \left(R_2^{24h} \right)^{0.92}$$

donde:

Tr es el período de retorno en años, *t* es la duración del aguacero en horas y R_2^{24h} es la precipitación máxima en 24 horas para un período de retorno de 2 años; esta última variable, se obtiene del análisis de frecuencias de los datos de precipitación máxima en 24 horas. Así, entonces; se obtuvo para El Mirador del Norte un valor de R_2^{24} de 48 mm, con esta cantidad se establecieron las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia condensadas en la **Figura 19**.

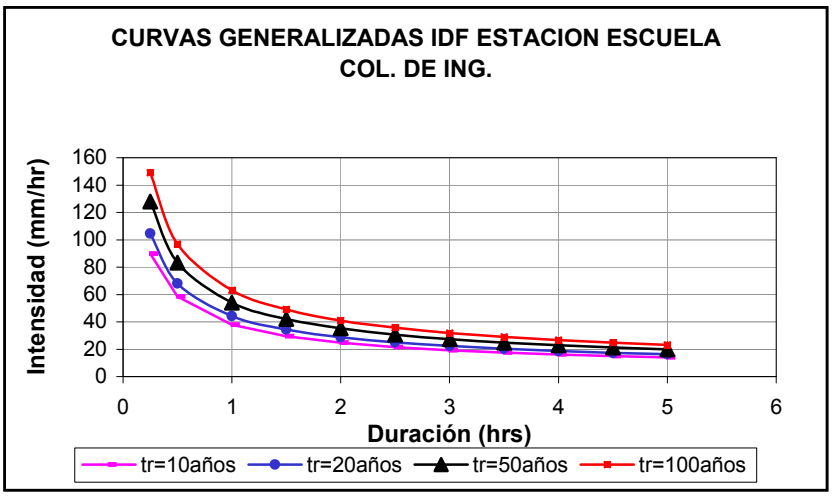


Figura 19. Curvas Generalizadas IDF Estación Escuela Colombiana de Ingeniería.

4.5.3. Hietogramas de precipitación

Los hietogramas de precipitación total y de excesos, son deducidos para diferentes periodos de retorno. Estos muestran el comportamiento de la precipitación para un aguacero de tiempo t, y cuentan como variable discriminante la relación lluvia-caudal, que finalmente queda representada en el hietograma de precipitación de excesos. La relación lluvia caudal establece el porcentaje de precipitación que se convierte en caudal efectivo de escorrentía en un espacio.

En la determinación de los hietogramas se empleó la información gestada para las curvas IDF, específicamente la proveniente de las curvas para 20, 50 y 100 años de periodo de retorno, curvas provenientes de los registros de precipitación máxima en 24 horas. Para la definición de la relación lluvia-caudal se aplicó el método de Ven Te Chow, adaptado a las condiciones y características de la región en estudio.

Una vez obtenida la variable discriminante, el hietograma de precipitación total, para los tres periodos de retorno ilustrados en la Figura 20 fue obtenido gracias al método del bloque alterno; se asumieron entonces intervalos de tiempo de media hora con un aguacero de duración de 4 horas. Por su parte el hietograma de precipitación de excesos fue establecido mediante la aplicación del método del Soil Conservation Service (1972) que considera la precipitación de excesos como una función de la

precipitación total y las abstracciones, las cuales representan la cantidad de lluvia que no se convierte en escorrentía directa, así:

$$P_e = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S}$$

donde, P es la precipitación Total, Pe es la precitación de excesos y S son las abstracciones; estas últimas obtenidas como:

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

En la expresión anterior CN es el número de curva, variable que es función de la cobertura vegetal y del uso del suelo. Según la tabla 5.5.2. del texto Hidrología aplicada de Ven Te Chow, propio de áreas abiertas residenciales del grupo hidrológico de suelos, C alcanza un valor de 89.

Así, entonces, se obtiene:

S=(1000/89-10)=1,24

El procedimiento de cálculo efectuado permitió obtener la precipitación de excesos restando las abstracciones de los hietogramas de precipitación total los cuales aparecen en la **Figura 20**.

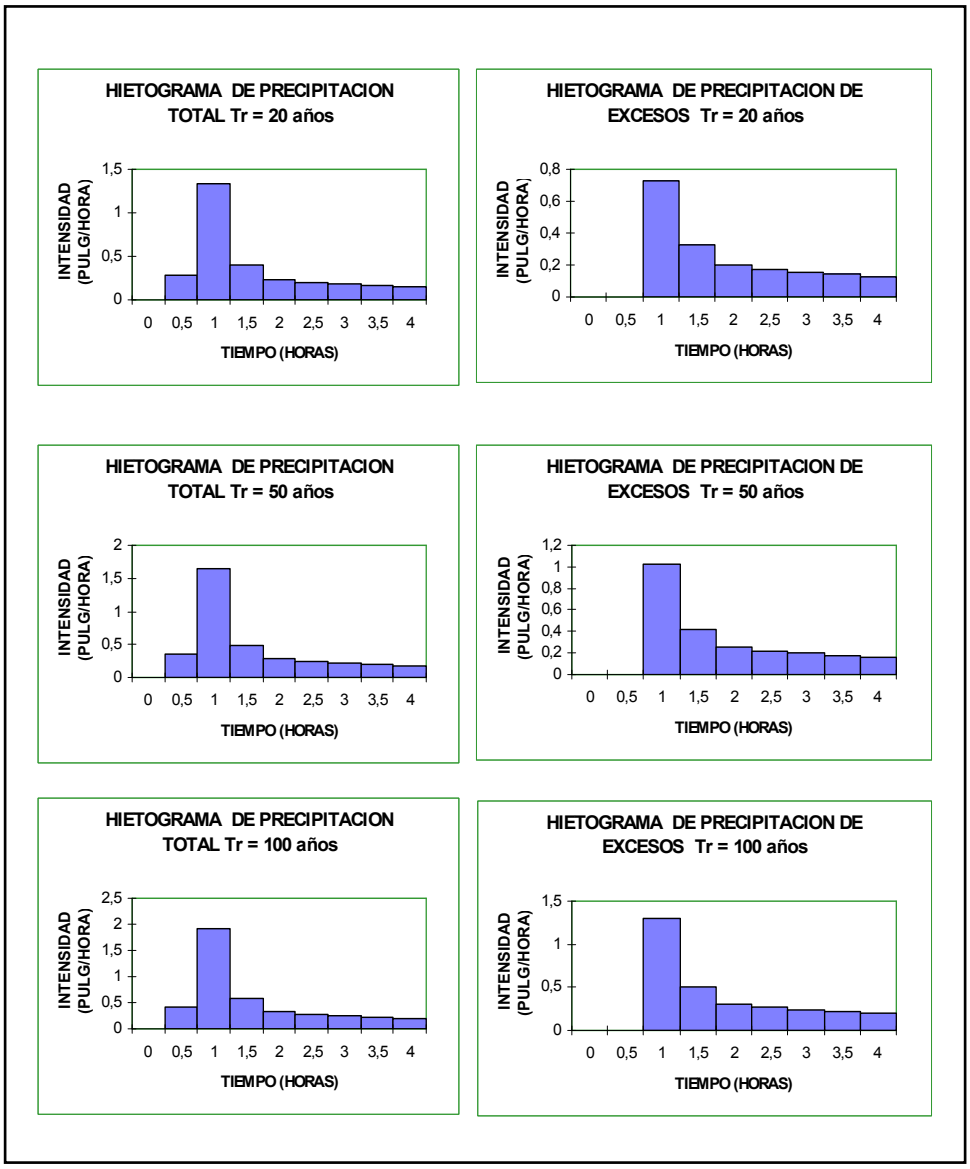


Figura 20. Hietograma de Precipitación Total

4.5.4. Precipitación Crítica–Duración

Para determinar la relación precipitación crítica – duración que disparan movimientos en masa, se utilizó el "Estudio de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo por Inestabilidad del Terreno para Varias Localidades de Santafé de Bogotá" (INGEOCIM – UPES, 1998), realizado por la firma INGEOCIM Ltda para la Unidad de Atención y Prevención de Desastres (UPES) de Santafé de Bogotá. En este estudio se encontró que la ciudad de Santafé de Bogotá se puede dividir en dos zonas a partir de la lluvia crítica y de su duración:

Zona Suroccidental
Llcrit = 0,3609*Llan
D = 3,2829*Llcrit$^{0.4157}$
Cerros Orientales
Llcrit = 12,6326+0.3609*Llan
D = 0,04923*Llcrit
Donde:
D = Duración en días
Llcrit = Lluvia crítica en mm
Llan = Lluvia anual en mm

El Mirador del Norte corresponde a la zona de los cerros orientales, por lo tanto su precipitación crítica es de 325,31 mm y su duración de 16 días. Estos dos parámetros son de gran importancia para la evaluación de amenaza.

4.6. Sismo

De acuerdo con el estudio de microzonificación sísmica de Bogotá (AIS, 1997), el sector en estudio hace parte de la Zona 1 (Cerros), a la cual le corresponden los factores espectrales presentados en la **Tabla 6**.

Tabla 6. Factores espectrales para la Zona 1 (AIS, 1997)

Característica	Valor
Período inicial, To	0,20
Periodo corto, Tc	1,00
Período largo, Tl	5,00
Aceleración máxima, Am	0,24
Aceleración nominal, Am	0,30
Factor de amplificación de la aceleración, Fa	1,00
Factor de amplificación de la aceleración en el rango de velocidades constantes, Fv	2,00

El efecto de la amplificación local de los sismos por efectos topográficos y el tipo de suelos involucrados (depósitos granulares consistentes en bloques y gravas), fue evaluado considerando un valor de factor de amplificación Fa=1,5, de acuerdo con la clasificación de los perfiles de suelo de Medvedev (1965) y estudio realizado por el INGEOMINAS y la UNIVERSIDAD DE LOS ANDES, (1997). Por lo tanto y de acuerdo a la resolución 227 de 2006, en donde se menciona que para los estudios detallados de amenaza y riesgo por fenómenos de remoción en masa, se deberá considerar una aceleración sísmica crítica para los análisis de tipo pseudos-estático no menor a 2/3 de la aceleración máxima (Am). Se concluyo que para los cálculos de estabilidad tomar una aceleración máxima de 0.24g.

5. COBERTURA VEGETAL Y USO DEL SUELO

5.1. Introducción

El levantamiento de la cobertura y uso del suelo puede ser definido como el análisis y clasificación de los diferentes tipos de cobertura y usos asociados que el hombre practica en una zona determinada. La cobertura es un elemento integrante del paisaje y junto con la geoforma constituyen su expresión visible, y el término uso se aplica al empleo que el hombre da a los diferentes tipos de cobertura, ya sea cíclica o permanente, para satisfacer sus necesidades, es evidente que las características del uso del suelo son el resultado de la interrelación entre los factores físicos o naturales y los factores culturales o humanos.

5.2. Metodología de Trabajo

Existen diferentes sistemas de clasificación, preparados con el fin de estudiar coberturas locales con objetivos particulares. La mayoría de ellos toman como punto de partida, las nueve (9) clases del sistema de clasificación de la Unión Geográfica Internacional cuyo propósito fue unificar criterios sobre los diversos usos del suelo.

En el presente estudio, se utiliza el sistema de clasificación de uso y cobertura del suelo CIAF, éste sistema es análogo al propuesto por el ITC, pero se diferencia de él en que fija criterios de jerarquización de clases correspondientes a categorías menores de manera que sean congruentes con las escalas de trabajo (IGAC, 1992). El método establece una clara distinción entre los conceptos de uso y cobertura y los clasifica en grupos diferentes de clases, y puede ser ejecutado mediante la interpretación de imágenes de sensores remotos de diversas fuentes y escalas.

La clasificación involucra cuatro niveles de jerarquización que van de lo general a lo detallado así:

- Nivel 1: Exploratorio
- Nivel 2: Reconocimiento
- Nivel 3: Semi-detalle
- Nivel 4: Detalle

Para cada uno de los niveles aplica la clasificación expuesta en la **Tabla 7**, para el presente proyecto se realizo el nivel 4 de exploratorio como sigue:

Tabla 7 Leyenda y Clasificación de uso y Cobertura de la Tierra

1er NIVEL EXPLORATORIO	2do NIVEL EXPLORATORIO	3er NIVEL EXPLORATORIO	4to NIVEL EXPLORATORIO
1. CONSTRUCCIONES	a. URBANO	1.RESIDENCIAL	*UNIFAMILIARES, MULTIFAMILIARES
		2.INDUSTRIAL	*TEXTIL, FABRIL, TRANSPORTE
		3.COMERCIAL	* TIENDAS, TALLERES
		4.EDUCATIVO	* COLEGIOS, JARDINES
		5.RECREATIVO	* PARQUES, CINES
2. VEGETACIÓN HERBÁCEA	a. PASTIZALES NATURALES	1. HERBACEOS	* GENEROS, PROTECCIÓN
3. BOSQUES	b. PLANTADO	2. CONÍFERAS	* ESPECIES, DENSIDAD
4. TIERRAS ERIALES	a. ROCAS EXPUESTAS	1. MASIVOS	* ESCARPES
	b. SUELOS DESNUDO	1. EROSIÓN PROVOCADA	* REMOCIÓN EN MASA
		2. EROSIÓN NATURAL	* INCIPIENTE

5.3. Clasificación del Uso y Cobertura del Suelo

La morfología natural en el Barrio Mirador del Norte ha sido alterada por la intervención del hombre; la explotación indiscriminada de fuentes de material y el doblamiento sin planeación de antiguas canteras, transcriben los rasgos relevantes de su nueva configuración paisajística.

La cobertura de la tierra, entendida como los atributos de la superficie del terreno, está integrada por cuatro componentes: parches de vegetación corta –pastos-, bosques plantados, tierras eriales propias del suelo desnudo y de afloramientos rocosos y, como elemento predominante, obras humanas, este último como elemento trascendente. El uso esencial es el urbano; calles pavimentadas en concreto o a nivel de sub-base y construcciones unifamiliares y en menor medida multifamiliares, asentados desde hace dos décadas, dan el matiz dominante a la mayor parte de la zona de estudio.

- 1 a 1 Construcciones urbanas, de uso residencial, unifamiliar y multifamiliar, en su mayoría de muros portantes confinados y construcciones aporticadas: 38.5%.
- 1 a 3 Construcciones urbanas, de uso tiendas, talleres: 3.0%.
- 1 a 3 Construcciones urbanas, de uso jardines e iglesias: 1.2%.
- 2 a 1 Vegetación herbácea descubierta, de pastizales naturales, herbáceos, géneros y protección: 23.1%.
- 4 a 1 Tierras eriales, Rocas expuestas, masivos, escarpes: 10.7%.
- Otros como:
- Lotes sin uso y lotes vacíos: 2.0%

Zonas de acceso como vehicular y peatonal: 21.5

Con base en el reconocimiento y en el criterio del cuerpo técnico, en la identificación de la cobertura vegetal y uso actual del suelo, se obtuvo las diferentes categorías de clasificación que se ilustran en el **plano GE147-PL2-08.**

6. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

6.1. Investigación del subsuelo

Para determinar las características del suelo del área de estudio, se llevó a cabo el siguiente programa de exploración del subsuelo en forma directa:

- Veinte (20) apiques (AP-1B a AP-26B) con profundidades variables entre 1,0m a 2,60m.
- Cuatro (4) trincheras (TR-1B a TR-7B) con longitudes variables entre 6,0 m a 10,5m.
- Cuatro perforaciones (SM-1 a SM-4) ejecutados con broca, con profundidades que varían entre los 7,0m y los 20,0m.

De cada uno de las perforaciones realizadas, se llevo a cabo un registro continuo de los materiales encontrados, se midió la posición del nivel freático y se recuperaron muestras de suelo alteradas e "inalteradas". En el **ANEXO III** se presentan los registros de los apiques, trincheras y perforaciones realizados. En el **plano GE147-PL2-01** se presenta la localización de todos los puntos de exploración. A continuación se mostrara la profundidad de los diferentes apiques, trincheras y perforaciones realizadas en la zona de estudio.

Tabla 8. Profundidades de los apiques, trincheras y perforaciones

APIQUES									
No. APIQUE	**PROF. (m)**	**ESTE (m)**	**NORTE (m)**	**COTA (m.s.n.m.)**	**No. APIQUE**	**PROF. (m)**	**ESTE (m)**	**NORTE (m)**	**COTA (m.s.n.m.)**
AP 1B	1,50	106 169	118 398	2725,0	AP 13B	2,60	106 208	118 405	2733,5
AP 2B	1,00	106 168	118 425	2726,5	AP 14B	1,90	106 155	118 393	2717,0
AP 3B	1,50	106 168	118 441	2727,0	AP 16B	1,00	106 050	118 426	2690,0
AP 4B	1,50	106 168	118 456	2728,0	AP 18B	2,20	106 201	118 444	2732,0
AP 5B	1,60	106 159	118 349	2712.0	AP 19B	2,10	106 145	118 495	2718,5
AP 6B	2,10	106 162	118 325	2710,5	AP 20B	1,50	106 060	118 472	2695,0
AP 7B	1,60	106 145	118 311	2702,5	AP 21B	1,80	106 105	118 469	2712,5
AP 8B	2,40	106 108	118 337	2698,0	AP 24B	1,60	106 113	118 576	2720,0
AP 9B	1,50	106 192	118 315	2727,5	AP 25B	1,70	106 121	118 551	2716,5
AP 12B	2,60	106 160	118 362	2714,0	AP 26B	2,00	106 128	118 542	2718,5

TRINCHERAS						
NUMERO DE LA TRINCHERA	**LONGITUD (m)**	**PROFUNDIDAD (m)**	**RESULTADOS EN (ml)**	**ESTE(m)**	**NORTE (m)**	**COTA (m.s.n.m.)**
TR 1B	6,3	1,6	10,08	106 165	118 165	2710
TR 2B	4	1,5	6	106 055	118 324	2684,5
TR 3B	5	0,8	4	106150	118259	2702
TR 4B	4,2	2,5	10,5	106 060	118 363	2689
TR 7B	5	1,5	7,5	106 073	118 449	2697,5

PERFORACIONES					
NUMERO DE LA PERFORACIÓN	**PROFUNDIDAD EN SUELO (m)**	**PROFUNDIDAD EN ROCA (m)**	**ESTE (m)**	**NORTE (m)**	**COTA (m.s.n.m.)**
SM 1	17,50	2,50	106 184	118 475	2731,0
SM 2	1,50	5,50	106 156	118 468	2721,0
SM 3	7,00	9,00	106 085	118 567	2715,0
SM 4	7,30	4,70	106 036	118 365	2683,5
SM 5	12	---	106176	118382	2728,5
SM 6	13	---	106174	118425	2730,4
SM 7	7	---	106170	118480	2730,6



Foto 35 Sondeo No 2



Foto 36 Sondeo No3

6.2. Ensayos in-situ y de laboratorio

Con el objeto de determinar cualitativamente las variaciones en la consistencia o densidad de los suelos, fue realizado en las perforaciones el ensayo de penetración estándar (SPT), los resultados de este ensayo están contenidos en los respectivos registros de perforación ver **ANEXO III – C**. Todas las muestras obtenidas de los trabajos de exploración del subsuelo fueron identificadas visualmente, y sobre un número representativo de los tipos de suelos encontrados se realizaron los ensayos de laboratorio para determinar su clasificación, propiedades in-situ, resistencia y deformación. A continuación en la **Tabla 9**; se presenta el tipo de ensayo que se realizaran, su respectiva norma y la cantidad realizada.

Tabla 9. Relación de ensayos de laboratorio

ENSAYO	NORMA	CANTIDAD
Contenido de humedad	INV-E122	35
Límite líquido y plástico	INV-E125 y 126	9
Corte directo en suelo	INV-E154	5
Peso unitario total	INV-E121	12
Gravedad específica de sólidos	INV-E128	4
Granulometría por lavado y tamizado	INV-E123	4
Carga puntual	INV-E154	6
Corte directo en roca	INV-E154	1
Compresión inconfinada en roca	INV-E152	3

Los resultados de los ensayos de laboratorio se pueden detallar en el **ANEXO V – A,** el cuadro de resumen de los parámetros de los suelos se puede observar en **ANEXO V – B**.

7. ZONIFICACION GEOTECNICA

7.1. Generalidades:

Para la zonificación geotécnica del área de estudio se tomó como base el modelo geológico y geomorfológico de la zona, complementado con los resultados de las observaciones de campo y del programa de investigación del subsuelo.

Partiendo de un contexto general basado en las condiciones geológicas y morfológicas locales del área de estudio, se pueden diferenciar cuatro grandes zonas así:

En la parte mas alta del área de estudio se define la Zona 1, que se caracteriza por presentar pendientes bajas a moderadas; la parte baja occidental de esta zona es de muy baja pendiente y está compuesta por depósitos antrópicos de poco espesor que cubren el macizo rocoso conformado por areniscas de la Unidad Ksgt-Ar1; en la parte alta occidental, el terreno es mas inclinado y a lo largo de este corredor afloran suelos residuales de areniscas de la unidad Ksgt-Ar1, de resistencia moderada a baja y susceptibles a la erosión.

Un poco mas al oriente se define un escalón de 8 a 20 m de altura producto de explotaciones mineras; éste escalón atraviesa el área de estudio de norte a sur, y se ha denominado como zona 2; este talud está compuesto en la parte superior por rellenos antrópicos de desechos de construcción y basuras, de espesores variables entre 0,2 y 4,0 m; por debajo del depósito se encuentran suelos residuales areno-arcillosos y rocas fracturadas y localmente rocas brechadas de la unidad Ksgt-Ar2. Esta zona se ha subdividido en cuatro subzonas así: la subzona 2A, por el costado norte, en donde se presentan taludes del orden de 5 a 8 m de altura, donde predomina la presencia de suelos residuales arenosos de la unidad geológica Ksgt-Ar2, y en la cual se han generado desprendimientos locales de bloques de suelo ante la deficiencia o ausencia de drenajes superficiales en la zona adyacente. Le sigue mas al sur, la subzona 2B, en donde se encuentran suelos residuales y rocas fracturadas de la misma unidad, y se diferencia del anterior por la presencia de obras de estabilización geotécnica. Le sigue al sur la subzona 2C, que es quizás la mas compleja debido a la presencia de taludes del orden de 14 a 18 m, conformados en la parte superior por rellenos antrópicos, seguidos por una capa delgada de suelos residuales y rocas de la unidad geológica Ksgt-Ar2; allí se presentan problemas de filtraciones de aguas conducidas por mangueras y que han generado desprendimientos y fallas locales. Por último se define la zona 2D, en donde la capa superior de rellenos prácticamente desaparece y se genera un talud escarpado de más de 12 m de alto en brecha y roca muy fracturada, lo que genera desprendimientos y caídas de bloques de la superficie del talud.

Mas al oriente después del escalón, se define una amplia zona de baja pendiente, que se ha denominado como zona 3; por el oriente afloran arcillolitas violáceas denominadas en la geología como Ksgt-Arc y más al occidente afloran nuevamente areniscas deleznables de la unidad Ksgt-Ar-2, en donde se presentan problemas de

erosión laminar sobre la superficie del terreno; debido a que esta zona presenta una morfología predominantemente plana, no se presentan problemas geotécnicos relevantes, exceptuando zonas localizadas de rellenos que generan amenaza de deslizamientos pequeños. Esta zona se ha subdivido en dos grandes subzonas, separadas por una falla geológica que atraviesa en sentido SW-NE, el área de estudio.

Por último se define la zona geotécnica 4, por el borde occidental del proyecto, que se caracteriza por presentar una topografía escarpada; a lo largo de este corredor afloran rocas brechadas y areniscas de la unidad Ksgt-Ar1, que se caracterizan por ser mas duras que la unidad superior; la subzona 4A corresponde a rocas fracturadas y brechadas que definen un talud inclinado 50°, y donde la erosión ha dejado al descubierto relictos de rocas, que están en condición potencial de desprendimiento. La subzona 4B corresponde también a un talud inclinado unos 60°, que coincide con una zona de brecha, que se caracteriza por la presencia de rocas muy alteradas y fracturadas; en este sector se han construido casas sobre plataformas escalonadas en corte, que se encuentran en condición potencial de falla. Mas al occidente se define una zona de pendiente mas suave, en donde afloran areniscas de la unidad Ksgt-Ar-1, y donde no hay problemas de procesos de remoción en masa.

7.2. Zona Geotécnica 1: Parte alta oriental:

7.2.1. Localización:

Corresponde a la zona oriental del área de estudio, la cual se caracteriza por presentar una topografía de pendientes suaves, y sobre la cual están emplazadas casas de 1 y 2 pisos, sobre cimientos continuos superficiales en piedra pegada. Limita por el oriente con la antigua vía al Guavio, y por el occidente con la carrera 22C.

La zona 1A corresponde a una franja oriental con una pendiente moderada, en la cual se encuentran afloramientos de suelos residuales de areniscas deleznables de la unidad Ksgt-Ar1. En esta zona se encuentran edificaciones de 2 y 3 pisos en ladrillos, cimentadas sobre muros de piedra, en la mayoría de los casos confinados con columnas y vigas de concreto: Estos muros contienen rellenos del orden de 1 a 2,5 m de altura los cuales son susceptibles a fallas por sismo.

La zona 1B, corresponde a la franja occidental y abarca la vía de acceso (carrera 22B) al barrio por la parte alta y unas dos filas de casas que se encuentran en una zona de terreno de baja pendiente; hacia la parte norte, la pendiente del terreno es prácticamente nula y se encuentran casas en latas y edificaciones de 1 piso.

7.2.2. Problemas geotécnicos:

En este corredor no se evidencian problemas geotécnicos; algunas casas de la zona 2B están cimentadas sobre escalones de relleno contenidos por muros de piedra pegada, los cuales pueden ser susceptibles a falla ante sismo.



Foto 37 Vista de las casas localizadas sobre el costado norte de la calle 185, las cuales están cimentadas sobre plataformas escalonadas en relleno; las plataformas están confinadas con muros de piedra, vigas y columnas de concreto.

7.3. Zona Geotécnica 2: Escalón intermedio oriental:

Se trata de una franja de terreno de alta pendiente que atraviesa el área de estudio en sentido norte- sur; esta zona se caracteriza por la presencia de taludes verticalizados de alturas variables entre 5 y 15 m, los cuales son altamente susceptibles a problemas de erosión y de estabilidad.

7.3.1. Zona 2A:

Localizada en el costado norte del área de estudio; se trata de una fila de casas de 1 y 2 niveles que están paralelas a la Carrera 23A bis; en la zona posterior de las casas se encuentra un talud de corte en relleno y suelos residuales de alturas que oscilan entre 5 y 15 m. Detrás de la corona del talud se encuentra la antigua carretera al Guavio; en el borde de la banca de la carretera no se cuenta con sistemas de drenaje superficial, lo cual permite que el agua de la vía escurra sobre la superficie de los taludes, generando problemas de desprendimientos locales de bloques de suelo que han causado y son fuente potencial de daños sobre las casas de este sector.

En este sector se efectuaron los trincheras TR-1, TR-2, TR-3 Y TR-4, lo mismo que los apiques AP-24, AP-25 Y AP-26.

Por la zona norte del talud de corte, predominan suelos residuales limo-arenosos de mas de 4 m de espesor, que abarcan la zona comprendida entre los predios 186C-60 y 186A-37; del predio 186C-60 hasta el predio 186C-18, al sur, se encuentran afloramientos de areniscas fracturadas, con problemas de desprendimientos de bloques de la parte alta del talud.



Foto 38 Estado de los taludes de corte en un lote vacío al norte del predio de la 187A-18, de la zona 2A; se presentan cortes verticalizados del orden de 3 a 5 m de altura, con el predominio de suelos residuales limoarenosos orgánicos en la parte baja y rellenos en la parte alta, los cuales son altamente susceptibles a desprendimientos en forma de bloques.



Foto 39 Desprendimientos de bloques de suelos residuales y rellenos, del talud de corte aledaño al patio con nomenclatura 187A-06, aledaño a la antigua vía al Guavio. Estos desprendimientos se han generado por la afluencia de aguas prevenientes de la vía localizada en la zona posterior, los cuales han ocasionado daños locales sobre varias casas de este corredor.



Foto 40 Desprendimientos de bloques de rocas fracturadas y meteorizadas, a la altura de los predios con nomenclatura 186C-84 y 186C-54; en el sector sur de la zona 2A. En la zona posterior se encuentra la vía emplazada sobre una capa espesa de relleno; la ausencia de sistemas de drenaje superficial permite que se generen estos tipos de desprendimientos.



Foto 41 Un poco mas al sur, se presenta una situación similar, en donde se dibujan las cicatrices dejadas por antiguos desprendimientos, una de ellas contenida por una calza de concreto, construido hace unos 7 años.

7.3.2. Zona 2B:

Corresponde a un tramo intermedio de talud en la cual se ya se han efectuado obras de estabilización geotécnica; allí se construyó un muro de gaviones de 2 m de altura, en la base del talud, dos filas de pilotes de madera en la parte media del talud y trinchos de madera en la parte alta del talud; por la zona norte adyacente a la vía se conformó un muro de concreto. La superficie del talud se reconformó y empradizó. Por la zona sur, el tramo estabilizado coincide con un unas escaleras, recién construidas.

Este talud presenta un buen comportamiento y no requiere de ningún tipo de intervención.



Foto 42 Detalle de las obras geotécnicas realizadas en la zona 2B; se efectuó una reconformación de taludes, trinchos de madera y dos filas de pilotes de madera en la parte media del talud; al fondo se construyó un muro de concreto aledaño a al vía.



Foto 43 Detalle de la parte inferior del talud Zona 2B, el cual está confinado por un muro de gaviones de dos niveles.

7.3.3. Zona 2C:

Localizada por la zona centro-oriental del barrio, y abarca un talud del orden de 15 a 20 m de altura. En la parte baja del lado occidental, abarca la parte oriental de cinco manzanas de casas localizadas entre las calles 186B y 185C. Por el borde occidental detrás de la corona del talud abarca una amplia zona verde hasta la Carrera 22B.

Corresponde a un talud irregular de altura variable entre 16 y 20 m, compuesto en la parte superior por rellenos antrópicos de unos 6 a 8 m de espesor, los cuales descansan sobre suelos residuales parcialmente orgánicos; en la parte baja del talud se encuentran arcillolitas grises y areniscas deleznables, meteorizadas conformando un talud inclinado a 45° y verticalizado en la parte superior, la superficie del talud rocoso de la parte inferior está cubierto por una capa delgada de suelo orgánico y rellenos antrópicos con basuras, del orden de 1 m de espesor.

En la parte alta y media del talud, los residentes del barrio tienen una red compleja de mangueras que se prolongan a lo largo del talud; y en la parte superior se instaló una tubería metálica, con bridas mecánicas; tanto las mangueras como las tuberías han presentado desempates producto de las deformaciones del terreno, ocasionando fugas de agua y el desencadenamiento de pequeños flujos de lodos que llegan hasta la parte baja del talud.

En la parte más alta de afloramiento rocoso se han presentado y se pueden seguir presentando desprendimientos locales de bloques de suelos residuales y rocas, que pueden llegar hasta las casas y ocasionar daños locales sobre estas.

En la parte baja del talud, para la conformación de las plataformas de cimentación de las casas se efectuaron pequeños cortes verticalizados y en ocasiones escalonados en roca alterada, los cuales son estables, pero debido a lo presencia de rellenos y detritos sobre la superficie del talud, existe la posibilidad de daños sobre las viviendas de la parte baja, producto del movimiento de estos bloques los cuales descansan sobre un talud muy inclinado del orden de 45°.

Por la zona norte aledaño a las escaleras se presenta afluencia de agua del talud rocoso, y la generación de pequeños flujos de lodos que han sido controlados de manera muy precaria con trinchos de madera.





Foto 44 y Foto 45 Panorámica general del talud que conforma la parte alta de la zona 2C; se trata de un talud inclinado compuesto por rellenos heterogéneos, escombros de construcción y basuras, el cual está emplazado sobre suelos residuales arcillosos; nótese la conformación de pequeños escalones en la parte baja del talud (lado derecho de la foto superior e izquierdo de la inferior) que son un indicador de una condición incipiente de falla.



Foto 46 Vista frontal del talud de la Zona 2Aura de la calle 185C; nótese el talud en relleno y vegetación de la parte superior el cual escurre literalmente sobre el talud del escarpe inferior en roca; nótese la presencia de una capa de suelo orgánico debajo del relleno y la presencia de rellenos y basuras en la parte baja del talud.



Foto 47 Detalle de la casa con nomenclatura 23A-05, al lado derecho de las escaleras (zona 2C); la casa está metida dentro de una zona de corte sobre suelos residuales que pueden ser susceptibles a la falla.



Foto 48 Detalle de la casa con nomenclatura 23A-06, sobre la calle 186A bis; se presenta afluencia de agua en la base del talud; en primer plano al lado izquierdo de la foto, se encuentra un socavón generado por la rotura de una manguera, el cual generó un pequeño flujo que llegó a las casas.



Foto 49 Casa localizada en la calle 186A´ No. 23A-08; para la construcción de la casa se efectuó un corte del orden de 3 m de altura sobre areniscas con orientación de los estratos en el mismo sentido de la pendiente del talud, a pesar de que la casa está pegada al talud de corte, no hay problemas de estabilidad, exceptuando la posibilidad de desprendimientos de suelos y bloques de la parte alta.



Foto 50 Casa localizada sobre la calle 186A´ No 23A-05 ; en este sector afloran suelos residuales limo-arenosos; a pesar de la pendiente fuerte del talud, éste es estable; en la base se encuentra un muro de concreto de poca altura.



Foto 51 Lote vacío localizado al lado sur de la Calle 186ª; en la parte inferior se encuentran rellenos y bloques que se han desprendido de las partes altas.



Foto 52 Predio de la calle 185C 23A-06; se trata de una casa de dos niveles con cimentación escalonada, cimentada sobre roca meteorizada; la casa está expuesta a daños por caída de bloques de la parte alta.



Foto 53 Predio de la calle 185C 23A-05; se trata de un nivel efectuad sobre una plataforma de corte en depósito, contenido por un murete de piedra; este predio esta en posibilidad de daños por deslizamiento del depósito y caída de bloques de la parte alta.



Foto 54 Vista de la parte alta del talud del predio de la calle 185C23A-05; se presenta debajo del relleno (parte alta del talud) un horizonte de suelo orgánico seguido por arcillolitas grises y areniscas parcialmente meteorizadas; existe la posibilidad de desprendimientos de bloques del escarpe en roca.



Foto 55 Predio localizado sobre la calle 185C 23A-06; se presenta la posibilidad de desprendimientos de bloques provenientes del escarpe de la parte alta y deslizamientos de rellenos localizados en la parte baja de talud inclinado.

7.3.4. Zona 2D:

De características geométricas similares a la del talud de la zona 2C, contra la parte baja del talud, por el occidente, abarca el borde oriental de tres manzanas de casas localizadas entre las calles 186 y 185A, y por la parte alta, detrás de la corona del talud, limita con la carrera 22C.

En esta zona los taludes alcanzan los 20 m de altura; en la parte alta se encuentra una capa de relleno antrópico de poco espesor, que descansa sobre una capa delgada de suelos residuales y luego sobre areniscas fracturadas de la Formación Guadalupe; en la zona intermedia del talud contra el macizo rocoso se define un escarpe verticalizado del orden de 8 m de altura, en donde afloran areniscas fracturadas, con la presencia de cicatrices de pequeñas fallas planares y en cuñas, controladas en parte por los planos de estratificación y familias de diaclasas que son ortogonales a estos planos; en la parte correspondiente de suelo residual se definen grietas que permite el desprendimiento y caída de bloques de suelo; los residuos de estos desprendimientos se han depositado en la parte baja del talud conformando pequeños conos de bloques que se extienden hasta la zona de las casas; en la parte inferior se encuentra un muro de piedra pegada, que protege parcialmente las casas localizadas en la parte baja occidental, contra desprendimientos de bloques; este muro debe ser prolongado para cubrir otras casas (del lado sur y norte del muro) que están expuestas a daños por desprendimientos de bloques.

Por el costado sur de esta zona se encuentran dos bloques aislados de arenisca in-situ, superpuestos; el bloque superior del orden de 4m de ancho x 1.5 m de alto descansa sobre otro inferior del orden de 8m de largo x 3m de alto, entre los dos hay una capa débil de suelo arcillo arenoso; este bloque puede deslizarse por acción de un sismo, y generar daños sobre las casas localizadas en la parte baja del talud, en donde no hay ningún tipo de protección, ni siquiera el muro de gravedad; es necesario demoler este bloque rocoso, también es necesario prolongar el muro de gravedad abarcando dos casas que están expuestas a desprendimientos del bloque del talud; en la parte superior se deben remover los bloque sueltos y contemplar un sistema de protección con malla.



Foto 56 Bloque in situ, localizado en el costado sur de la zona 2D; este bloque está emplazado sobre un plano inclinado sobre una delgada capa de limo arenoso; este bloque se puede mover cinemáticamente por influencia de sismo y genera daños en las casas localizadas en la parte baja.



Foto 57 Vista del escarpe en el costado sur de la zona 2D; se presentan varias familias de diaclasas que definen cuñas cinemáticamente inestables; nótese en la parte superior varios bloque de volumen no despreciable en condición cinemática de falla.



Foto 58 Un poca mas al norte se presenta un cambio en la orientación de los planos de estratificación que buzan con un ángulo alto, en el mismo sentido de la pendiente del talud; esta condición genera la posibilidad de fallas planares que involucrarían roca y relleno de la parte superior; es importante destacar que en la parte media del talud en roca aflora una veta de arcillolita gris que puede generar mayor susceptibilidad a la falla.



Foto 59 Detalle del muro de piedra pegada con mortero construido en la parte baja del talud; este muro ha servido de protección de la casa contra el desprendimiento y caída de bloques del talud. Este muro es necesario prolongarlo por los costados sur y norte para que sirva de protección de otras casas que están expuestas a daños.

7.4. Zona Geotécnica 3: Plataforma central:

Corresponde a una zona amplia de pendiente baja a moderada localizada en la parte media del talud, en donde se encuentran areniscas friables, poco cementadas de grano medio a fino, y arcillolitas de color gris y morado.

Esta zona abarca la zona central del proyecto y se prolonga de norte a sur, a la largo de la carrera 23A bis A, involucrando casas localizadas en el costado oriental y occidental de la vía. La zona 3A corresponde a la parte norte, y la zona 3B a la parte sur, subdivididas por un lineamiento de falla que se prolonga por la zona central del área de estudio, en diagonal con orientación N15°E.

7.4.1. Plataforma central norte- Zona 3A:

Dado que las casas están emplazadas en un terreno de baja pendiente, las condiciones de estabilidad general de la zona son favorables; por la zona nor-occidental, limita con un talud inclinado de gran altura, en el cual se presentan cicatrices de antiguas fallas superficiales de relleno y creep generalizado del talud; este talud puede presentar problemas de estabilidad, que pueden llegar a comprometer el corredor vial de la carrera 23A Bis A.

Un poco más al sur, por el borde occidental se encuentran varias casas localizadas contra el borde superior de un talud inclinado (zonas 4A y 4C). Estas casas están cimentadas sobre rellenos, confinados con muros de piedra y pueden ser susceptibles a daños por sismo.

Por el borde occidental de la vía se encuentra una cuneta rectangular de concreto, cubierta con plaquetas prefabricadas también de concreto; el agua superficial está escurriendo por un costado de la cuneta, generando surcos de erosión sobre la roca.



Foto 60 Panorámica general de la zona 3A, a lo largo de la carrera 23A bis A. La fila de casa del costado occidental, se encuentran cimentadas parte en relleno y parte en roca; la zona posterior en relleno está confinada con muros de piedra y concreto de condiciones muy precarias.



Foto 61 Zona posterior de la fila occidental de casas de la zona 3A; las casas están cimentadas sobre muros de piedra y rellenos de 2 m de altura o más.



Foto 62 Al costado nor-occidental, la vía colinda con un talud en relleno y roca, el cual está por fuera de la zona del proyecto; éste talud presenta evidencias de fallas superficiales, las cuales pueden afectar la vía de acceso al barrio en la parte alta.



Foto 63 Detalle del borde occidental de la vía carrera 23A bis A. En este lineamiento se construyó una cuneta rectangular con tapas de concreto prefabricado; sin embargo el agua de superficie fluye por un costado de la cuneta generando un problema de erosión en surcos.

7.4.2. Plataforma central sur-Zona 3B:

Se trata de una amplia zona en donde predomina un terreno de baja pendiente, en donde se encuentran areniscas arcillosas de color amarillo; por el costado sur y norte se encuentra y arcillolitas laminares de color rojo y gris.

Debido al predominio de un terreno de baja pendiente, la mayor parte de las casas están cimentadas directamente sobre el sustrato de roca, mediante cimientos continuos de piedra; localmente por el costado sur del área de estudio se encuentran varias casas que están cimentadas sobre plataformas escalonadas confinadas con muros de piedra.

En el sector de la carrera 23A bis A, con calle 185, junto a la iglesia, se encuentra un pequeño talud en relleno que abarca una zona verde, el cual puede ser susceptible a deslizarse; en este sitio se requiere de la construcción de un muro de contención de poca altura.

Por el borde oriental, aledaño a la zona 2C y 2D, se encuentran varias casas que están recostadas contra la pata de un talud del orden de 15 a 20 m de altura, en donde se presentan desprendimientos de bloques y pequeños flujos; estos materiales pueden generar afectaciones sobre las casas de este sector.

Al igual que en la zona 3A, por el borde occidental de la Carrera 23A bis, se está presentando un problema de erosión laminar adyacente a una cuneta de concreto; es necesario efectuar obras de protección de superficie y encauzar las aguas a la cuneta existente.



Foto 64 Panorámica general de la zona 4B se trata de una terraza intermedia de pendiente baja a moderada, con la presencia de areniscas deleznables y rellenos. Se presentan problemas geotécnicos muy localizados.



Foto 65 Vista de las casas localizadas en el costado sur; estas casas están cimentadas en arcillolitas de color gris; algunas de ellas sobre plataformas de relleno de altura no despreciable.



Foto 66 Vista lateral del talud en relleno localizado en la esquina sur-occidental de la calle 185B con carrera 23ª Bis A; en este sitio se requiere de un muro de contención en la base del talud para confinar el relleno y proteger las casas.

7.5. Zona Geotécnica 4: Sector sur-occidental:

Abarca la parte occidental del área de estudio, y corresponde a un terreno de pendiente moderada a alta; debido a factores de origen tectónico, esta zona tiene un comportamiento especial por la presencia de zonas de brechas de fallas bien definidas, que generan consigo un escalón con la presencia de materiales de baja resistencia y muy fracturadas, que generan un grado moderado de susceptibilidad al deslizamiento. Este corredor se ha subdividido en tres subzonas así:

7.5.1. Zona 4A: Talud del costado nor-occidental:

Se trata de un talud del orden de 16 m de altura y 45° de inclinación, en donde se encuentran relictos de roca producto de la erosión; en la superficie del talud no hay señales de inestabilidad; solamente se encuentran bloques aislados con posibilidad de desprendimientos, los cuales pueden afectar la parte baja del talud, en donde se encuentra un parque.

En la parte alta del talud se encuentra una fila de casas, cuya parte posterior está emplazada sobre plataformas de relleno confinadas lateralmente con muros de piedra pegada, concreto simple o muros de piedra confinados con columnas y vigas de concreto. Estas cimentaciones se consideran vulnerables a daños por eventos sísmicos.

Por el costado sur el talud presenta una concavidad, producto de excavaciones mineras; en la parte alta se encuentra una casa de mas de 3 pisos, cimentada sobre una plataforma escalonada de más de 3 m de altura, la cual está confinada con muros de ladrillo y columnas.

En esta zona se requiere la demolición de los bloques de roca que sean susceptibles a deslizamiento y reubicar casas con problemas de cimentación.



Foto 67 Vista lateral del talud natural en la zona 4C; la erosión ha dejado expuestos relictos de roca, algunos de ellos con posibilidad de desprendimiento y caída, que pueden afectar el parque en la parte baja; se debe efectuar una revisión y remoción de bloques con posibilidad de falla.



Foto 68 Vista del costado sur del talud natural; allí se genera una depresión y en la parte superior se encuentra una casa de mas de tres pisos con cimentación deficiente. Esta casa debe ser desalojada.

7.5.2. Zona 4B: talud del costado sur-occidental:

Está localizado en el costado sur-occidental del área de estudio, entre la carrera 23D y en escalón natural de terreno que se prolonga en la parte media de las manzanas de casas localizadas entre la carrera 23D y la carrera 23A bis A.

Dentro de ésta zona se encuentra un terreno de pendiente moderada; con base en los resultados de la perforación P4, en este sector se encuentra una capa de relleno del orden de 4 m de espesor, seguidos por suelos residuales arenosos hasta 7 m de profundidad y luego el sustrato de areniscas y arcillolitas; contiguo a esta zona, por el costado occidental (por fuera del área de estudio) se encuentra un talud inclinado a 45° con evidencias de creep.

Puede existir una amenaza de deslizamiento de la capa superficial de relleno lo cual afectaría la carrera 23D, sin embargo no existen evidencias de deformaciones de la vía atribuibles a la presencia de este relleno.



Foto 69 Vista del costado sur-occidental del área de estudio, correspondiente a la zona 4B; allí se encuentra un terreno de pendiente moderada, sobre areniscas, en donde están cimentadas las casas (lado derecho de la foto); por el costado occidental la vía limita con un talud inclinado en relleno y roca.



Foto 70 Vista del talud localizado al costado sur-occidental (por fuera del área de estudio); el talud está conformado por relleno en la parte superior y por roca en la parte inferior; superficialmente el talud ha presentado deformaciones.

7.5.3. Zona 4C: Brecha de falla:

Se trata de una franja angosta de terreno que define una zona escalonada del orden de 4 a 6 m de altura y de 10 a 15 m de ancho, correspondiente a una brecha de falla. Este pequeño corredor, limita por el oriente con la zona 3B, y por el occidente con la zona 4B; a lo largo de él, se encuentran suelos residuales y rocas muy fracturadas o brechadas, sobre las cuales se encuentran emplazadas varias viviendas; las viviendas están emplazadas sobre plataformas escalonadas, algunas de ellas en corte y otras en relleno, las cuales definen condiciones de cimentación muy precarias, exponiendo a los residentes de estas casas a posibles daños o afectaciones atribuibles a fallas locales de taludes o de cimentaciones, detonadas por sismos.

En algunos sitios muy puntuales se encuentran lotes vacíos, en los cuales la roca está cubierta por una capa delgada de rellenos y suelos orgánicos, que han sufrido desprendimientos por efecto de saturación superficial.

En este sector muy probablemente se requiere reubicar algunas viviendas y efectuar tratamiento de los taludes mediante estructuras de contención o protección.



Foto 71 Panorámica general de la zona 4C desde el costado nor-oriental; se define un escalonamiento donde se encuentra roca muy fracturada; los problemas geotécnicos se relacionan mas que todo con problemas de cimentaciones escalonadas; localmente se encuentran problemas de desprendimientos y erosión.



Foto 72 Taludes a la altura de la Carrera 23C con calle 185A bis; en este sitio se presenta un escalón en suelo residual y roca; del cual se generan pequeños desprendimientos que amenazan la estabilidad de las casas en las partes altas; en la parte inferior, los residentes han llenado las zonas bajas con escombros.



Foto 73. Escalonamiento en el patio posterior del predio de la carrera 23D No. 185B-14; en este sector afloran bloques masivos de arenisca; en primer plano hay una discontinuidad de origen tectónico.

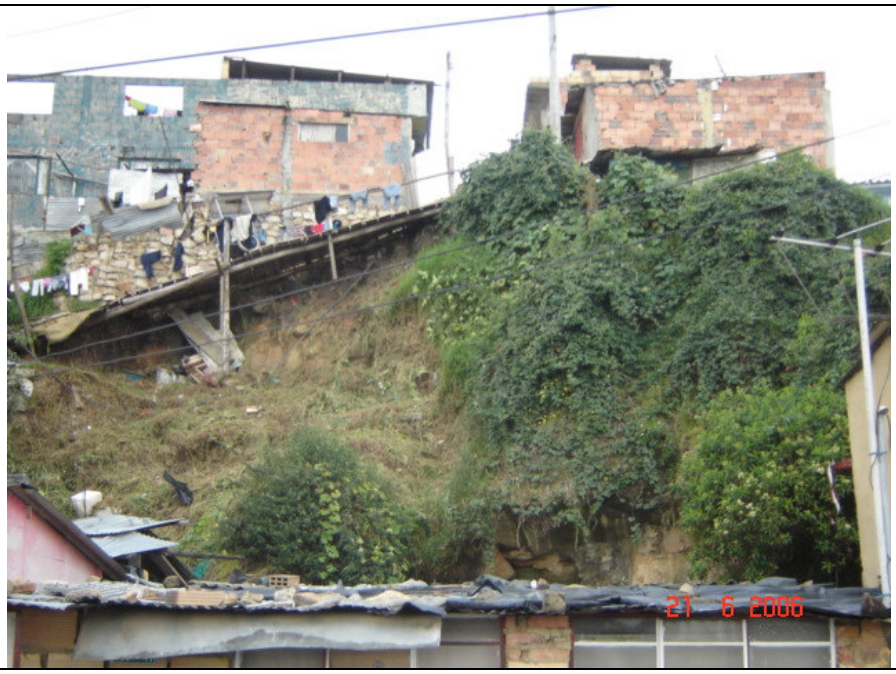


Foto 74. En el predio contiguo correspondiente a la carrera 23D No. 185B-22; en la zona posterior se genera un talud del orden de 8 m de altura; en la parte superior se improvisó un paso elevado con madera, producto de desprendimientos del talud. La casa que se encuentra detrás del paso se encuentra en riesgo potencial de falla.



Foto 75.Panorámica de las casas localizadas sobre la Diagonal 186; debido a la pendiente pronunciada de los taludes, la cimentación de las casas están conformadas por plataformas escalonadas, principalmente de relleno o roca muy fracturada, contenidas por muros de ladrillo y piedra, siendo susceptibles a daños por sismo.



Foto 76.Vista lateral del predio localizado en la diagonal 186 No. 23A-27; la plataforma de cimentación descansa sobre roca muy fracturada, generando un talud verticalizado, sin protección alguna, quedando éste expuesto a la erosión. Se han generado concavidades producto de desprendimientos localizados de bloques.



Foto 77.Vista de la casa esquinera localizada sobre la calle 186A; Se encuentra una casa de cuatro pisos cimentada sobre roca muy fracturada; en el borde sur-occidental se construyó una columna que traslada la carga a la base del escalón topográfico; esta casa es vulnerable a daños por sismo y debe ser evacuada.



Foto 78.Predios en la parte alta con nomenclatura 123A-59 y 123A-62; se encuentra un talud escalonado del orden de 4 m de altura, en roca, cubierto por una capa delgada de relleno detrás de la corona del talud se construyó una zanja de coronación, la cual requiere limpieza y debe completarse.



Foto 79. Predio de la carrera 23 no. 86A -46; se encuentra un talud escalonado del orden de 6 m de altura en roca fracturada, con la posibilidad de desprendimientos de bloques.

8. CARACTERIZACION GEOTECNICA DEL SUBSUELO

8.1. Actividades Programadas

Para determinar las características geotécnicas del suelo en las diferentes zonas de trabajo, se hicieron las siguientes actividades:

8.1.1. Levantamiento de Discontinuidades

En varios sitios de afloramientos rocosos, se efectuó un levantamiento de discontinuidades identificando en cada estación las familias de diaclasas más importantes y determinando sus características básicas para ingeniería tales como, orientación (rumbo y buzamiento), separación abertura, continuidad, rugosidad y tipo de relleno; ésta información se complementa con una descripción del tipo de rocas y el estado del macizo rocoso en general.

8.1.2. Ejecución de apiques y trincheras

Con el fin de establecer la profundidad el perfil de suelos y el tipo de roca presentes en las diferentes zonas del proyecto, se efectuaron apiques en las zonas planas y trincheras en las zonas de alta pendiente y taludes de corte.

En cada una de ellos se determinó el perfil estratigráfico y se reportó la presencia de agua; adicionalmente se tomaron muestras alteradas en bolsa e inalteradas en bloque para la ejecución de un programa de ensayos de laboratorio.

8.1.3. Perforaciones

En las zonas planas o aterrazadas, se efectuaron perforaciones profundas mediante el uso de un equipo mecánico de rotación, percusión y lavado de mediana capacidad. En cada una de ellas se determinó el perfil estratigráfico y las condiciones del agua libre. Se efectuaron ensayos de penetración estándar y se tomaron muestras alteradas con el sistema de tubo partido split-spoon.

8.1.4. Ensayos de Laboratorio

Se efectuó en el laboratorio una caracterización física y mecánica de suelos (coluviones, rellenos antrópicos y suelos residuales) y de la roca que comprendió los siguientes ensayos:

a) Ensayos básicos de clasificación y propiedades, índice de suelos tales como humedad natural, peso unitario, límites de consistencia, y granulometría.
b) Ensayos para la determinación de propiedades físicas y mecánicas de rocas y sus discontinuidades, tales como ensayos de carga puntual, y ensayos de corte directo en rocas.

c) Ensayos de corte directo consolidados drenados, para la determinación de los parámetros de resistencia de suelos.
d) Ensayos de carga puntual sobre bloques representativos de roca.

En el **ANEXO V** se presentan los resultados de los ensayos de laboratorio y el cuadro resumen de los ensayos de laboratorio discriminados por zonas geotécnicas y por unidades geológicas; este cuadro fue la base para la definición y selección de los parámetros de análisis y diseños.

8.2. Caracterización geotécnica

La caracterización geotécnica puede observarse en el **GE147-PL2-09**. Los resultados de caracterización de suelos y rocas de cada una de las zonas geotécnicas del proyecto, son las siguientes:

8.2.1. Rellenos antrópicos

En la parte alta oriental del proyecto y en la parte se encuentran rellenos producto de la adecuación artificial de la forma de las laderas por el hombre, adecuando su forma natural para la proyección de vías y plataformas, y zonas de botaderos. Se pueden destacar los rellenos que conforman la parte alta del proyecto localizados sobre la plataforma oriental zona 2B, y en el talud intermedio zona 2C, en donde se encuentra un relleno de construcción de más de 4 m de espesor, que descansa sobre una capa delgada de suelos orgánicos. También es importante destacar rellenos de poco espesor localizados por el costado oriental de la zona 2A, sobre la antigua vía al Guavio, rellenos localizados por el costado nor-occidental entre las zona 3A y 4A, sobre los cuales están cimentados una fila completa de casas, rellenos localizados en la zona 3B, al costado norte de la iglesia, y por último los rellenos de conformación de la vía occidental de acceso por el lindero occidental del área de estudio.

Todos estos rellenos se caracterizan por ser muy heterogéneos, en los cuales se encuentran una mezcla de estériles de canteras antiguas predominantemente arenosos mezclados con desechos de construcción, bloques, basuras y suelos orgánicos. Con base en los resultados de la investigación geotécnica del subsuelo efectuada para este estudio se obtienen los siguientes parámetros geotécnicos:

Tabla 10. Parámetros geotécnicos para los rellenos antrópicos

PARAMETRO GEOTECNICO		Rellenos
Humedad natural	Wn %	8-53
Peso unitario	Yt (KN/m3)	15-20
Límite líquido	Wl	NL-42
Límite plástico	Wp	NP-21
Contenido de finos	PT200 (%)	4-24
Ensayo de penetración estándar	SPT(g/pie)	9-16
Clasificación	USC	ML-OL MH-OH GM SM

A partir del método de Alvaro González, con base en los resultados del ensayo de penetración estándar, se determinaron los siguientes parámetros de resistencia al corte expresados en términos de cohesión y ángulo de fricción.

Peso unitario: 17,5 KN/m^3 (promedio entre 15 y 20)
Cohesión: 0 a 1 KPa
Angulo de fricción: 23 a 30°

8.2.2. Depósitos naturales

En la parte baja de la zona 2A y 2C, se encuentra una capa delgada de depósitos de gravedad producto del desprendimiento y flujos de materiales que provienen de las partes altas; estos flujos son de menor volumen y en ocasiones se encuentran mezclados con otros materiales antrópicos.

Para los modelos de estabilidad de laderas los depósitos de bloques se han caracterizado de la siguiente manera:

Peso unitario: 21 KN/m^3 [2]
Cohesión: 0 -1 KPa
Angulo de fricción: 43 a 45°

9.2.3 Antigua capa vegetal

Se trata de una capa delgada de suelo orgánico que se encuentra localizada por debajo de las capas de rellenos antrópicos (zona 2C); para los modelos de estabilidad de laderas se han adoptado los siguientes parámetros:

[2] Este valor se estima de la siguiente forma: el peso unitario de una arena (matriz del depósito) oscila entre 18 y 20 KN/m^3 (Lambe y Whitmann), y la densidad de los bloques de areniscas son del orden de 21 a 23 KN/m^3, por lo tanto la densidad del sistema de bloques mas arena (talus) es del orden de 20 a 22 KN/m^3; el ángulo de fricción del depósito se deduce de la pendiente máxima natural que alcanza in sito, en la base de los taludes.

Peso unitario: 15,1-15,9 KN/m^3
Cohesión: 10,9 -21,7 KPa
Angulo de fricción: 14,4°

Estos datos son estimados a partir de la naturaleza del depósito y del criterio propio del especialista.

9.2.4 Suelos residuales

Corresponde a la capa superficial de suelo meteorizado, que se encuentra cerca de la superficie de terreno natural; estos suelos afloran en la zona norte del proyecto, (zona 2A), adyacente a la antigua vía al Guavio, abarcando la mayor parte de la altura de los taludes de corte, con espesores hasta de 5 m.

Este tipo de suelos se encuentran también en la zona 1B por debajo de la capa de rellenos antrópicos, se encuentra este tipo de suelos con espesores variables desde unos pocos centímetros por el costado sur, hasta 10 m o más por el costado norte (P1).

También se detectaron suelos residuales por el costado occidental de la zona de estudio (zona 4B), por debajo de una capa de rellenos (P4); en este sector su espesor es del orden de 2 m.

Partiendo de su origen, del modelo geológico local del área de estudio se distinguen dos tipos de suelos residuales, los generados de la unidad de areniscas arcillosas Ksgt-Ar2 que afloran en la zona media y oriental del área de estudio y los generados de la unidad de areniscas Ksgt-Ar1, detectados puntualmente por el costado occidental del área de estudio (P4). Las siguientes son sus propiedades geotécnicas:

Tabla 11. Parámetros geotécnicos para los suelos residuales

PARAMETRO GEOTECNICO		Suelos residuales Ksgt-Ar2	Suelos residuales Ksgt-Ar1
Humedad natural	Wn (%)	16-30	--
Peso unitario	Yt (KN/m^2)	18-20	19-21
Límite líquido	Wl	41	--
Límite plástico	Wp	23	--
Contenido de finos	PT200	26-60	--
Ensayo de penetración estándar	SPT	6-21	14-31
Clasificación	USC	CL-SC SM	GC-SC

Desde el punto de vista ingenieríl se analizó con mayor grado de detalle la unidad Ksgt-Ar2, de la cual dependen una buena parte las condiciones de estabilidad de los taludes de corte de la zona 2; sobre muestras predominantemente arenosas se efectuaron tres ensayos de corte directo, obteniendo los siguientes resultados:

Peso unitario:	20-21 KN/m^3 [3]
Cohesión:	18 -36 KPa
Angulo de fricción:	31,6-32,1°

De otra parte partiendo de que el suelo tiene un contenido importante de suelo fino arcilloso, se hizo un estimativo de los parámetros de resistencia al corte a partir del criterio de Hvorslev, Bjerrum y Simons, 1960, con base en el índice de plasticidad del suelo y su resistencia a la compresión, obtenida a partir del ensayo de penetración estándar. Analizando el comportamiento estadístico del ensayo de penetración estándar se obtiene:

N_{70}´ promedio = 6 golpes/pie
N_{70}´ desv.stand= 3 golpes/pie.

Según Bowles, 1980, la resistencia a la compresión simple del suelo se puede obtener a partir del ensayo de penetración estándar medido directamente en campo a partir de la siguiente correlación:

Qullt (KPa) = 10 N

La variación estadística de qu es la siguiente

qu promedio = 60 KPa
qu desv.stand= 30 KPa

A partir de este criterio, se determinó la cohesión aparente y el ángulo de fricción interna del suelo, encontrando los siguientes resultados:

Cohesión (ce):	9,7 a 29,2 KPa
Angulo de fricción zona SC (ϕe):	22,1°
Angulo de fricción zona NC (ϕnc):	32,4°
Esfuerzo de preconsolidación (σm´)	127 a 439 KPa

Con el fin de tener un segundo parámetro de referencia se calibraron los ensayos de corte directo aplicando el criterio de Hoek, Carranza y Torres, 2003, asumiendo un valor teórico de GSI=100, para la muestra de laboratorio y determinando el valor de "m" que mejor se ajustan a la envolvente de esfuerzo obtenida en el laboratorio encontrando los siguientes resultados:

[3] En la selección de parámetros se descartó un valor bajo de peso unitario del orden de 15 KN/m3, el cual se considera no representativo.

Calibración de parámetros de resistencia al corte con el método de Hoek, Carranza y Torres, 2.003:

Resistencia a la compresión	σc = 60+/- 30 KPa
Coeficiente m del material inalterado	mi = 15 (estimado)
Coeficiente s del material inalterado	s = 1
Coeficiente de potencia	α = 0,5

Los parámetros equivalentes de cohesión y fricción que resultan de este modelo son los siguientes:

PARAMETROS DE RESISTENCIA UNIDAD DE SUELOS RESIDUALES Sr-Ksgt-Ar2

Cohesión (c):	21 – 36 KPa (prom 29 KPa)
Angulo de fricción (ϕ):	25,4 – 33,3° (prom 30,3°)

Estos parámetros se ajustan razonablemente a los ensayos de corte directo, lo cual valida este proceso, el cual en la práctica normal se usa solamente para rocas; sin embargo, esta práctica se aplica de manera indirecta para saprofitos, con base en ensayos triaxiales que se salen del alcance de este trabajo; de otra parte al incorporar los ensayos de campo, se tiene un buen punto de referencia para entender estadísticamente el comportamiento de estos materiales.

Para la unidad de suelos residuales Sr-Ksgt-Ar1, se adoptaron los parámetros de SPT medidos en la perforación P-4, de los cuales se obtienen los siguientes valores estadísticos, después de corregir los datos de campo por confinamiento y energía:

N_{70}´ promedio = 14 golpes/pie
N_{70}´ desv.stand= 6 golpes/pie.

La resistencia a la compresión simple del suelo qu es la siguiente:

qu promedio = 140 KPa
qu desv.stand= 90 KPa

Los parámetros de resistencia por el Método de Hoek, Carranza y Torres, 2.003, adoptando un coeficiente m=15, son los siguientes:

Resistencia a la compresión	σc = 140+/- 90 KPa
Coeficiente m del material inalterado	mi = 15
Coeficiente s del material inalterado	s = 1
Coeficiente de potencia	α = 0,5

Los parámetros equivalentes de cohesión y fricción que resultan de este modelo son los siguientes:

PARAMETROS DE RESISTENCIA UNIDAD DE SUELOS RESIDUALES Sr-Ksgt-Ar1

Cohesión (c):	27 – 60 KPa (prom 45 KPa)
Angulo de fricción (ϕ):	29,0 – 40,2° (prom 36,6°)

Para el análisis de estabilidad de taludes se adoptaron finalmente los parámetros extrapolados con base en el método Hoek, Carranza, Torres, 2.003, los cuales están perfectamente validados y calibrados con los ensayos de corte directo y dan una mayor perspectiva de su comportamiento desde el punto de vista estadístico.

9.2.5 Rocas

Para la determinación de los parámetros de resistencia del macizo rocoso, se utilizó el método Hoek, Carranza, Torres, 2.003, el cual fue presentado recientemente en el Congreso de Toronto, Canada, para excavaciones en túneles y taludes a cielo abierto; este nuevo método incluye en la determinación de los parámetros, el efecto de alteración del macizo rocoso por influencia del uso de equipos de excavación o explosivos, e indica la bondad de este método para su aplicación en proyectos de Ingeniería.

En el numeral anterior se presentó una calibración de este modelo en suelos residuales arenosos, lo cual nos da mayor confiabilidad de su aplicación sobre el macizo rocoso menos alterado, teniendo en cuenta como datos adicionales el grado de fracturamiento del macizo rocoso y la resistencia del material rocoso, evaluada a partir de ensayos de compresión simple, y ensayos de carga puntual. De todas maneras es importante resaltar que dado que no hay fallas de taludes por fracturamiento intenso, los parámetros que se derivan de estos análisis son solamente una referencia y se consideran razonablemente aceptables para esta modelación.

9.2.5.1 Caracterización de la unidad de rocas Ksgt-Ar2

a) Macizo rocoso:

Para la caracterización del macizo rocoso se tomaron como base los resultados de ensayos de compresión simple obtenidos en el apique AP-5B y la trinchera TR 1B; a partir de estos ensayos se adopta el siguiente intervalo de variación de la resistencia al corte de estas rocas:

qu prom = 10184 KPa
qu desv est = 4007 KPa

El macizo rocoso corresponde a rocas fracturadas que genera bloques interconectados formados por lo menos de cuatro familias de discontinuidades, con superficies escalonadas, moderadamente meteorizadas. Bajo estas condiciones se adopta un índice geológico de resistencia GSI= 45.

De otra parte estos taludes corresponden a antiguas canteras de explotación, y para tener en cuenta el efecto de estos procesos se ha adoptado un factor de alteración D=0,7. Con base en estos dos criterios se obtiene por el método Hoek, Carranza, Torres, 2.003, los siguientes parámetros de resistencia.

Índice geológico de resistencia	GSI = 45
Resistencia a la compresión (bloques alterados)	σc = 10184 +/- 4007 KPa [(2)]
Factor de alteración por excavaciones	D = 0,7
Coeficiente m del material inalterado	mi = 15
Coeficiente m del material fracturado y alterado	mb = 0,731
Coeficiente s del material fracturado	s = 0,00035
Coeficiente de potencia	α = 0,508

Para taludes de 10 m de altura se obtiene los siguientes parámetros de resistencia equivalentes, expresados como cohesión y fricción:

Cohesión	c´ = 54 a 77 KPa (66 prom)
Angulo de fricción	ϕ´ = 41,5 a 47,6 ° (45,2 ° prom)

b) Discontinuidades.

Para la caracterización de discontinuidades se tomó como base el levantamiento efectuado por la comisión geología del proyecto y se complemento con datos medidos directamente en campo por el especialista en geotecnia. Los resultados de este levantamiento se resumen en los siguientes cuadros:

ZONA 2A:

Tabla 12. Parámetros geotécnicos resumen para la zona 2A

TIPO	Orientación D. buz/buzamiento	Características
ESTRATIFICACIÓN	245°/25° 290°/24°	Separación de 0,3 a 0,4 m Cerradas Continuas Sin relleno
DIACLASA 1	180°/87° 195°/84° 220/81° 240/66°	Separación : 0,7 m Rugosidad: plana, rugosa Abertura: 0 a 10 mm Continuidad: no es persistente Tipo de relleno: sin relleno
DIACLASA 2	170°/25°	Separación : 0,55 m Rugosidad: rugosa Abertura: 30 mm Continuidad: no es persistente Tipo de relleno: arcilla
DIACLASA 3	37°/86° 25°/87° 60°/85°	Separación : -- Rugosidad: plana Abertura: 1 mm Continuidad: persistente 0,5 m Tipo de relleno: arcilla

[(2)] Determinado a partir del ensayo de carga puntual como σc=12Is; el factor 12 es deducido de ensayos de compresión simple y carga puntual efectuados para este trabajo.

Teniendo en cuenta que el talud tiene una orientación 240°/66°, se generan cuñas cinemáticamente inestables, de bajo volumen, entre el plano de estratificación y la familia de diaclasa D1.

ZONA 2B:

Tabla 13. Parámetros geotécnicos resumen para la zona 2B

TIPO	Orientación D. buz/buzamiento
ESTRATIFICACIÓN	286°/33°
DIACLASA 1P	90°/85°
DIACLASA 2	115°/50°
DIACLASA 3	25°/79°
DIACLASA 4	90°/85°
DIACLASA 5	336°/65°

La orientación del talud es 270°/32°, y no genera condiciones de falla cinemática con los planos de discontinuidad.

ZONA 2C:

Tabla 14. Parámetros geotécnicos resumen para la zona 2C

TIPO	Orientación D. buz/buzamiento
ESTRATIFICACIÓN	258°/35°
DIACLASA 1	226/73°
DIACLASA 2	128°/57° 130°/70°
DIACLASA 3	62°/50°
DIACLASA 5	300°/70° 312°/68°

Con la orientación del talud 270°/43°, se forma una condición cinemática de falla planar, con el plano de estratificación.

ZONA 2D:

Tabla 15. Parámetros geotécnicos resumen para la zona 2D

TIPO	Orientación D. buz/buzamiento	Características
ESTRATIFICACIÓN	300°/26° 349°/32° 346°/29° 300°/30° 298°/40° 316°/45° 325°/47° 26°/37° 225°/56° 287°/72°	Separación de 1,5 m Rugosidad: ondulada suave. Abertura : 1 a 8 mm Persistencia: Continuas Relleno :Arcilla laminar

DIACLASA 1	187°/67° 190°/86° 180°/76° 171°/90° 218°/76° 229°/72° 230°/82°	Separación : 1,3 -1,5 m Rugosidad: Ondulada a rugosa moderada Abertura: 1 a 8 mm Continuidad: persistente Tipo de relleno: limo arenoso y arcilla
DIACLASA 2	120°/74° 127°/82° 126°/65° 120°/55° 115°/50°	--
DIACLASA 3	70°/70° 15°/90° 55°/90°	--
DIACLASA 5	312°/85° 308°/76° 318°/84° 303°/80° 329°/72°	--

Por el costado norte, se genera una falla planar de la superficie del talud con orientación 290°/70°, con los planos de estratificación los cuales presentan replegamiento local con orientación 225°/56° a 287°/72°. Por el costado sur se genera una falla en cuña del talud con orientación 260°/72°, con los planos de diaclasas D1 y de estratificación.

ZONA 4A:

Tabla 16. Parámetros geotécnicos resumen para la zona 4A

TIPO	Orientación D. buz/buzamiento
ESTRATIFICACIÓN	180°/5° 115°/60° 270°/45° 115°/30° 280°/5° 155°/46° 232°/21° 150°/36°
DIACLASA 1	175°/15° 171°/74° 180°/75°
DIACLASA 2	162°/80°
DIACLASA 3	90°/77° 90°/63° 85°/63°
DIACLASA 5	328°/75° 346°/83°

Los planos de estratificación con la diaclasa tipo 1, forma una condición cinemática de falla en cuña, con la orientación del talud 270°/40°.

Al lado de la ZONA 4C: (afloramiento de Ksgt-Ar2)

TIPO	Orientación D. buz/buzamiento
ESTRATIFICACIÓN	14°/40° 90°/45° 160°/35° 145°/55° 120°/30°
DIACLASA 3P	05°/78°
DIACLASA 5	265°/63° 295°/52° 270°/56° 270°/50° 257°/41°

Con la orientación del talud 292°/70°, los planos de la diaclasa 5 265°/63°, forman cuña de falla con el plano 05°/78°.

Para el análisis de resistencia a lo largo de discontinuidades, se adoptó el método de Bartón y Choubey, el cual permite determinar la resistencia a lo largo de las discontinuidades del macizo rocoso, a partir de un criterio empírico; el método se basa en el ángulo de rozamiento residual de la roca ϕr y la resistencia a la compresión a lo largo de una discontinuidad; el modelo contempla factores de escala, en el cual se contempla la reducción de la resistencia al corte por efecto de la longitud de la discontinuidad.

Se analizó el caso de areniscas de la unidad KSgt-Ar2, en el cual se efectuaron los siguientes ensayos:

Angulo de fricción base (método del plano inclinado sobre núcleos "tilt-test")

ϕb= atan (30,5cm/40cm) = 37,3°

Angulo de fricción residual, medido en la cola de ensayos de corte directo para esfuerzos normales entre 1 y 2 kg/cm^2:

ϕr = 32,6° (AP-9-M2)

Resistencia a la compresión a lo largo de las discontinuidades: se toman un porcentaje de los valores de σci, medidos en el laboratorio así:

JCS = $\sigma ci/5$ = 10184/5 = 2036,8 KPa

Los parámetros de resistencia obtenidos son los siguientes:

Cohesión c´ = 9 KPa

Angulo de fricción $\phi' = 34,3°$

Para modelar el comportamiento en los planos de estratificación, en los cuales no se tiene una superficie discontinua total entre estratos, y dado que en los casos prácticos de este trabajo, el macizo rocoso se encuentra alterado, se asume bajo un criterio de la seguridad, como límite superior los parámetros de la roca muy alterada y como limite inferior una condición equivalente de cohesión nula, así:

Cohesión:	0 -36 KPa (prom 18 KPa)
Angulo de fricción:	31,8-32,1° (Prom (32°)

9.2.5.2 Caracterización de la unidad de rocas Ksgt-Ar1.

Para la caracterización del macizo rocoso se tomaron como base los resultados de ensayos de carga puntual obtenidos en la trinchera TR9-M1; a partir de estos ensayos se adopta el siguiente intervalo de variación de la resistencia al corte de estas rocas:

qu prom = 28680 KPa
qu desv est = 5880 KPa

El macizo rocoso corresponde a rocas fracturadas que genera bloques interconectados formados por lo menos de cuatro familias de discontinuidades, con superficies escalonadas, moderadamente meteorizadas. Bajo estas condiciones se adopta un índice geológico de resistencia GSI= 45.

De otra parte estos taludes corresponden a antiguas canteras de explotación, y para tener en cuenta el efecto de estos procesos se ha adoptado un factor de alteración D=0,7.

Con base en estos dos criterios se obtiene por el método Hoek, Carranza, Torres, 2.003, los siguientes parámetros de resistencia.

Índice geológico de resistencia	GSI = 45
Resistencia a la compresión (bloques alterados)	σc= 28680 +/- 5880 KPa [(2)]
Factor de alteración por excavaciones	D = 0,7
Coeficiente m del material inalterado	mi = 15
Coeficiente m del material fracturado y alterado	mb = 0,731
Coeficiente s del material fracturado	s = 0,00035
Coeficiente de potencia	α = 0,508

Para taludes de 10 m de altura se obtiene los siguientes parámetros de resistencia equivalentes, expresados como cohesión y fricción:

[(2)] Determinado a partir del ensayo de carga puntual como $\sigma c=12Is$ (calibrado con ensayos de este proyecto)

Cohesión	c´ = 96 a 119 KPa (108 prom)
Angulo de fricción	ϕ´ = 50,1 a 53,9 ° (52,4 ° prom)

Estos valores están de acuerdo con datos reportados en la literatura p.e. (Waltham, 1999, Goodman 1989, Farmer, 1968, Jiménez Salas, 1975, haciendo la aclaración que estos parámetros representan la resistencia de de una masa fracturada (roca con discontinuidades) mas no particulada, en el caso de suelos; dado que el nivel de esfuerzos es bajo comparado con su resistencia a la compresión, se entiende el por que se derivan valores aparentes de cohesión baja, y ángulo de fricción alta, del macizo rocoso fracturado. De todas maneras, para fines de los análisis de estabilidad se restringe el ángulo de fricción a 45°.

9.2.5.3 Caracterización de la unidad de rocas Ksgt-Arc.

Sobre dos muestras representativas de esta roca, se efectuaron tres ensayos de corte directo, obteniendo los siguientes resultados:

Peso unitario:	19-21 KN/m^3
Cohesión:	11 -21 KPa
Angulo de fricción:	16,1-30,7°

Los valores máximos corresponden a una muestra de roca inalterada y los valores bajos corresponden a un material muy alterado (no representativo).

Para la caracterización del macizo rocoso se tomaron como base los resultados del ensayo SPT medido en la perforación P1, obteniendo lo siguiente:

N_{70}´ promedio = 7 golpes/pie
N_{70}´ desv.stand= 1 golpes/pie.

Los valores de compresión simple resultantes son los siguientes:

qu prom = 70 KPa
qu desv est = 10 KPa

El mejor ajuste del parámetro "m", por el método Hoek, Carranza, Torres, 2.003, con los ensayos de corte directo del material inalterado, es el siguiente.

Índice geológico de resistencia (teórico)	GSI = 100
Resistencia a la compresión (bloques alterados)	σc = 70 +/- 10 KPa [(2)]
Factor de alteración por excavaciones	D = 0,7
Coeficiente m del material inalterado	mi = 9
Coeficiente s del material inalterado	s = 1

[(2)] Determinado a partir del ensayo de carga puntual como σc=12Is (calibrado con ensayos de este proyecto)

Coeficiente de potencia	α= 0,50

Al extrapolar este modelo, se obtienen los siguientes parámetros de resistencia equivalentes de roca alterada, para taludes de 10 m de altura; estos parámetros expresados como cohesión y fricción así:

Cohesión	c´ = 26 a 30 KPa (28 KPa prom)
Angulo de fricción	ϕ´ = 26,4 a 28,4 ° (27,4 ° prom)

Para los análisis de estabilidad se adoptan los siguientes parámetros:

Cohesión:	20 -30 KPa
Angulo de fricción:	26 -28°

9.2.5.4 Caracterización de la unidad de rocas brechada Ksgt-bf.

Para la caracterización del macizo rocoso brechado se tomaron como base los resultados combinados de ensayos de carga puntual obtenidos en los apiques AP21B-M3 y la trinchera TR4B-M4; a partir de estos ensayos se obtiene lo siguiente:

qu prom = 5822 KPa
qu desv est = 3073 KPa

Adoptando un parámetro "m=10", por el método Hoek, Carranza, Torres, 2.003, se obtienen los siguientes resultados.

Índice geológico de resistencia (teórico)	GSI = 21
Resistencia a la compresión (bloques alterados)	σc = 5822 +/- 3073 KPa
Factor de alteración por excavaciones	D = 0,7
Coeficiente m del material inalterado	mi = 10
Coeficiente s del material inalterado	s = 1
Coeficiente m del material fracturado	mb = 0,130
Coeficiente s del material fracturado	s = 0
Coeficiente de potencia	α = 0,541

De este modelo se obtienen los siguientes parámetros de resistencia equivalentes, para taludes de 10 m de altura; estos parámetros expresados como cohesión y fricción así:

Cohesión	c´ = 15 a 24 KPa (21 KPa prom)
Angulo de fricción	ϕ´ = 20,1 a 27,6 ° (24,8 ° prom)

8.2.3. Parámetros adoptados para los análisis de estabilidad de taludes:

Para los análisis de estabilidad de laderas se adoptó la siguiente caracterización de materiales:

Tabla 17. Caracterización geotécnica adoptada para los análisis de estabilidad de taludes

TIPO	DESCRIPICIÓN
Qrell-esc	Relleno de construcción
Qtal	Talus
Qorg	Limo orgánico
Sres-Ar	Suelo residual areno-arcilloso de grano fino
Ksgt	Roca Areniscas arcillosas de grano predominantemente fino y arcillositas blanca y morada (macizo rocoso)
Ksgt-brecha	Areniscas muy fracturadas o brechada

La definición de los parámetros adoptados para los análisis de estabilidad fueron establecidos con base en el análisis anteriormente expuesto y en los parámetros adoptados en los estudios correspondientes a los Grupos 1 y 3 (Villa Nidia y Codito), los cuales pueden observarse en la **Tabla 18** y en la **Tabla 19**.

9. AMENAZA POR DESLIZAMIENTO

9.1. Factores Contribuyentes y Detonantes

9.1.1. Problemas de estabilidad potenciales y activos

El área donde se encuentra emplazado el Barrio Mirador del Norte, corresponde a una zona de pendiente moderada a alta, con la presencia de suelos residuales y rocas de la Formación Arenisca Tierna, cubierto parcialmente por suelo orgánicos (paleosuelos) y rellenos de basuras los cuales son menos resistentes y por ende mas susceptibles a problemas de estabilidad y erosión.

Con base en las observaciones de campo se puede encontrar que todos los tipos de inestabilidad potencial o activa del área de estudio y sus alrededores, son superficiales y se reducen a aquellas zonas con presencia de escalonamientos, los cuales son susceptibles a desprendimientos y deslizamientos ante la influencia de diversos factores tales como procesos de degradación, el inapropiado manejo de aguas, la acumulación de basuras, la influencia antrópica, entre otros.

Dentro de este tipo de problemas se destaca la posibilidad de la generación de flujos de tierras y basuras, desprendimientos superficiales de bloques, de las zonas mas escarpadas (zona 2D); el vertimiento de aguas superficiales de las partes altas, presencia de redes inapropiadas tales como mangueras y la acumulación de basuras (zona 2C), que pueden desencadenar fallas locales de taludes que han afectado y pueden afectar predios que se encuentran pegados a la pata del talud; estos movimientos en masa podrían afectarían las casas localizadas en la parte baja del barrio (zona 3B), en donde la energía cinética de las masas en movimiento pueden llegar a comprometer la vida de las personas que allí habitan y la integridad de las viviendas.

También es importante mencionar otros tipos de problemas locales relacionados con la baja calidad de las cimentaciones, en zonas de alta pendiente; en estas zonas se han adecuado plataformas de corte-relleno para la construcción de viviendas; se pueden distinguir dos casos así:

Un primer caso se presenta en zonas donde el macizo rocoso sano se encuentra muy cerca de la superficie (zonas 1B, 3A y 4C) y en el cual se han conformado plataformas del orden de 6 m de ancho, definida en su bordes interno, por taludes de corte de poca altura atravesando la capa delgada de suelos y empotrándose levemente dentro de la roca, y en su borde externo por rellenos no seleccionados de baja calidad, de alturas variables entre 2 y 5 m; éstos rellenos están confinados en la parte externa con muretes en piedra pegada con mortero y columnetas de concreto; en la parte superior se encuentran viviendas de 1 a 3 pisos. Estas plataformas son altamente susceptibles a la falla debido a la baja compactación y calidad del material de relleno, la poca capacidad estructural de los muros de contención, que pueden colapsar ante la posibilidad de la acumulación de aguas de escorrentía (naturales y artificiales) y ante

la ocurrencia de movimientos telúricos, poniendo en riesgo la estabilidad de las casas y la vida de los residentes de estas zonas.

Un segundo caso corresponde a las zonas donde se encuentran en rocas muy alteradas o en zonas de brecha de falla (zona 4B), en donde se encuentran plataformas de unos 3 a 6 m de ancho definida en la parte interna, con taludes de corte en suelos naturales, de alturas variables entre 1 y 6 m; en estos sectores se encuentran escalonamientos verticales cubiertos con muros de piedra pegada con mortero y con columnetas de concreto. En estas zonas los escalonamientos aunque son más estables que en el caso anterior de terraplenes en relleno, debido a la presencia de agua en el subestrato, son susceptibles a desprendimientos y fallas por saturación y por sismo; en algunos sitios se han presentado fallas locales que han generado daños leves en la parte superior de algunas viviendas.

9.1.2. Factores Contribuyentes

1) El proceso normal de degradación superficial de los materiales térreos, permite que se presente una pérdida progresiva de resistencia de los suelos, siendo estos más susceptibles a la inestabilidad; éste proceso morfológico se acentúa más en aquellas zonas donde ha habido influencia del hombre, mediante la modificación de las formas actuales del terreno, y la alteración de las condiciones de drenaje.

2) La acumulación de basuras en zonas de alta pendiente, pueden contribuir a la generación de problemas de estabilidad, ya que la sobrecarga de estos materiales y su capacidad de retención de aguas pueden contribuir a problemas de estabilidad.

3) Como ya se mencionó otro factor contribuyente es el antrópico, donde la variación de las condiciones geométricas de la superficie de terreno y el vertimiento de aguas servidas al terreno, pueden deteriorar la calidad del suelo de fundación de las casas y afectar la estabilidad local y general de las laderas.

4) La baja calidad de cimentación se considera también como un factor antrópico contribuyente a problemas de estabilidad local de las casas.

5) El trafico de vehículos pesados, los cuales generar microsismos constantes.

9.1.3. Factores detonantes

1) En términos generales se puede decir que el agua es el principal factor detonante, el cual se puede generar de manera artificial mediante el vertimiento de aguas residuales a zonas de ladera o también relacionado de manera natural con el clima cuya componente principal es la lluvia; el proceso de lluvia puede generar la saturación parcial o total de la capa de suelo superficial, generando en condiciones críticas problemas de estabilidad del terreno. Basados en el Estudio de lluvias críticas, presentado en el estudio regional efectuado por INGEOCIM, para este trabajo se adoptó una lluvia crítica de diseño de 325 mm.

2) Otro factor detonante de movimientos en masa está relacionado con la sismicidad de la zona; la generación de movimientos telúricos puede detonar zonas potencialmente inestables de tipo local en zonas de cimentaciones deficientes y en zonas de alta pendiente con la presencia de suelos de baja resistencia. Basados en el estudio de microzonificación símica de Bogotá, se adopta para los análisis básicos la aceleración máxima de la zona 1 de 0.24 g.

9.2. Generalidades

En forma general, el Factor de Seguridad (FS) de un talud está dado por la relación entre las fuerzas resistentes y las fuerzas actuantes. A su vez las fuerzas resistentes son función de los parámetros de resistencia del material (ángulo de fricción ϕ, y cohesión c), la presión de poros, la aceleración producida por el sismo (α), el peso unitario (γ) y el ángulo del talud (β); las fuerzas actuantes, a su vez, son función del peso unitario (γ), el ángulo del talud (β), la presión de poros y la aceleración producida por el sismo (α). Se puede decir que, todas las anteriores variables son aleatorias (con su respectiva distribución de probabilidad) que se pueden considerar como independientes; la convolusión de estas variables (según el modelo de falla) determina la distribución de probabilidad del Factor de Seguridad (FS); se puede determinar la probabilidad de falla del talud (Pf) determinando la probabilidad de que el FS sea menor o igual a 1.0.

Bajo la hipótesis de que las variables son independientes, se puede decir que la distribución de probabilidades del factor de seguridad es igual a la multiplicación de las funciones de distribución de probabilidad de las variables aleatorias, es decir:

$$f(FS) \quad = \quad f(\phi) \cdot f(c) \cdot f(\alpha) \cdot f(Ru)$$

Además, se tiene que:

$$FS \quad = \quad \varphi(\phi, c, \alpha, Ru)$$

Entonces, la probabilidad de falla se puede determinar mediante la siguiente ecuación:

$$Pf \quad = \quad P\,(FS \leq 1.0) \quad = \quad \iiint_S f(FS)\, dFS \quad = \quad \iiint_S f(\phi) \cdot f(c) \cdot f(\alpha) \cdot f(Ru)\, d\phi\, dc\, d\alpha\, dRu$$

Donde S es el conjunto de todo (ϕ, c,α,Ru) tal que φ(ϕ, c, α,Ru) es menor o igual a 1.0, es decir cuando el FS es menor a la unidad (o sea, falla el talud).

9.2.1. Secciones de análisis

Para los modelos bidimensionales de estabilidad, se seleccionaron las quince (15) secciones de análisis típicas presentadas en el Plano **GE147-PL2-04**, donde se pueden distinguir diez (10) tipos de materiales, tal como se describe en el capítulo de caracterización geotécnica.

9.2.2. Método de análisis

9.2.2.1. Deslizamientos en suelos

En los suelos, para la determinación de la probabilidad de falla de las diferentes secciones geotécnicas establecidas (ver Secciones 1 a 15 del Plano **GE147-PL2-04**) se utilizó el método de Monte Carlo, implementado en el software Slide 5.0 [4] de la casa RocScience Inc, en el cual por medio del método de equilibrio límite se dan resultados del factor de seguridad promedio probabilístico y determinístico, desviación estándar del factor de seguridad, valores máximos y mínimos del factor de seguridad y curva de mejor ajuste. Por último, los resultados del factor de seguridad, se ajustaron a una función de distribución de probabilidad beta.

La idea básica del método de Monte Carlo consiste en escribir la integral requerida como el valor esperado de alguna función con respecto a alguna distribución de probabilidad, lo cual sugiere una solución "estadística'' al problema de integración.

9.3. Factores intrínsecos

A continuación se presenta la variabilidad de los factores intrínsecos de los diferentes materiales que conforman el área de estudio, los factores detonantes influyentes y los resultados de los análisis de estabilidad probabilísticas. De acuerdo con los resultados presentados anteriormente, se realizaron los análisis estadísticos para determinar la variabilidad de los parámetros de resistencia siguiendo el criterio de falla Mohr-Coulomb, ajustándose a funciones de distribución normales truncadas (calculando los valores máximos y mínimos con una confiabilidad del 95%); los valores seleccionados luego de estos análisis se presentan en la **Tabla 18**.

Tabla 18. Parámetros estadísticos de resistencia seleccionados

Material – Parámetro		Promedio	Desviación	Máximo	Mínimo	ρ
Qrell	ϕ' (º)	26,5	3,0	30,0	23,0	-0,5
	*C' (kPa)	0,5 – 7,0 – 13,0	0,5 – 3,0 – 6,0	1,0 – 10,0 – 19,0	0,0 – 4,0 – 7,0	
Qorg	ϕ' (º)	24,0	1,0	26,0	21,0	-0,5
	c' (kPa)	4,0	1,5	7,0	1,0	
Qtal	ϕ' (º)	27,0	3,0	30,0	25,0	-0,5
	c' (kPa)	4,0	1,0	6,0	2,0	
Sres-Ar	ϕ' (º)	30,3	3,0	33,3	25,4	-0,5
	C' (kPa)	29,0	8,0	36,0	21,0	
Ksgt-Bf	ϕ' (º)	31,0	4,0	36,0	28,0	-0,5
	C' (kPa)	8,0	5,0	18,0	4,0	

*El parámetro de cohesión del material Qrell fue estimado mediante un retroanálisis en las secciones D-D, E-E, I-I, N-N y O-O definiendo un factor de seguridad de 1,0 para condiciones de saturación total y no sismo.

[4] Software de análisis bidimensional de estabilidad por equilibrio límite.

Los pesos unitarios utilizados en los modelos de estabilidad se presentan en la **Tabla 19**.

Tabla 19. Pesos unitarios de los materiales utilizados en los modelos

Material	γ_d (kN/m³)	γ_{sat} (kN/m³)
Qrell	19,0	21,0
Qorg	18,0	22,0
Qtal	21,0	23,0
Sres-Ar	20,1	21,1
Ksgt-Bf	21,0	22,0

9.4. Factores detonantes para el caso de deslizamientos en suelos

9.4.1. Lluvia

La distribución de probabilidad acumulada del nivel de agua, se ajustó a una distribución de probabilidad exponencial truncada, entre el nivel mínimo (referido como 0) y el nivel máximo (referido como 1), teniendo en cuenta el período de retorno de la lluvia crítica (ver numeral 4):

$$P\,(N \geq x) = \begin{cases} 1 & x < 0 \\ e^{-\lambda\left(\frac{x}{1-x}\right)} & 0 \leq x < 1 \\ 0 & x \geq 1 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{1 - N_c}{N_c} \cdot Ln\left(\frac{1}{T}\right)$$

$$Np = \frac{Ln\left(\frac{1}{2}\right)}{\lambda + Ln\left(\frac{1}{2}\right)}$$

Nc : Nivel de agua crítico
T : Período de retorno de la lluvia crítica
Np : Nivel de agua promedio

El nivel de agua crítico se define como el nivel del agua para el cual, en condiciones promedio de resistencia, el talud presenta un factor de seguridad de 1,0; para determinarlo, se realizaron análisis de sensibilidad del factor de seguridad y el nivel del agua para las diferentes secciones de análisis (tomando como mínima el contacto con la roca y el máximo el nivel del terreno); cuyos resultados se resumen en la **Tabla 20.**

Tabla 20. Parámetros estadísticos para el nivel del agua

Sección	Material	Nc	λ	Np
A-A	SresAr2 – Qtal	0,89	-0,33	0,68
B-B	Qtal	0,65	-1,42	0,33
C-C	SresAr2 – Qrell	1,0	0,0	1,0
D-D	Qrell	0,86	-0,43	0,62
E-E	Qrell	0,91	-0,79	0,73
F-F	Qrell	0,95	-0,14	0,83
I-I	Qrell	0,91	-0,79	0,73
K-K	KsgtBf	0,40	-3,96	0,15
L-L	KsgtBf	0,48	-2,86	0,20
M-M	SresAr2 – KsgtBf	1,0	0,0	1,0
N-N	KsgtBf	0,65	-1,42	0,33
O-O	Qrell – KsgtBf	1,0	0,0	1,0

9.4.2. Sismo

Para determinar la variabilidad de la aceleración máxima horizontal a nivel de roca, se utilizaron los datos del estudio de microzonificación sísmica de Bogotá (AIS, 1997), cuyos datos se presentan en la **Figura 21**; ajustándolos los datos a una función de probabilidad exponencial se obtiene lo siguiente:

$$P\left(a_h \geq a_x\right) = \begin{cases} 1 & a_x < a_{\min} \\ e^{-\lambda_s\left(\frac{a_x - a_{\min}}{a_{\max} - a_x}\right)} & a_{\min} \leq a_x < a_{\max} \\ 0 & a_x \geq a_{\max} \end{cases}$$

Donde,

a_{max} : Aceleración máxima probable, para este caso 0,24 g.
a_{min} : Aceleración mínima probable, para este caso 0,00 g.
λ_s : Parámetro de la distribución exponencial, para este caso igual a 0,05.

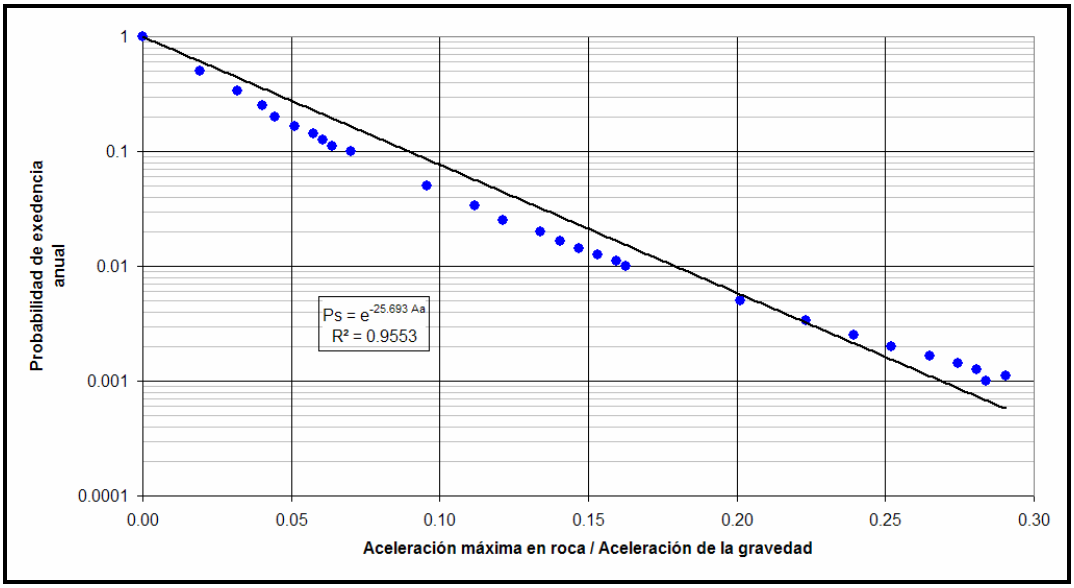


Figura 21. Probabilidad de excedencia del sismo en la zona ajustada a una distribución exponencial

9.5. Resultados

En el **ANEXO VI** se presenta la análisis probabilísticos de estabilidad sobre cada una de las quince (15) secciones de análisis seleccionadas; cada una de las secciones fueron analizadas tanto para deslizamientos de tipo traslacional como rotacional, siendo estos últimos los estados de falla más críticos. Los resultados obtenidos se resumen en la **Tabla 21.**

Tabla 21. Resumen de los FS críticos en las secciones analizadas

SECCION	TIPO	MINIMA	PROMEDIO	MAXIMA	DESVIACIÓN	COEFICIENTE DE VARIACIÓN	PROBABILIDAD DE FALLA
(1) A-A	Rotac.	0,55	1,16	1,40	0,171	14,7%	15,3%
	Trasl.	0,87	1,55	2,09	0,202	13,0%	0,4%
(2) B-B	Rotac.	0,43	1,02	1,37	0,146	14,3%	38,9%
	Trasl.	1,36	2,20	2,65	0,251	11,4%	0,0%
(3) C-C	Rotac.	0,95	1,93	2,52	0,253	13,1%	0,1%
	Trasl.	1,37	2,49	3,20	0,292	11,7%	0,0%
(4) D-D	Rotac.	0,53	1,20	1,66	0,177	14,8%	13,7%
	Trasl.	1,18	2,31	3,13	0,334	14,5%	0,0%
(5) E-E	Rotac.	0,64	1,48	2,21	0,269	18,2%	4,8%
	Trasl.	1,05	2,08	3,03	0,361	17,4%	0,0%
(6) F-F	Rotac.	0,65	1,52	2,23	0,273	18,0%	4,6%
	Trasl.	1,13	3,09	4,84	0,647	20,9%	0,0%
G-G	Rotac.	1,03	2,04	2,56	0,288	14,1%	0,0%
	Trasl.	1,15	2,16	2,70	0,234	10,8%	0,0%
H-H	Rotac.	1,30	1,83	2,36	0,214	11,7%	0,0%
	Trasl.	1,68	2,67	3,57	0,332	12,4%	0,0%
(7) I-I	Rotac.	0,65	1,43	2,15	0,268	18,7%	7,1%
	Trasl.	0,93	1,89	2,85	0,343	18,1%	0,2%
(8) K-K	Rotac.	0,71	1,02	1,22	0,088	8,6%	40,8%
	Trasl.	0,78	1,16	1,39	0,100	8,6%	6,7%
(9) L-L	Rotac.	0,62	1,02	1,23	0,099	9,7%	40,9%
	Trasl.	0,90	1,31	1,58	0,116	8,9%	1,0%
(10) M-M	Rotac.	0,76	1,23	1,51	0,125	10,2%	4,2%
	Trasl.	1,18	1,91	2,38	0,199	10,4%	0,0%
(11) N-N	Rotac.	0,30	0,91	1,23	0,132	14,5%	75,9%
	Trasl.	0,62	1,06	1,30	0,110	10,4%	26.1%
(12) O-O	Rotac.	0,67	1,45	2,23	0,285	19,7%	6,9%
	Trasl.	0,79	1,76	2,77	0,354	20,1%	1,0%

A continuación se presenta una descripción de los resultados obtenidos. Las secciones G-G, H-H y J-J no se incluyen debido a que la probabilidad de falla por deslizamiento rotacional y traslacional es de 0,0.

9.5.1. Sección geotécnica 1. A-A

Para esta sección se obtiene un mecanismo de falla de talud que se prolonga desde la pata del talud de corte adyacente a la casa, hasta la parte alta del talud; este mecanismo de falla se ajusta bastante bien a las observaciones de campo en donde se generan grietas verticales en la parte superior y círculos de falla en la parte inferior, generando bloques de suelo residual que se depositan en la zona posterior de las casas.

De los análisis probabilísticos de estabilidad se obtuvo el histograma del factor de seguridad crítico (ver **Figura 22**), concluyéndose de este que el valor esperado del factor de seguridad para las condiciones de análisis es del orden de 1,16, desviación estándar de 0,171 y una probabilidad de falla del 15,3 %.

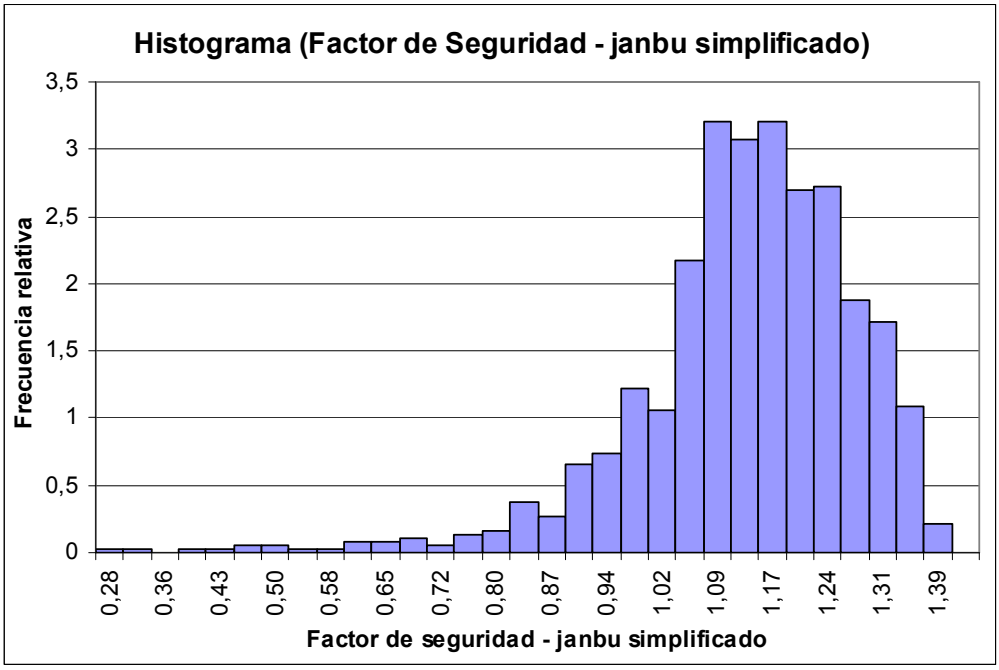


Figura 22. Histograma de frecuencias del FS para A-A

Realizando un análisis de sensibilidad de los factores detonantes (lluvia y sismo) se determino que para las condiciones promedio de resistencia y bajo las condiciones actuales, el talud presentara condiciones de estabilidad crítica (factor de seguridad de 1,0) para una altura del nivel freático de 0,89 o una aceleración sísmica de 0,12g (equivalente a un coeficiente da aceleración pseudo-estático, kh, de 0,08). Como puede observarse en la Figura 23 y la **Figura 24** respectivamente.

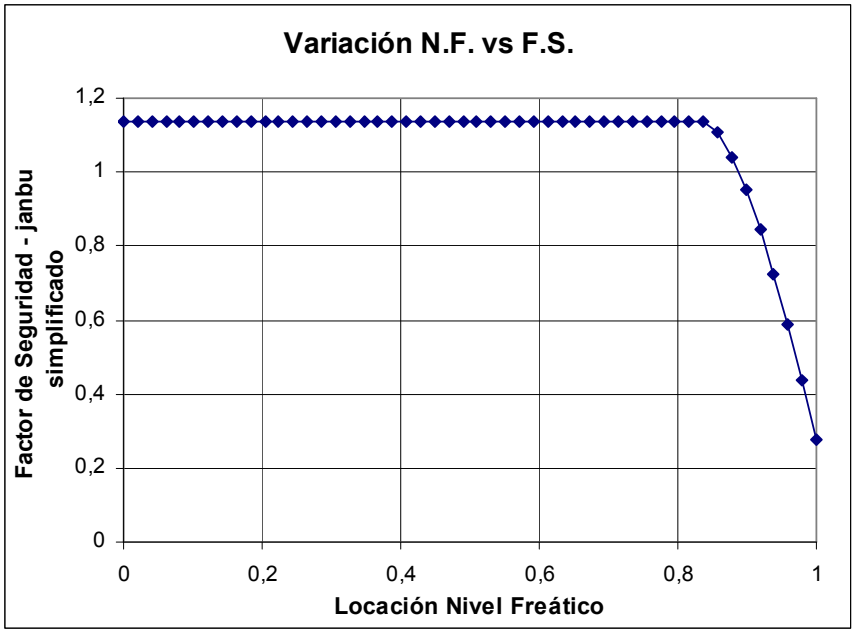


Figura 23. Análisis de sensibilidad del nivel freático en los análisis de estabilidad de A-A

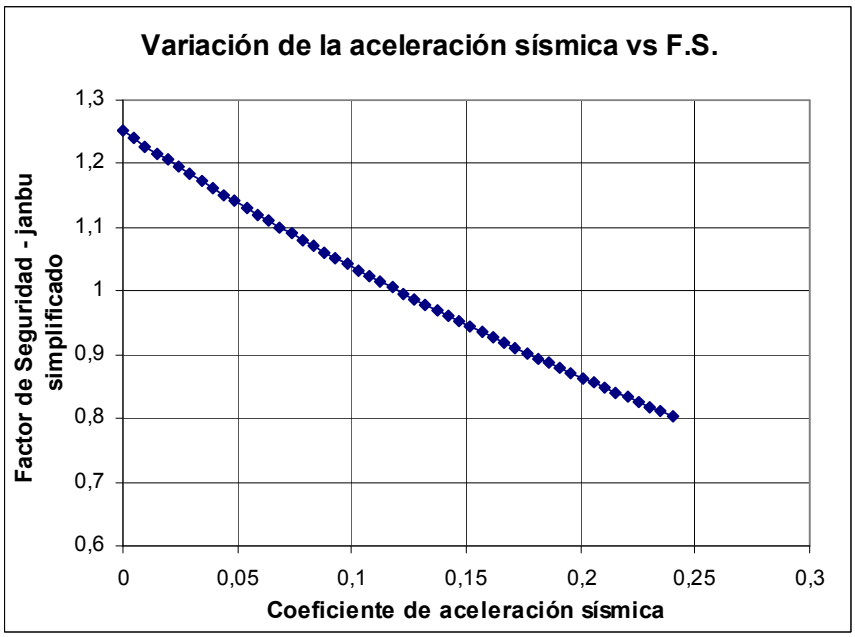


Figura 24. Análisis de sensibilidad del sismo en los análisis de estabilidad de A-A

Los factores de seguridad varían entre 1,13 y 1,40 con probabilidades de falla correspondientes a 15,3% y 2,0% respectivamente. Como puede observarse en la **Figura 25.**

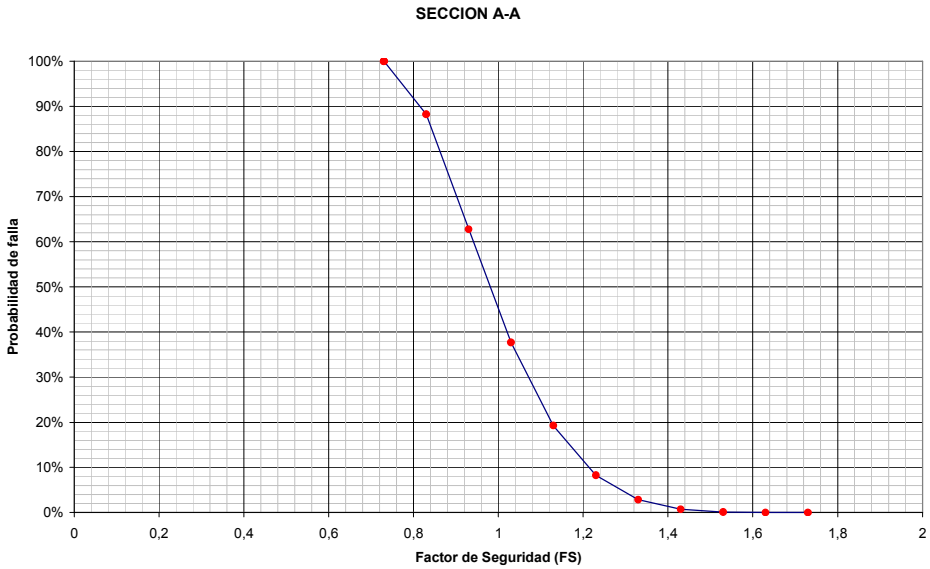


Figura 25. Probabilidad de falla vs Factor de seguridad de A-A

9.5.2. Sección geotécnica 2. B-B

Los análisis de estabilidad indican una condición muy cercana a la falla de la capa de suelo de talus de la parte superior (zona 2A) con círculos de falla que se prolongan desde la corona del talud (zona de la vía), a la pata del talud, al pié de las casas. Los análisis también indican condiciones de estabilidad aceptables en la capa de roca brechada de la parte inferior (zona 4A). Sin embargo, se presentan condiciones de estabilidad precarias en el relleno de la parte superior.

De los análisis probabilísticos de estabilidad se obtuvo el histograma del factor de seguridad crítico (ver **Figura 26**), concluyéndose de este que el valor esperado del factor de seguridad para las condiciones de análisis es del orden de 1,02, desviación estándar de 0,146 y una probabilidad de falla del 38,9 %.

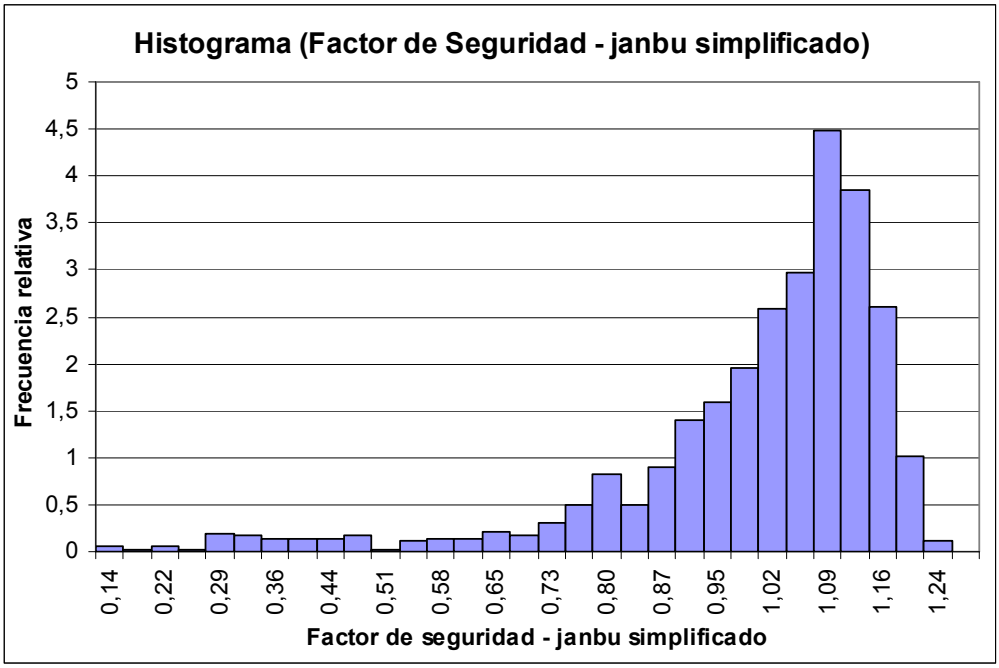


Figura 26. Histograma de frecuencias del FS para B-B

Realizando un análisis de sensibilidad de los factores detonantes (lluvia y sismo) se determino que para las condiciones promedio de resistencia y bajo las condiciones actuales, el talud presentara condiciones de estabilidad crítica (factor de seguridad de 1,0) para una altura del nivel freático de 0,47 o una aceleración sísmica de 0,08g (equivalente a un coeficiente da aceleración pseudo-estático, kh, de 0,05). Como puede observarse en la **Figura 27** y la **Figura 28** respectivamente.

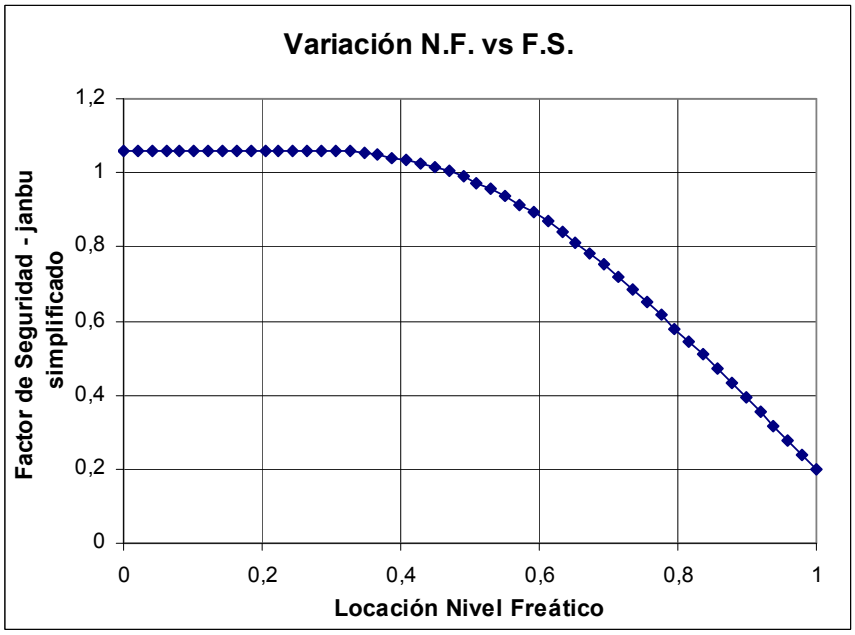


Figura 27. Análisis de sensibilidad del nivel freático en los análisis de estabilidad de B-B

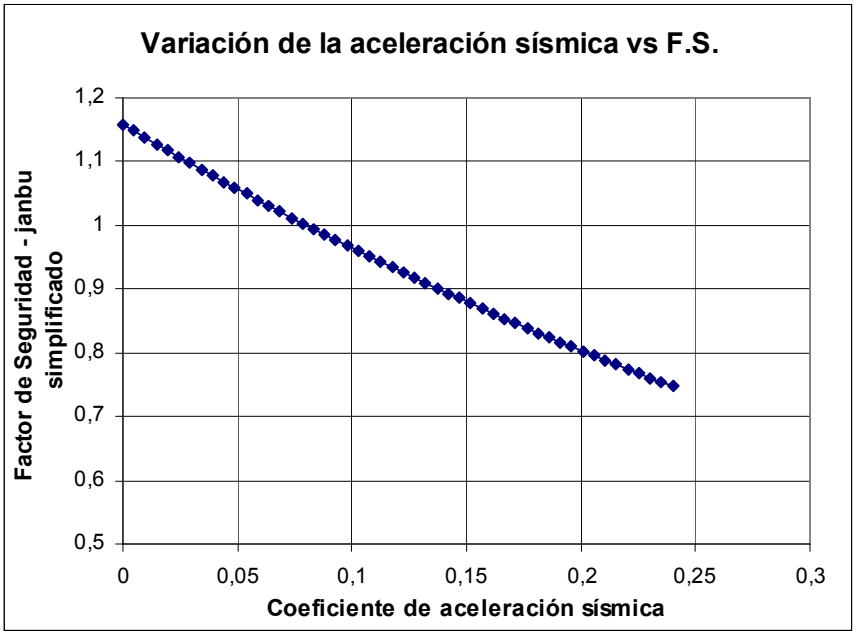


Figura 28. Análisis de sensibilidad del sismo en los análisis de estabilidad de B-B

Los factores de seguridad varían entre 1,0 y 1,7 con probabilidades de falla correspondientes a 36,0% y 0,0% respectivamente. Como puede observarse en la **Figura 29**.

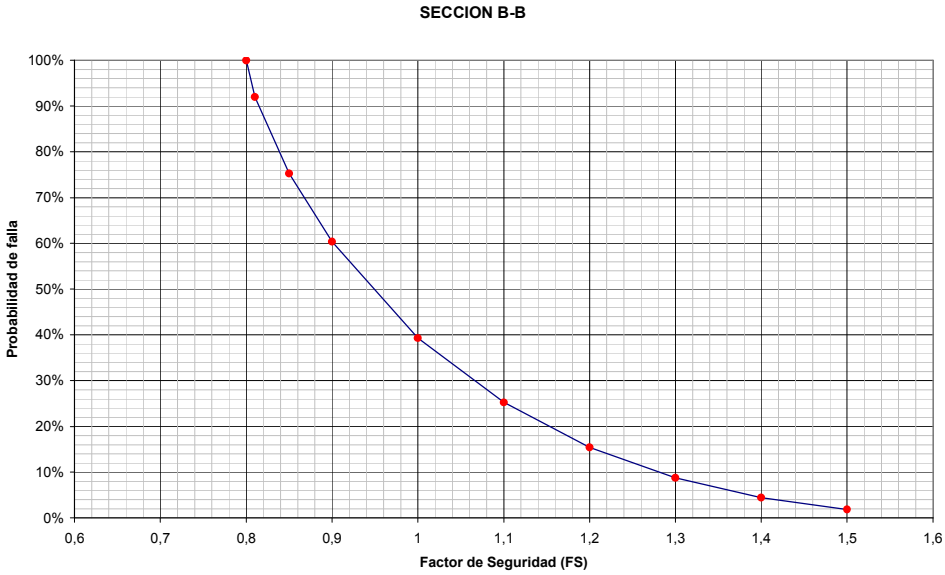


Figura 29.Probabilidad de falla vs Factor de seguridad de B-B

9.5.3. Sección geotécnica 3. C-C

Los análisis de estabilidad indican una baja probabilidad de falla de talud. De los análisis probabilísticos de estabilidad se obtuvo el histograma del factor de seguridad crítico (ver **Figura 30**), concluyéndose de este que el valor esperado del factor de seguridad para las condiciones de análisis es del orden de 1,93, desviación estándar de 0,253 y una probabilidad de falla del 0,1%.

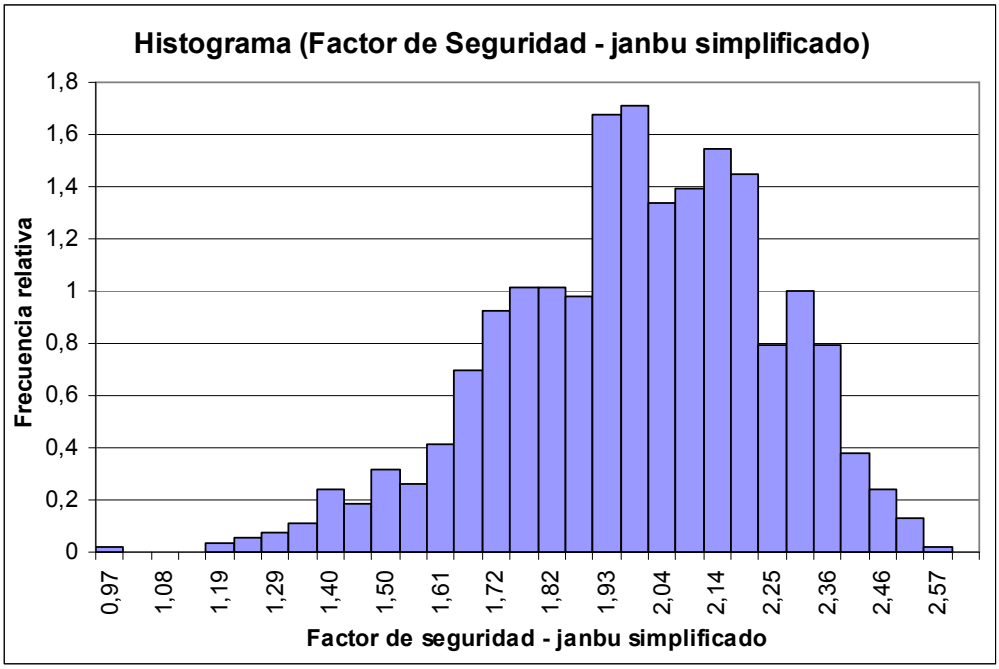


Figura 30. Histograma de frecuencias del FS para C-C

Realizando un análisis de sensibilidad de los factores detonantes (lluvia y sismo) se determino que para las condiciones promedio de resistencia y bajo las condiciones actuales, el talud no presentara condiciones de estabilidad crítica (factor de seguridad de 1,0) para ninguna altura del nivel freático o para ninguna aceleración sísmica (máxima esperada en el sitio: 0,24g). Como puede observarse en la **Figura 31** y la **Figura 32** respectivamente.

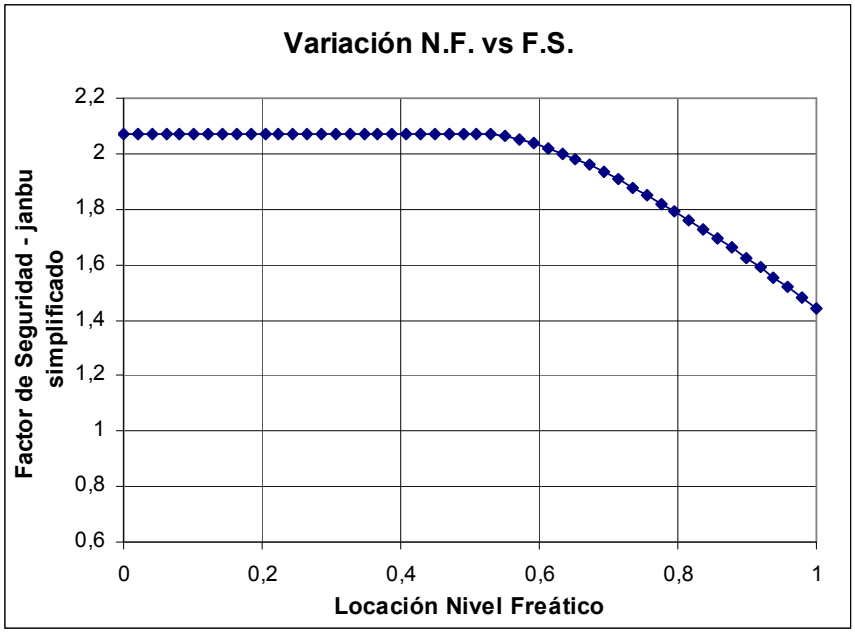


Figura 31. Análisis de sensibilidad del nivel freático en los análisis de estabilidad de C-C

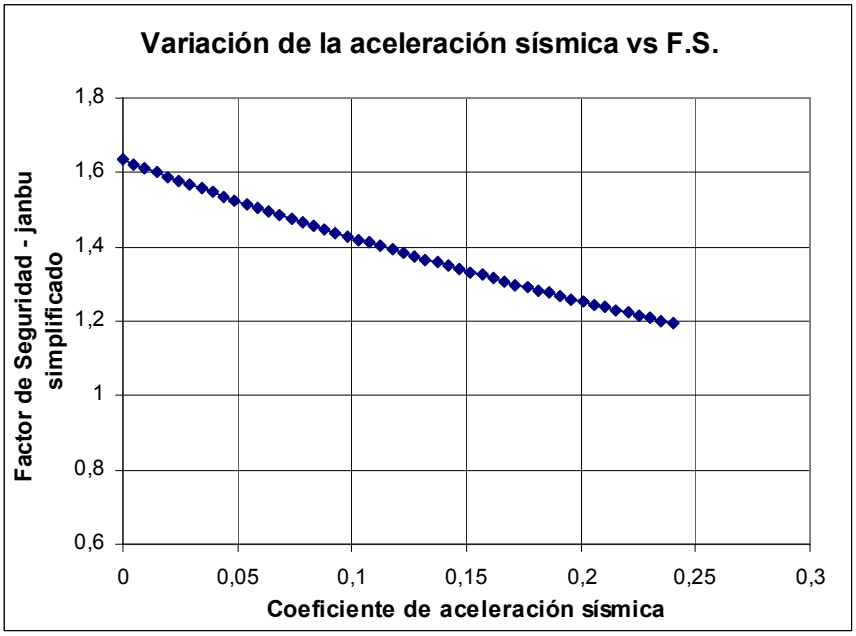


Figura 32. Análisis de sensibilidad del sismo en los análisis de estabilidad de C-C

Los factores de seguridad varían entre 1,5 y 2,8 con probabilidades de falla correspondientes a 4,0% y 0,0% respectivamente. Como puede observarse en la **Figura 33**.

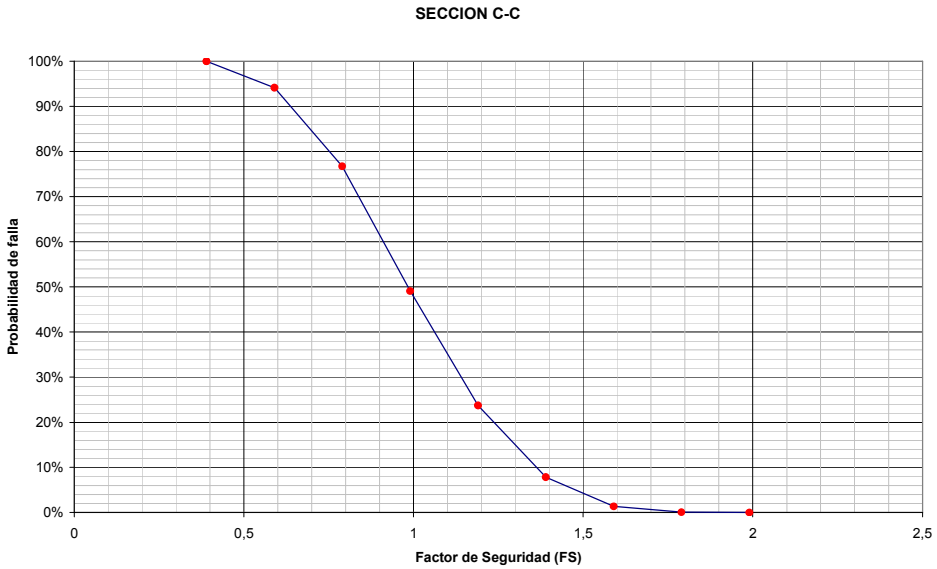


Figura 33. Probabilidad de falla vs Factor de seguridad de C-C

9.5.4. Sección geotécnica 4. D-D

Los resultados indican una considerable susceptibilidad de falla de talud de la parte superior de rellenos, situación que coincide con las observaciones de campo; los resultados también indican que los taludes en la parte inferior donde se encuentran rocas fracturadas de la Formación Arenisca Tierna, son estables; vale la pena mencionar de todas formas que en estas zonas se encuentran bloques sueltos, rellenos de basuras y de escombros, que pueden deslizarse y generar daños en las casas.

De los análisis probabilísticos de estabilidad se obtuvo el histograma del factor de seguridad crítico (ver **Figura 34**), concluyéndose de este que el valor esperado del factor de seguridad para las condiciones de análisis es del orden de 1,20, desviación estándar de 0,177 y una probabilidad de falla del 13,7 %.

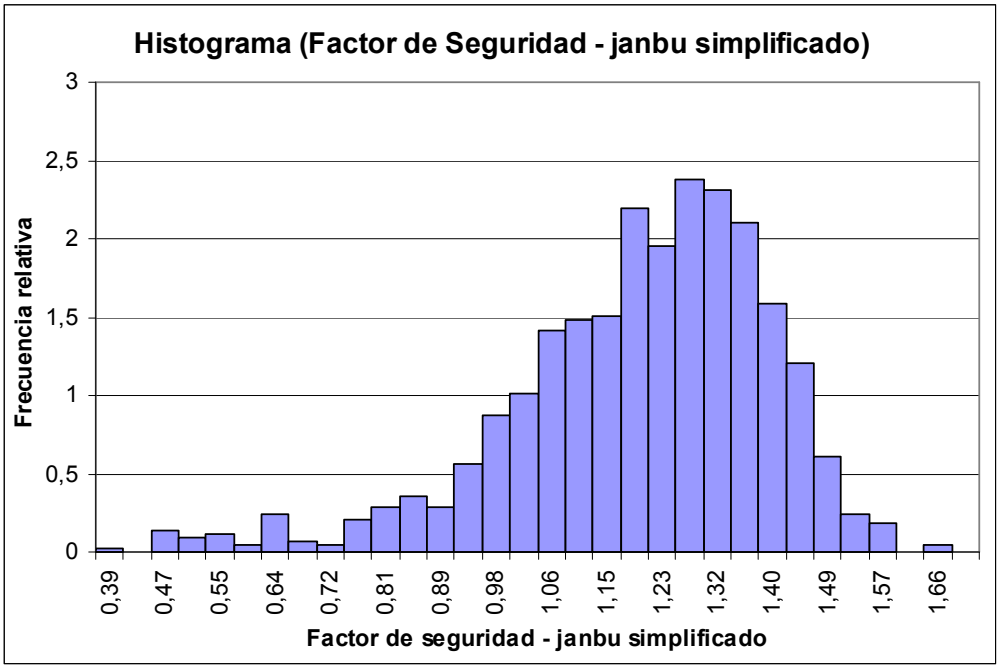


Figura 34. Histograma de frecuencias del FS para D-D

Realizando un análisis de sensibilidad de los factores detonantes (lluvia y sismo) se determino que para las condiciones promedio de resistencia y bajo las condiciones actuales, el talud presentara condiciones de estabilidad crítica (factor de seguridad de 1,0) para una altura del nivel freático de 0,86 o una aceleración sísmica de 0,135g (equivalente a un coeficiente da aceleración pseudo-estático, kh, de 0,09). Como puede observarse en la **Figura 35** y la **Figura 36** respectivamente.

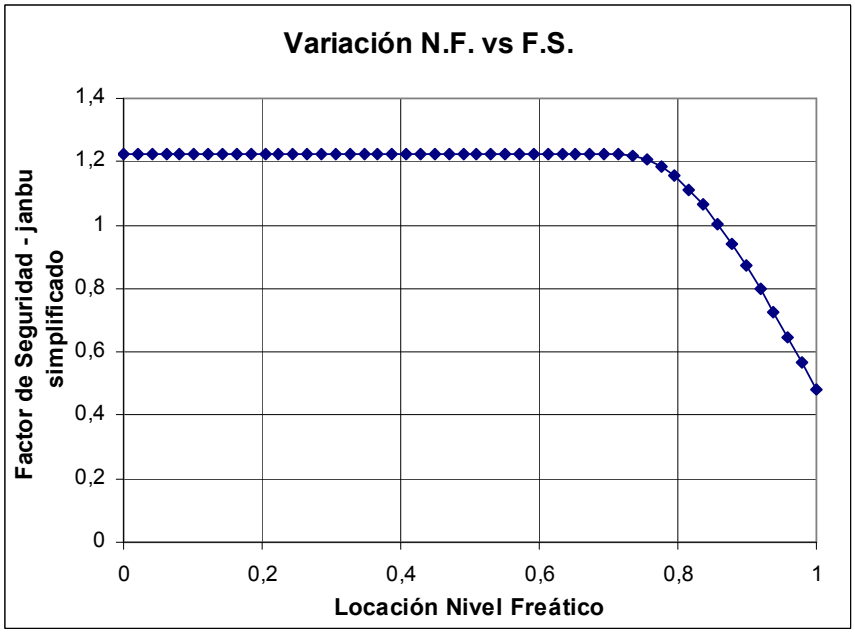


Figura 35. Análisis de sensibilidad del nivel freático en los análisis de estabilidad de D-D

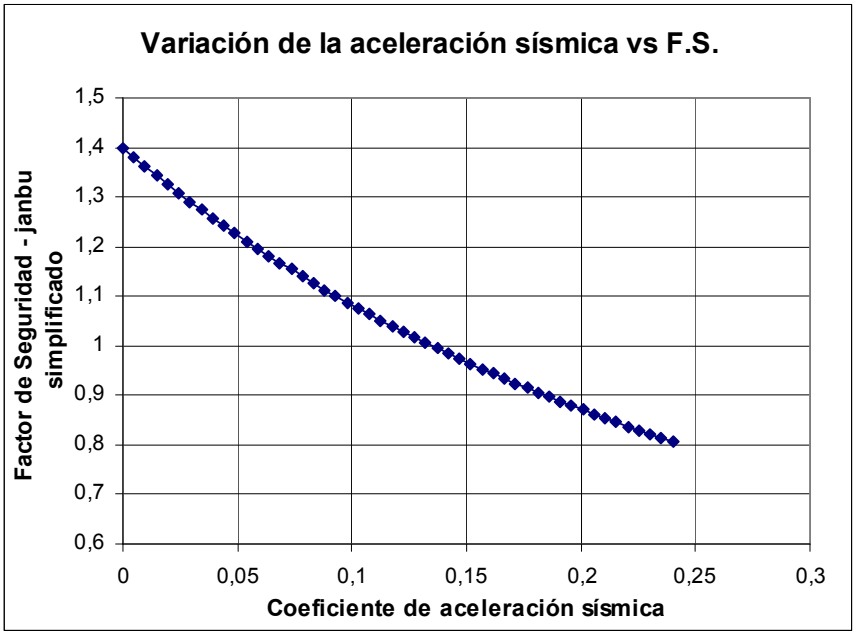


Figura 36. Análisis de sensibilidad del sismo en los análisis de estabilidad de D-D

Los factores de seguridad varían entre 1,2 y 1,9 con probabilidades de falla correspondientes a 14,0% y 0,0% respectivamente. Como puede observarse en la **Figura 37**.

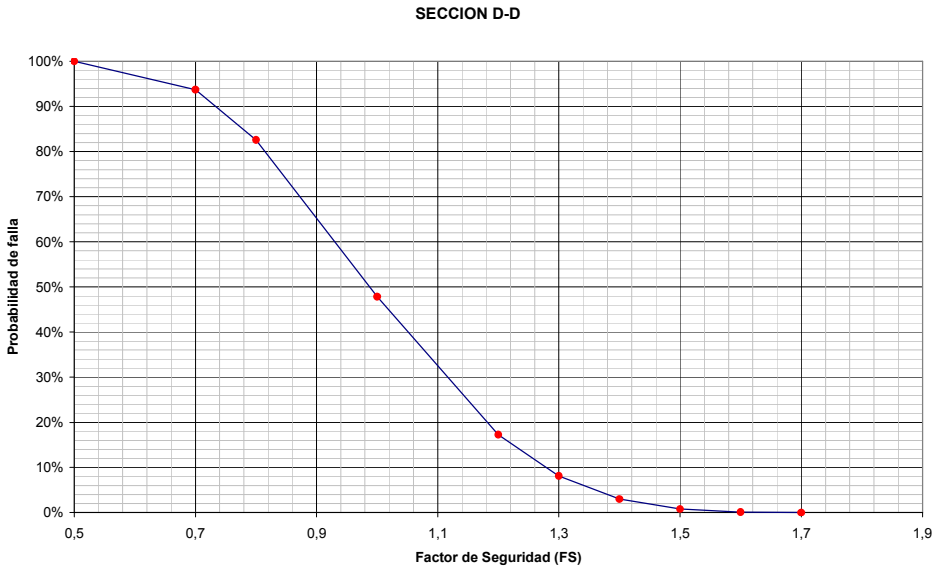


Figura 37. Probabilidad de falla vs Factor de seguridad de D-D

9.5.5. Sección geotécnica 5. E-E

Los análisis reflejan condiciones de poca inestabilidad de la capa de relleno superior, y condiciones favorables de estabilidad de la parte media y baja del talud con afloramientos de arcillolitas.

De los análisis probabilísticos de estabilidad se obtuvo el histograma del factor de seguridad crítico (ver **Figura 38**), concluyéndose de este que el valor esperado del factor de seguridad para las condiciones de análisis es del orden de 1,48, desviación estándar de 0,269 y una probabilidad de falla del 4,8 %.

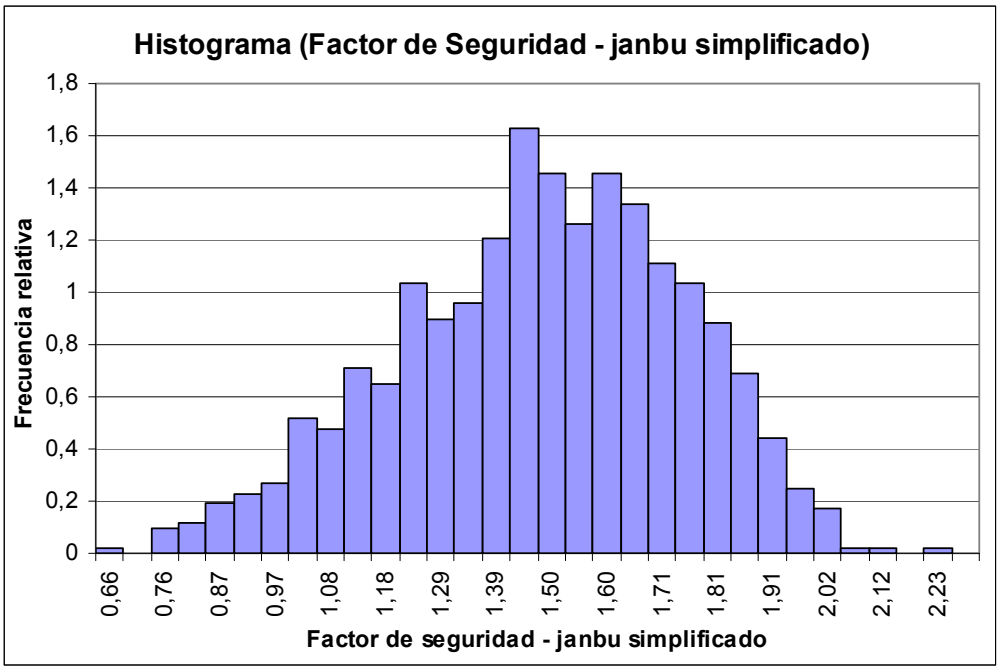


Figura 38. Histograma de frecuencias del FS para E-E

Realizando un análisis de sensibilidad de los factores detonantes (lluvia y sismo) se determino que para las condiciones promedio de resistencia y bajo las condiciones actuales, el talud presentara condiciones de estabilidad crítica (factor de seguridad de 1,0) para una altura del nivel freático de 0,93 o una aceleración sísmica de 0,16g (equivalente a un coeficiente da aceleración pseudo-estático, kh, de 0,11). Como puede observarse en la **Figura 39** y la **Figura 40** respectivamente.

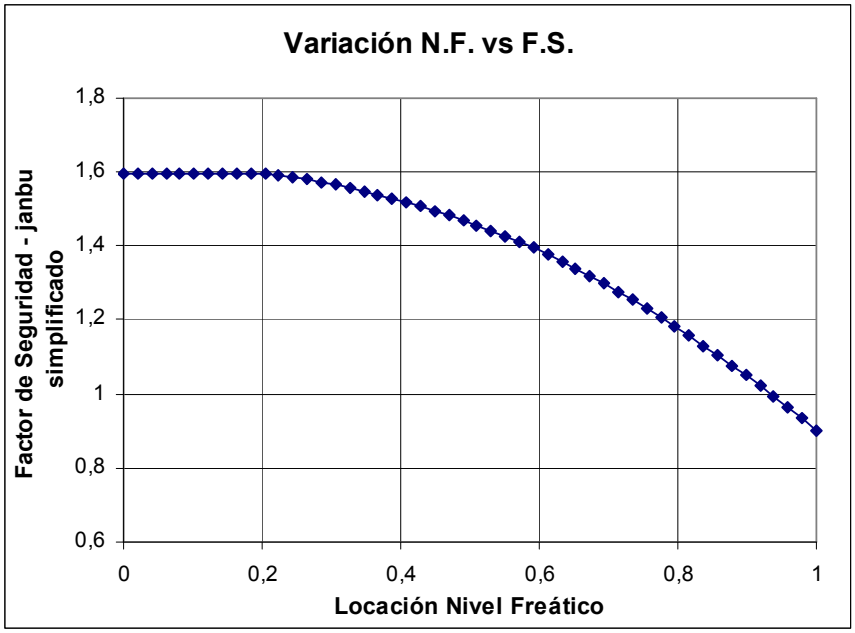


Figura 39. Análisis de sensibilidad del nivel freático en los análisis de estabilidad de E-E

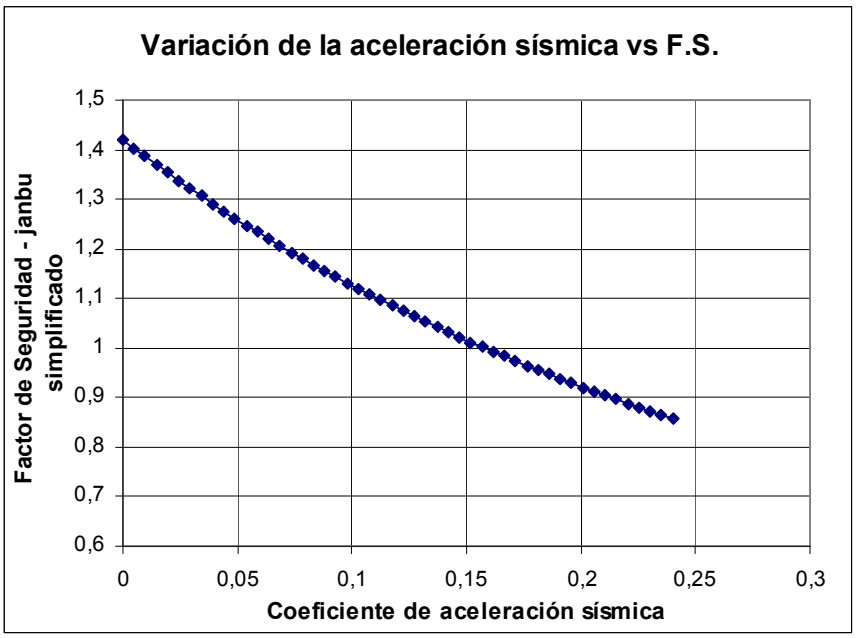


Figura 40. Análisis de sensibilidad del sismo en los análisis de estabilidad de E-E

Los factores de seguridad varían entre 1,3 y 1,9 con probabilidades de falla correspondientes a 16,0% y 0,0% respectivamente. Como puede observarse en la **Figura 41**.

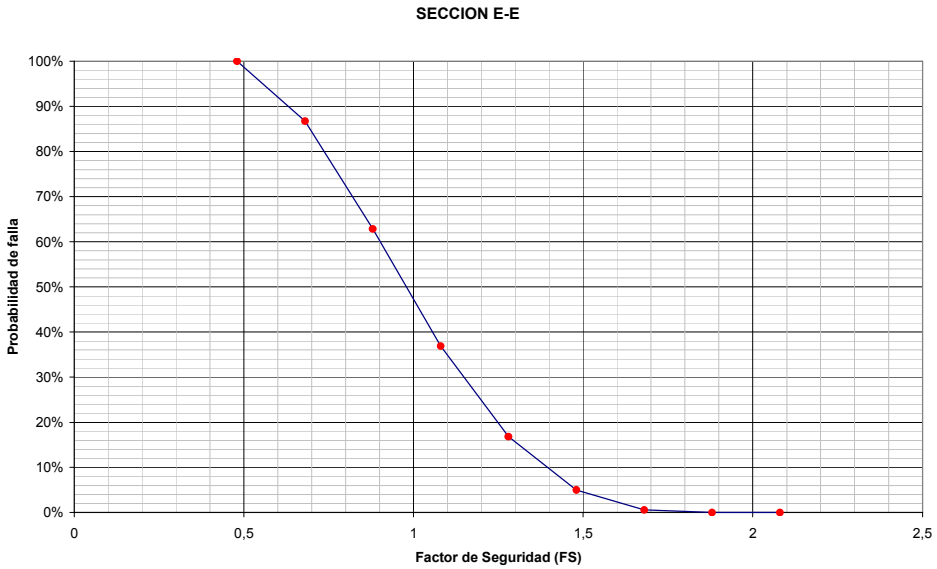


Figura 41. Probabilidad de falla vs Factor de seguridad de E-E

9.5.6. Sección geotécnica 6. F-F

Los análisis de estabilidad indican que el relleno que se encuentra detrás de la corona del talud, es potencialmente inestable. La estabilidad de la parte inferior del talud en roca es favorable.

De los análisis probabilísticos de estabilidad se obtuvo el histograma del factor de seguridad crítico (ver **Figura 42**), concluyéndose de este que el valor esperado del factor de seguridad para las condiciones de análisis es del orden de 1,52, desviación estándar de 0,273 y una probabilidad de falla del 4,6 %.

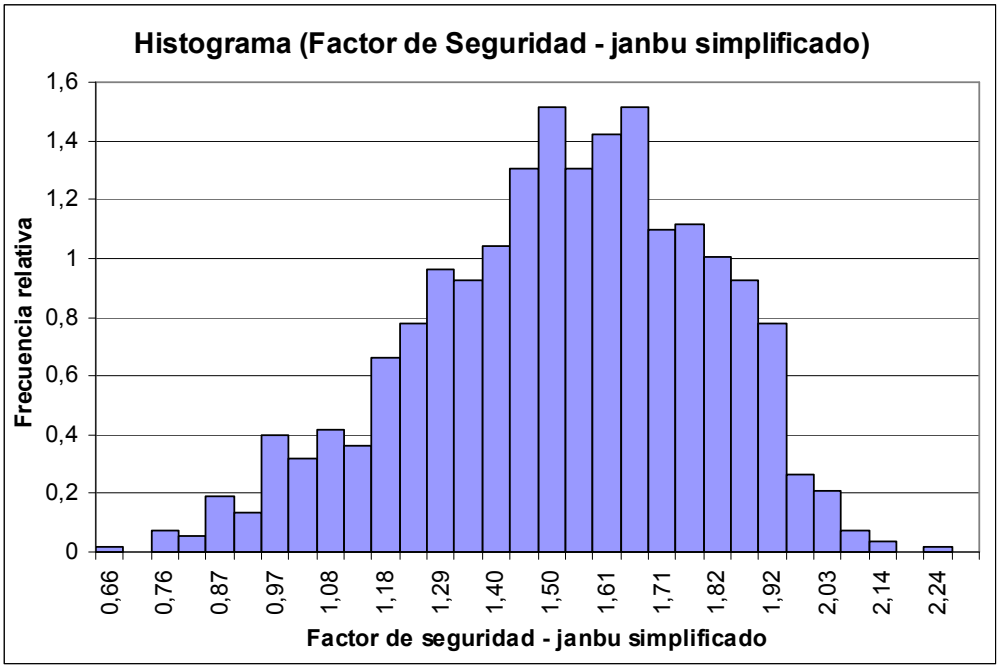


Figura 42. Histograma de frecuencias del FS para F-F

Realizando un análisis de sensibilidad de los factores detonantes (lluvia y sismo) se determino que para las condiciones promedio de resistencia y bajo las condiciones actuales, el talud presentara condiciones de estabilidad crítica (factor de seguridad de 1,0) para una altura del nivel freático de 0,95 o una aceleración sísmica de 0,13g (máxima esperada en el sitio equivalente a un coeficiente da aceleración pseudo-estático, kh, de 0,09). Como puede observarse en la **Figura 43** y la **Figura 44** respectivamente.

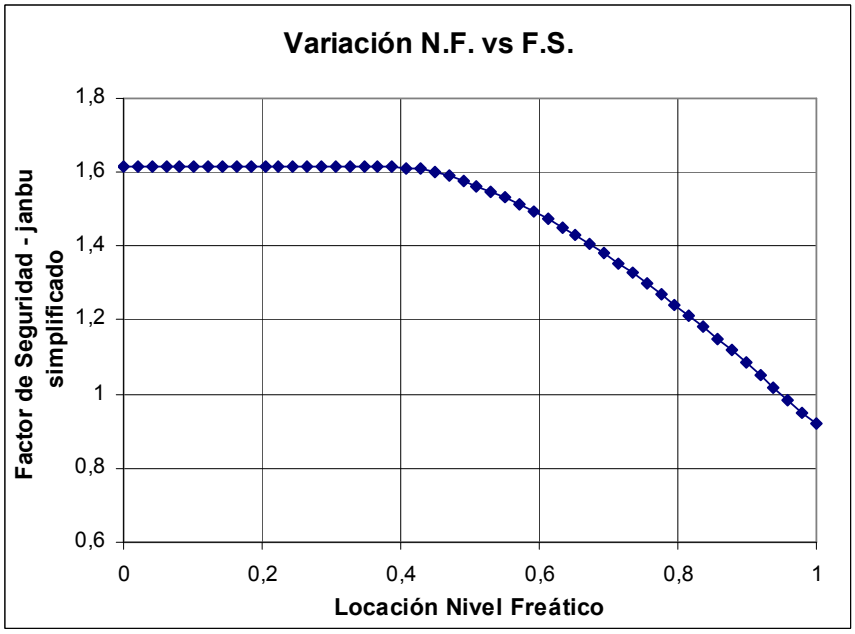


Figura 43. Análisis de sensibilidad del nivel freático en los análisis de estabilidad de F-F

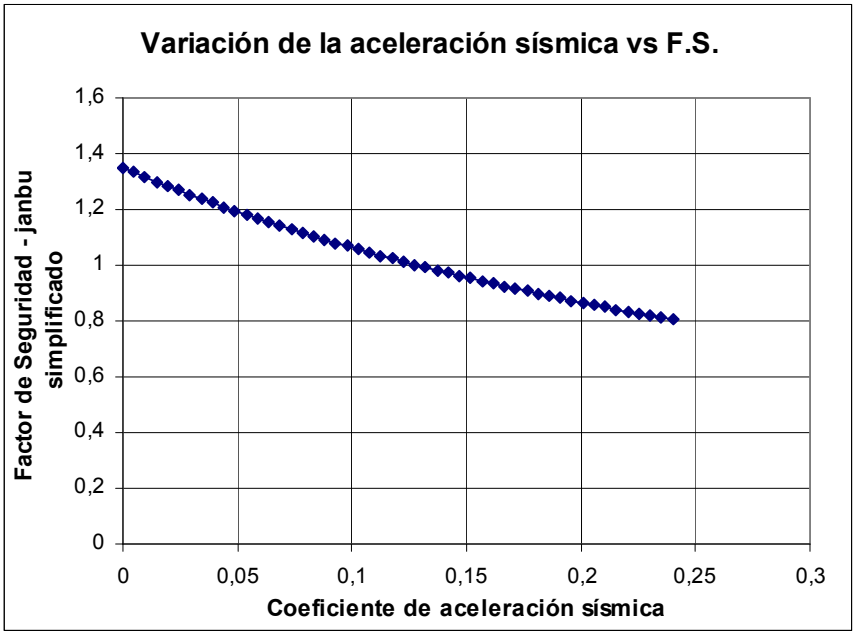


Figura 44. Análisis de sensibilidad del sismo en los análisis de estabilidad de F-F

Los factores de seguridad varían entre 1,2 y 2,4 con probabilidades de falla correspondientes a 24,0% y 0,0% respectivamente. Como puede observarse en la **Figura 45**.

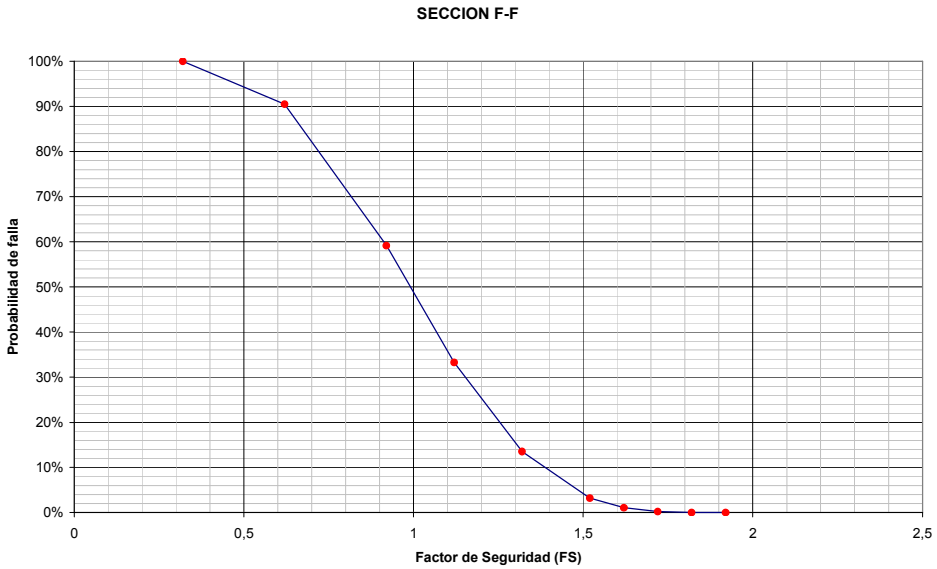


Figura 45. Probabilidad de falla vs Factor de seguridad de F-F

9.5.7. Sección geotécnica 7. I-I

Los análisis indican que las condiciones de estabilidad del relleno localizado en la parte alta es precaria; esta situación implica posibles afectaciones de la vía adyacente por problemas de estabilidad del relleno.

De los análisis probabilísticos de estabilidad se obtuvo el histograma del factor de seguridad crítico (ver **Figura 46**), concluyéndose de este que el valor esperado del factor de seguridad para las condiciones de análisis es del orden de 1,43, desviación estándar de 0,268 y una probabilidad de falla del 7,1 %.

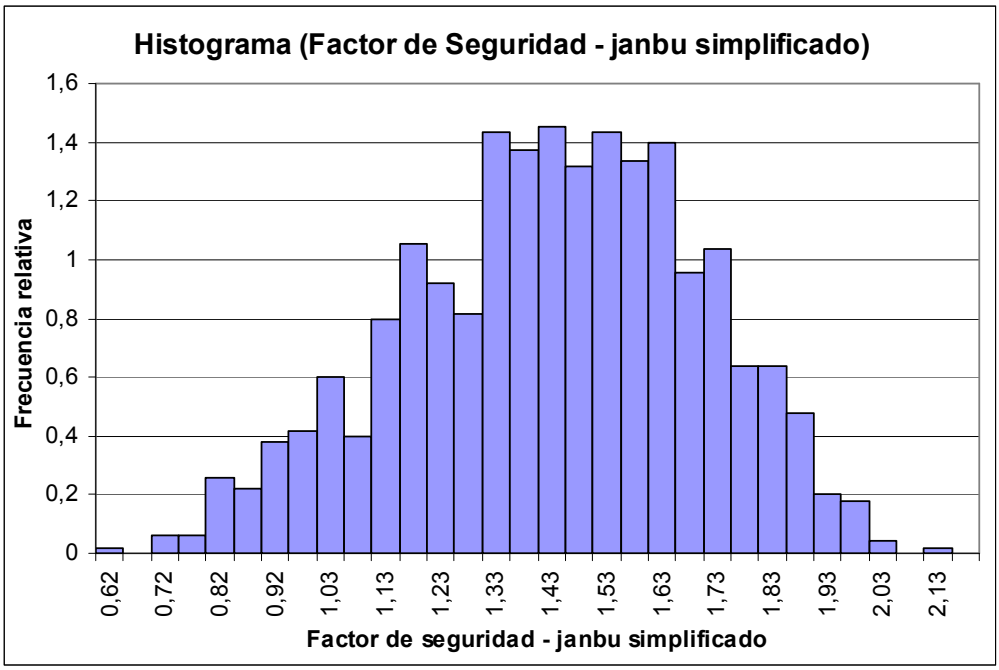


Figura 46. Histograma de frecuencias del FS para I-I

Realizando un análisis de sensibilidad de los factores detonantes (lluvia y sismo) se determino que para las condiciones promedio de resistencia y bajo las condiciones actuales, el talud presentara condiciones de estabilidad crítica (factor de seguridad de 1,0) para una altura del nivel freático de 0,91 o una aceleración sísmica de 0,14g (equivalente a un coeficiente da aceleración pseudo-estático, kh, de 0,09). Como puede observarse en la **Figura 47** y la **Figura 48** respectivamente.

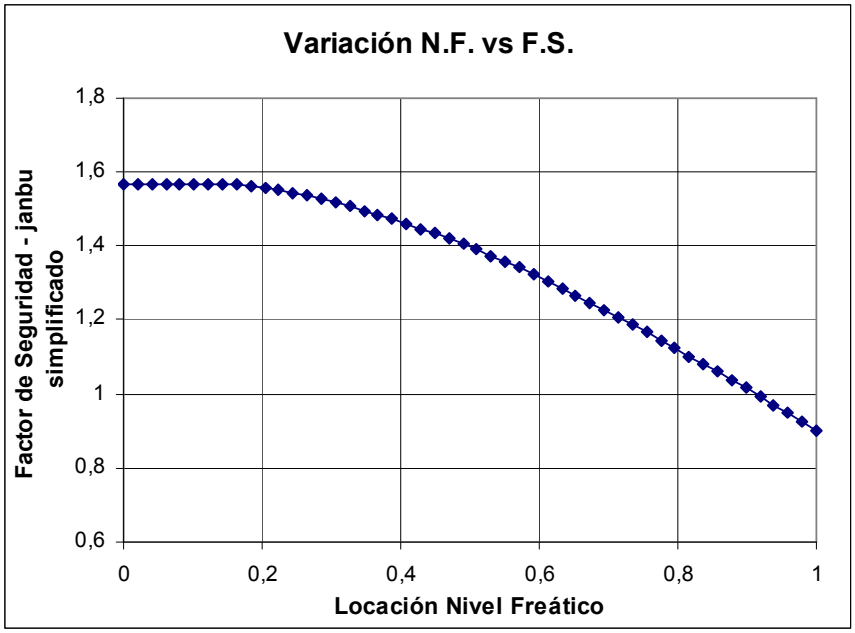


Figura 47. Análisis de sensibilidad del nivel freático en los análisis de estabilidad de I-I

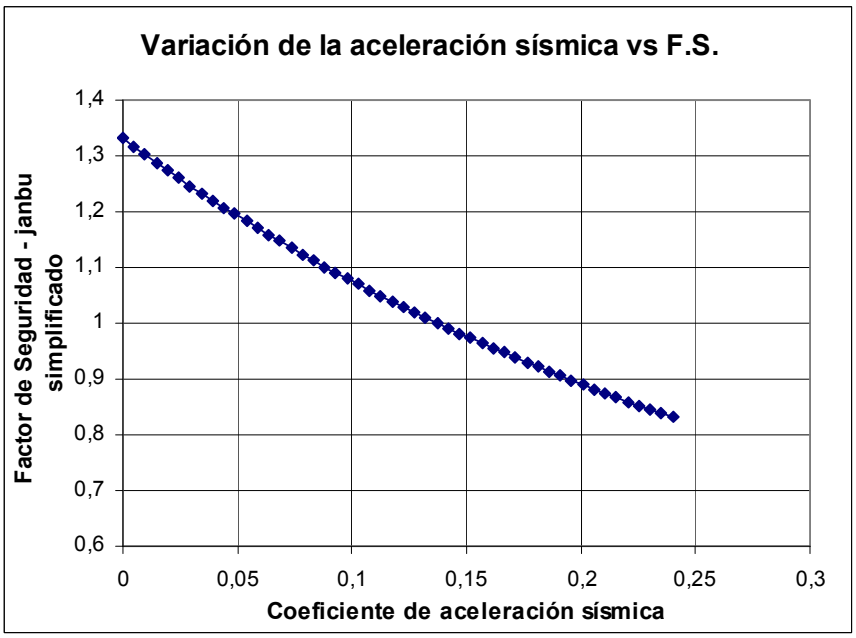


Figura 48. Análisis de sensibilidad del sismo en los análisis de estabilidad de I-I

Los factores de seguridad varían entre 1,2 y 2,1 con probabilidades de falla correspondientes a 20,0% y 0,0% respectivamente. Como puede observarse en la **Figura 49**.

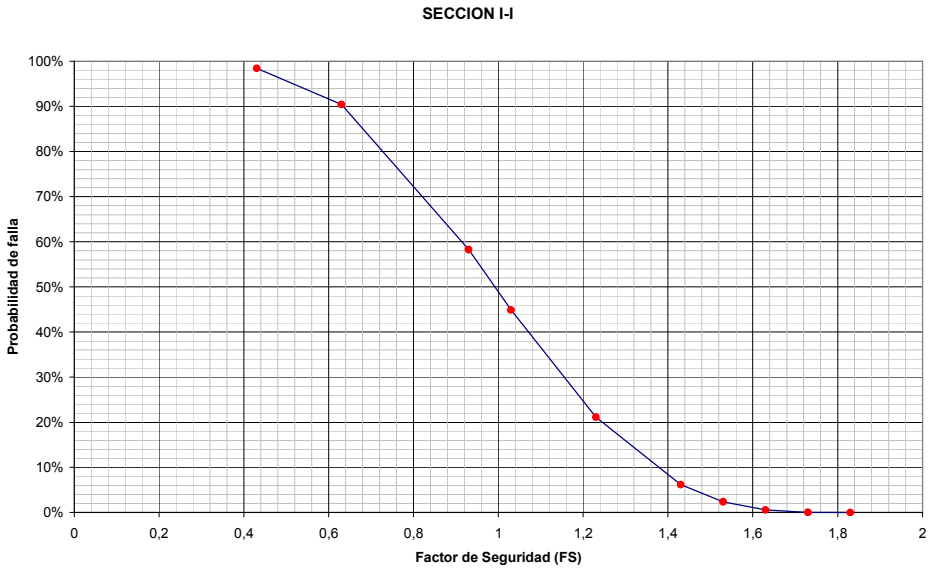


Figura 49. Probabilidad de falla vs Factor de seguridad de I-I

9.5.8. Sección geotécnica 8. K-K

Los análisis de estabilidad indican condiciones de estabilidad precarias de las plataformas escalonadas sobre brecha de falla, en donde están construidas varias viviendas.

De los análisis probabilísticos de estabilidad se obtuvo el histograma del factor de seguridad crítico (ver **Figura 50**), concluyéndose de este que el valor esperado del factor de seguridad para las condiciones de análisis es del orden de 1,02, desviación estándar de 0,088 y una probabilidad de falla del 40,8 %.

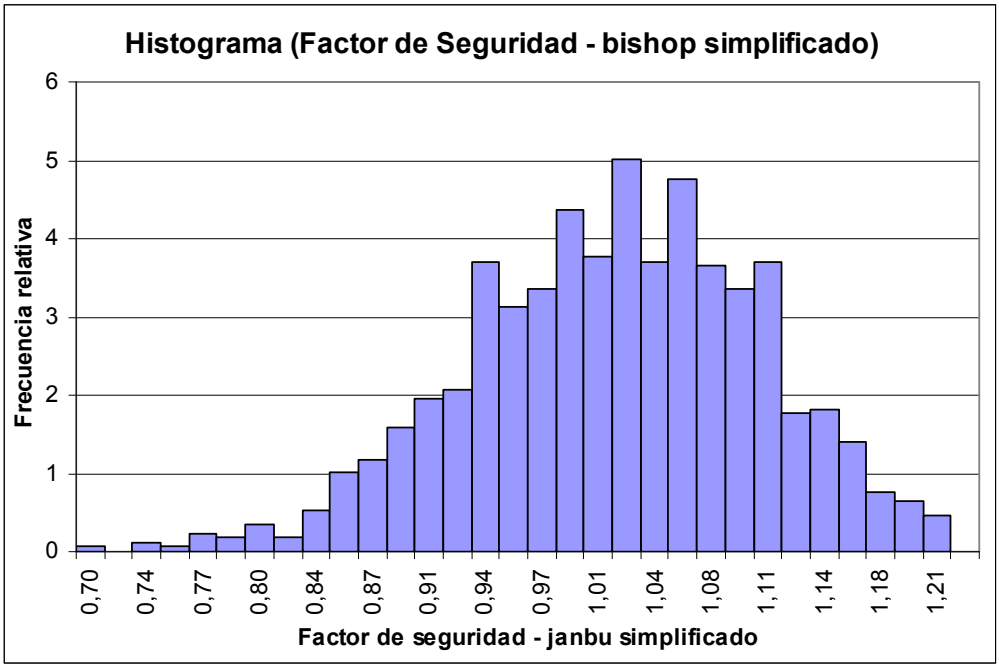


Figura 50. Histograma de frecuencias del FS para K-K

Realizando un análisis de sensibilidad de los factores detonantes (lluvia y sismo) se determino que para las condiciones promedio de resistencia y bajo las condiciones actuales, el talud presentara condiciones de estabilidad crítica (factor de seguridad de 1,0) para una altura del nivel freático de 0,62 o una aceleración sísmica de 0,10g (equivalente a un coeficiente da aceleración pseudo-estático, kh, de 0,067). Como puede observarse en la **Figura 51** y la **Figura 52** respectivamente.

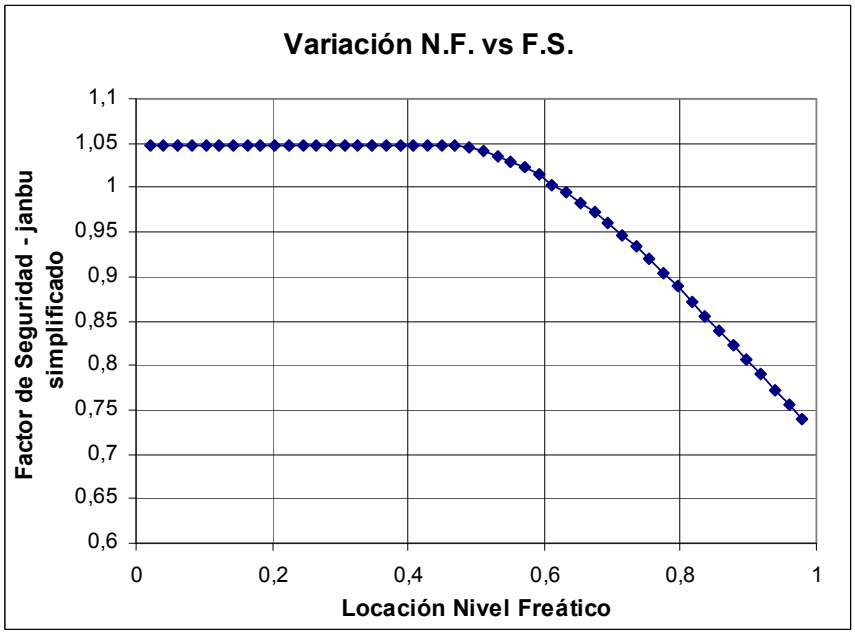


Figura 51. Análisis de sensibilidad del nivel freático en los análisis de estabilidad de K-K

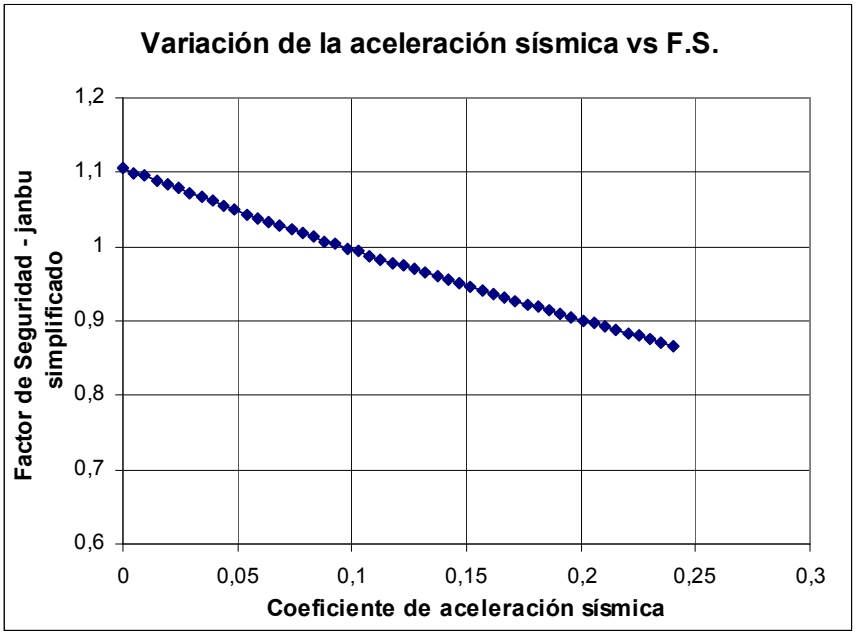


Figura 52. Análisis de sensibilidad del sismo en los análisis de estabilidad de K-K

Los factores de seguridad varían entre 1,0 y 1,6 con probabilidades de falla correspondientes a 40,0% y 0,0% respectivamente. Como puede observarse en la **Figura 53**.

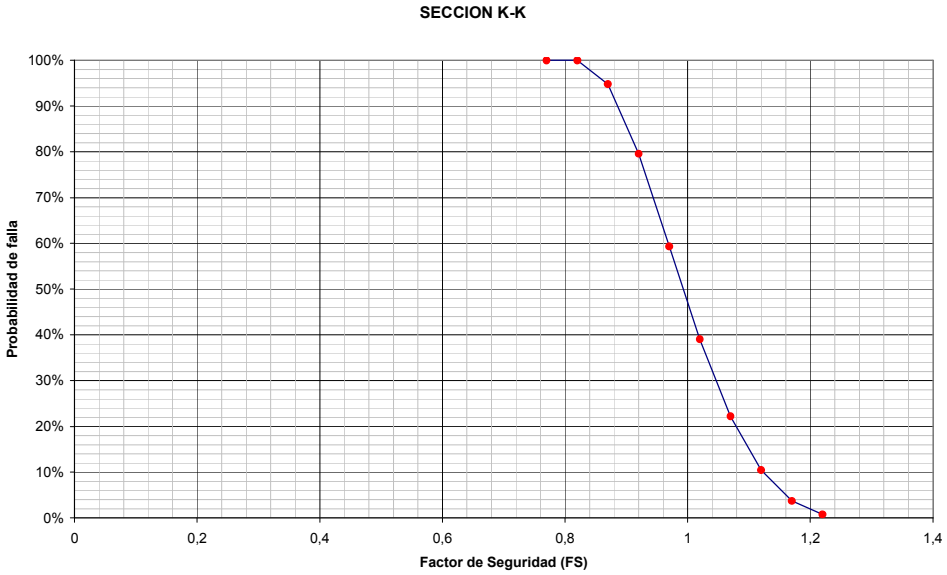


Figura 53. Probabilidad de falla vs Factor de seguridad de K-K

9.5.9. Sección geotécnica 9. L-L

Los análisis de estabilidad indican condiciones de estabilidad precarias de las plataformas escalonadas sobre brecha de falla, en donde están construidas varias viviendas.

De los análisis probabilísticos de estabilidad se obtuvo el histograma del factor de seguridad crítico (ver **Figura 54**), concluyéndose de este que el valor esperado del factor de seguridad para las condiciones de análisis es del orden de 1,0, desviación estándar de 0,099 y una probabilidad de falla del 40,9 %.

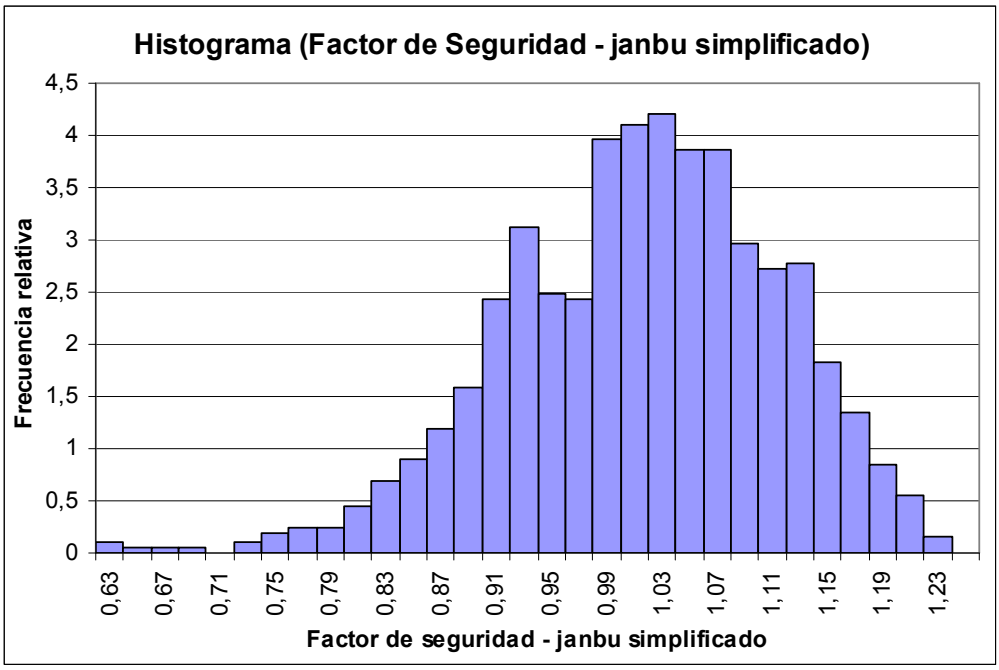


Figura 54. Histograma de frecuencias del FS para L-L

Realizando un análisis de sensibilidad de los factores detonantes (lluvia y sismo) se determino que para las condiciones promedio de resistencia y bajo las condiciones actuales, el talud presentara condiciones de estabilidad crítica (factor de seguridad de 1,0) para una altura del nivel freático de 0,49 o una aceleración sísmica de 0,12g (equivalente a un coeficiente da aceleración pseudo-estático, kh, de 0,08). Como puede observarse en la **Figura 55** y la **Figura 56** respectivamente.

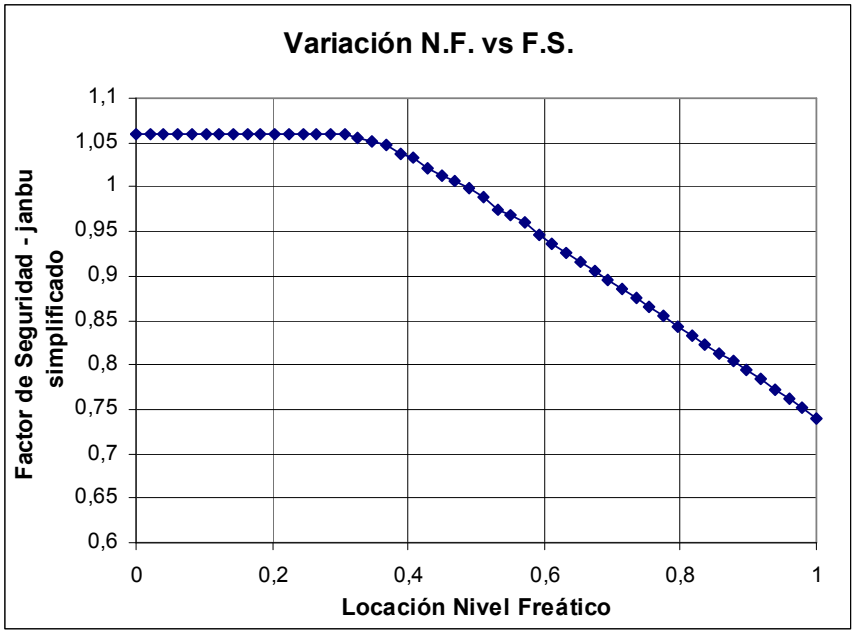


Figura 55. Análisis de sensibilidad del nivel freático en los análisis de estabilidad de L-L

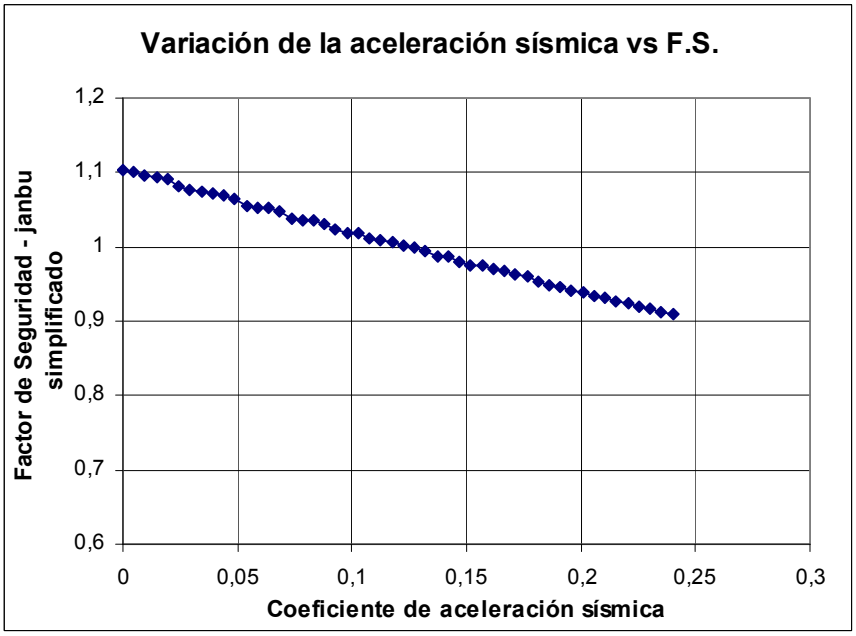


Figura 56. Análisis de sensibilidad del sismo en los análisis de estabilidad de L-L

Los factores de seguridad varían entre 1,0 y 1,4 con probabilidades de falla correspondientes a 40,0% y 0,0% respectivamente. Como puede observarse en la **Figura 57**.

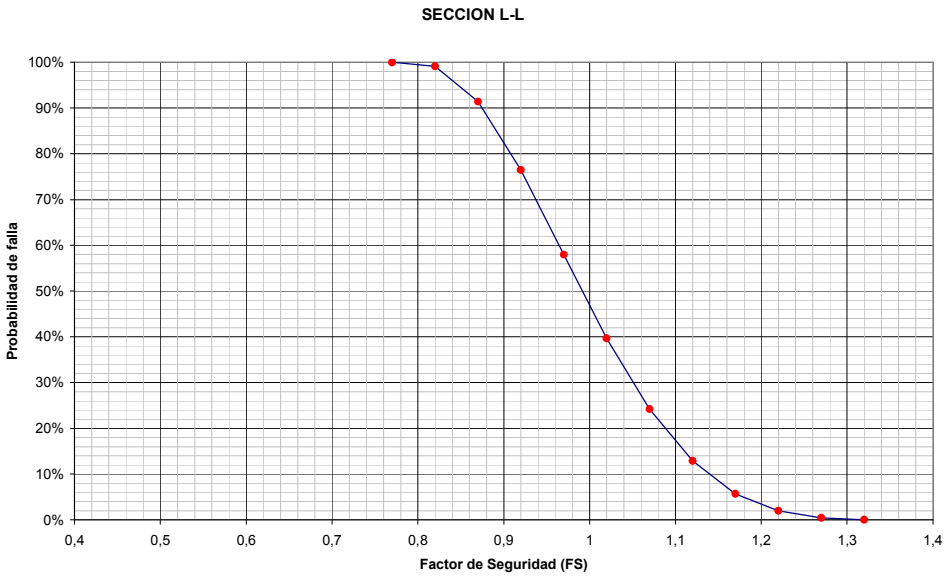


Figura 57. Probabilidad de falla vs Factor de seguridad de L-L

9.5.10. Sección geotécnica 10. M-M

Los análisis de estabilidad indican condiciones de estabilidad aceptables. De los análisis probabilísticos de estabilidad se obtuvo el histograma del factor de seguridad crítico (ver **Figura 58**), concluyéndose de este que el valor esperado del factor de seguridad para las condiciones de análisis es del orden de 1,23, desviación estándar de 0,125 y una probabilidad de falla del 4,2 %.

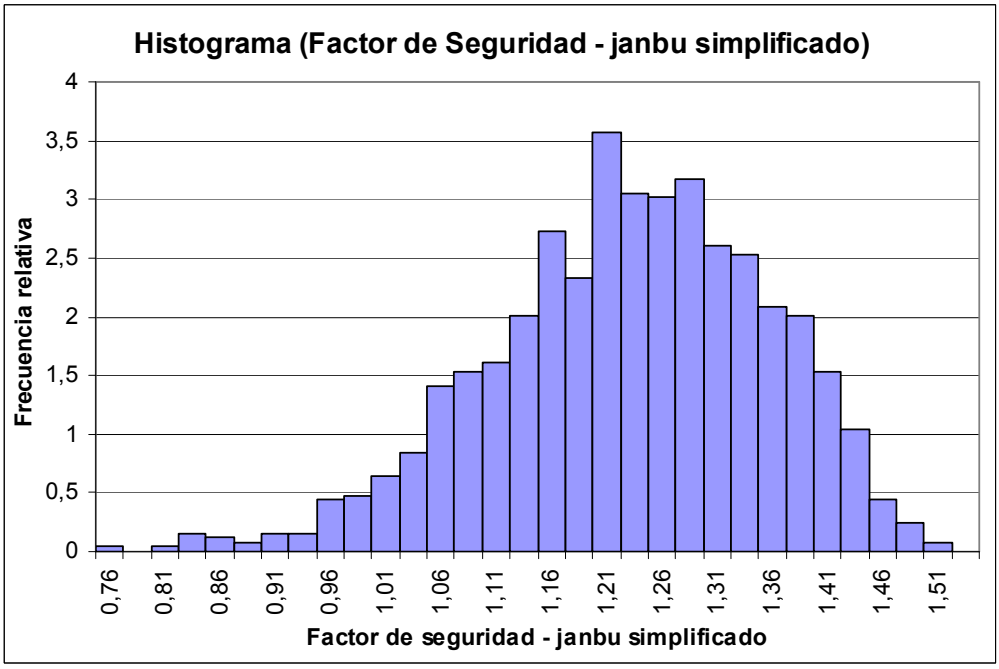


Figura 58. Histograma de frecuencias del FS para M-M

Realizando un análisis de sensibilidad de los factores detonantes (lluvia y sismo) se determino que para las condiciones promedio de resistencia y bajo las condiciones actuales, el talud no presentara condiciones de estabilidad crítica (factor de seguridad de 1,0) para ninguna altura del nivel freático, presentara estabilidad crítica para una aceleración sísmica de 0,12g (equivalente a un coeficiente da aceleración pseudo-estático, kh, de 0,08). Como puede observarse en la **Figura 59** y la **Figura 60** respectivamente.

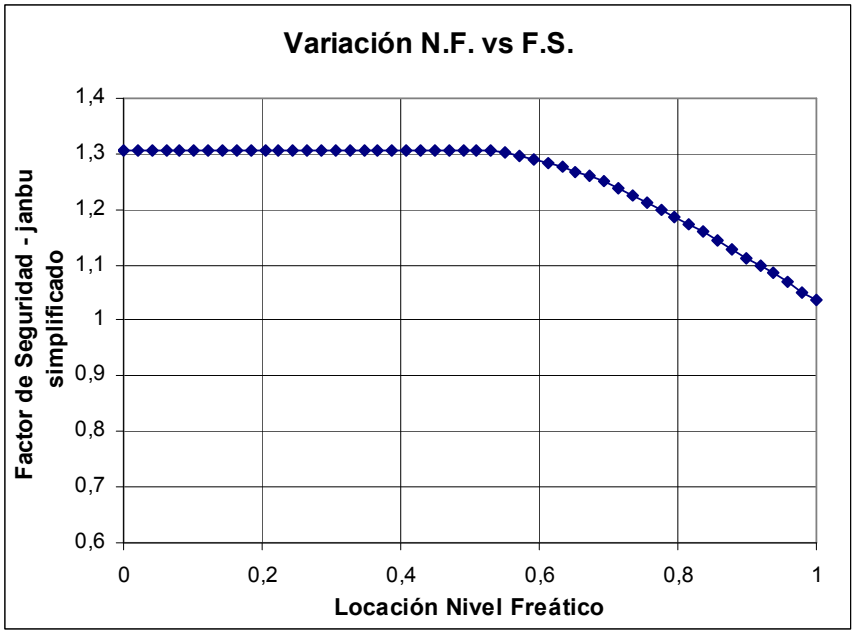


Figura 59. Análisis de sensibilidad del nivel freático en los análisis de estabilidad de M-M

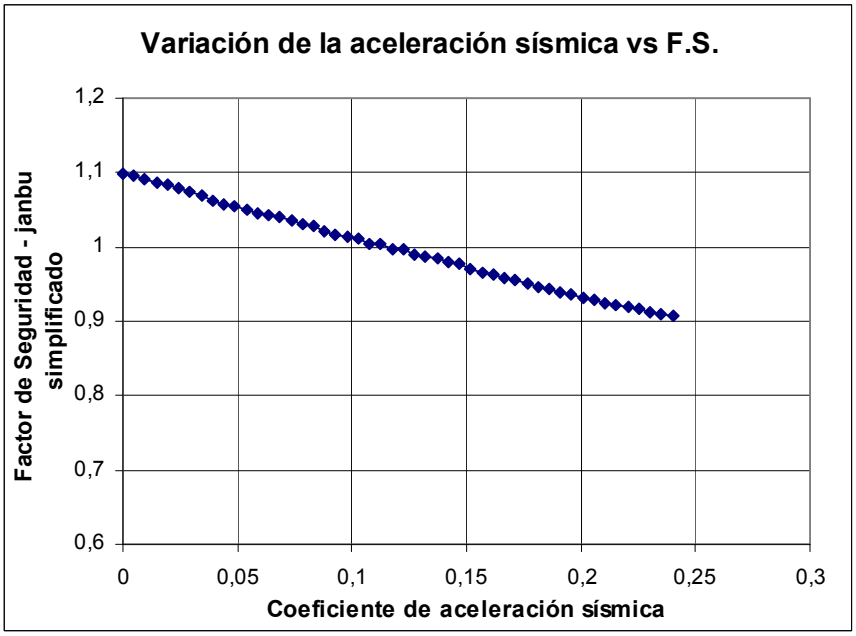


Figura 60. Análisis de sensibilidad del sismo en los análisis de estabilidad de M-M

Los factores de seguridad varían entre 1,2 y 1,7 con probabilidades de falla correspondientes a 4,0% y 0,0% respectivamente. Como puede observarse en la **Figura 61.**

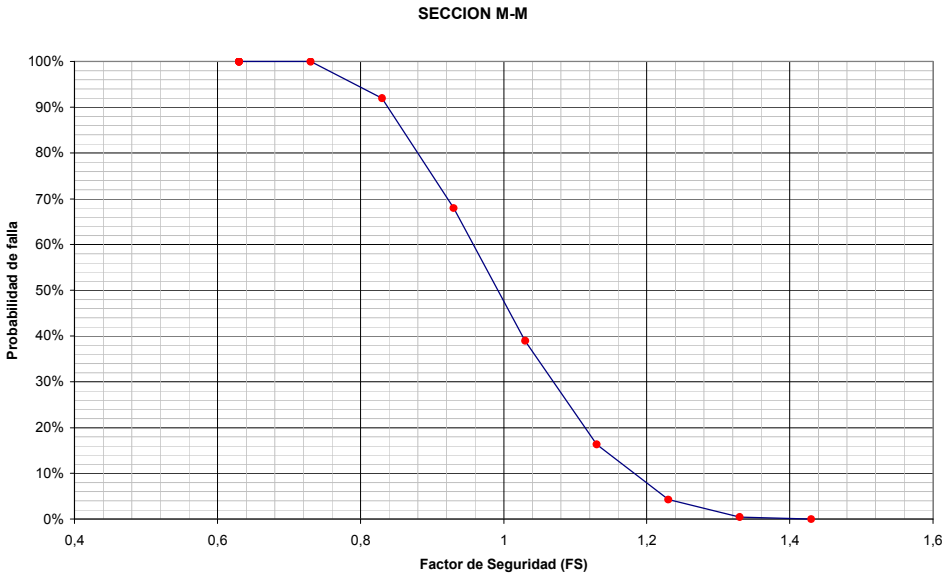


Figura 61. Probabilidad de falla vs Factor de seguridad de M-M

9.5.11. Sección geotécnica 11. N-N

Los resultados efectuados indican una condición de estabilidad precaria en la zona de brecha que corresponde a la zona de mayor pendiente. En la parte superior se encuentra cimentada una casa sobre la brecha, la cual presenta condiciones de estabilidad precarias.

De los análisis probabilísticos de estabilidad se obtuvo el histograma del factor de seguridad crítico (ver **Figura 62**), concluyéndose de este, que el valor esperado del factor de seguridad para las condiciones de análisis es del orden de 0,91, desviación estándar de 0,132 y una probabilidad de falla del 75,9 %.

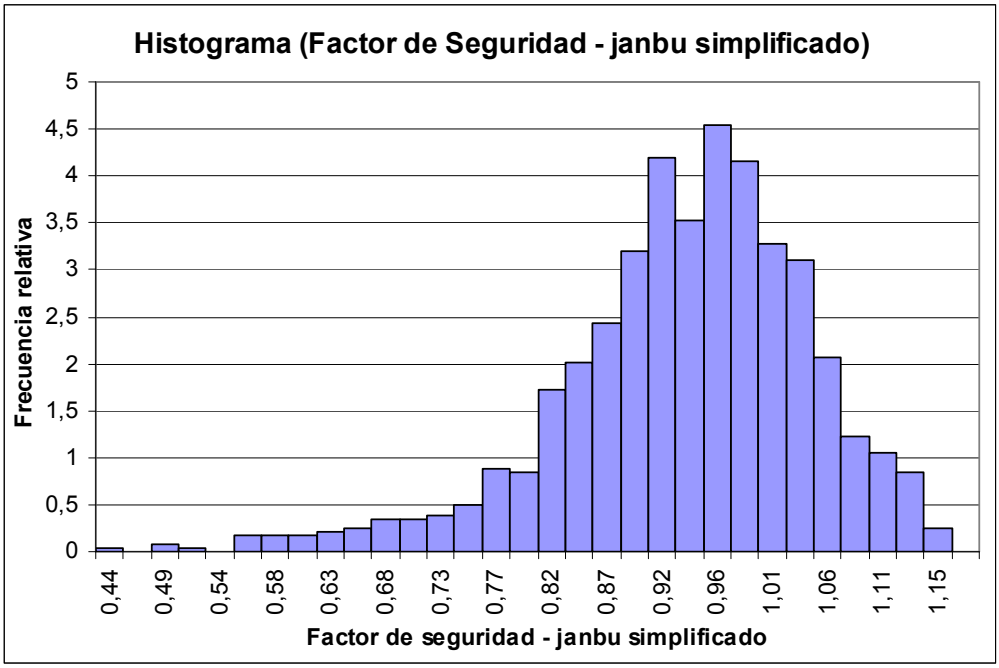


Figura 62. Histograma de frecuencias del FS para N-N

Realizando un análisis de sensibilidad de los factores detonantes (lluvia y sismo) se determino que para las condiciones promedio de resistencia y bajo las condiciones actuales, el talud presentara condiciones de estabilidad crítica (factor de seguridad de 1,0) para una altura del nivel freático de 0,5 o una aceleración sísmica de 0,04g (equivalente a un coeficiente da aceleración pseudo-estático, kh, de 0,03). Como puede observarse en la **Figura 63** y la **Figura 64** respectivamente.

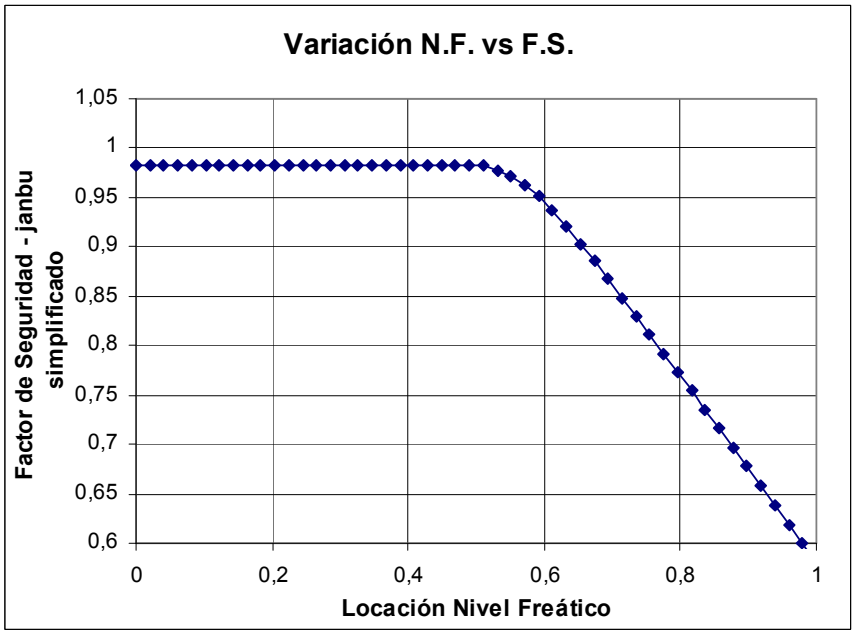


Figura 63. Análisis de sensibilidad del nivel freático en los análisis de estabilidad de N-N

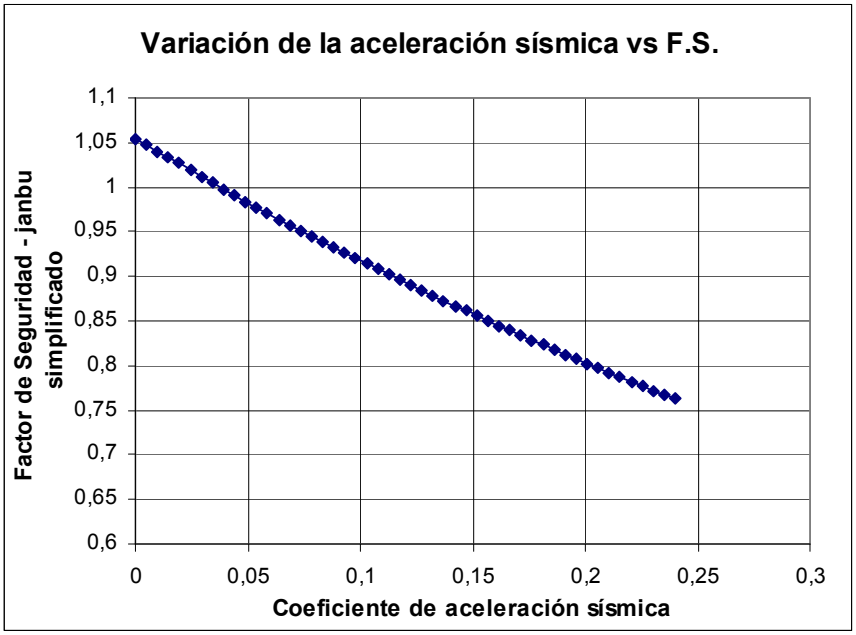


Figura 64. Análisis de sensibilidad del sismo en los análisis de estabilidad de N-N

Los factores de seguridad varían entre 1,0 y 1,4 con probabilidades de falla correspondientes a 70,0% y 0,0% respectivamente. Como puede observarse en la **Figura 65**.

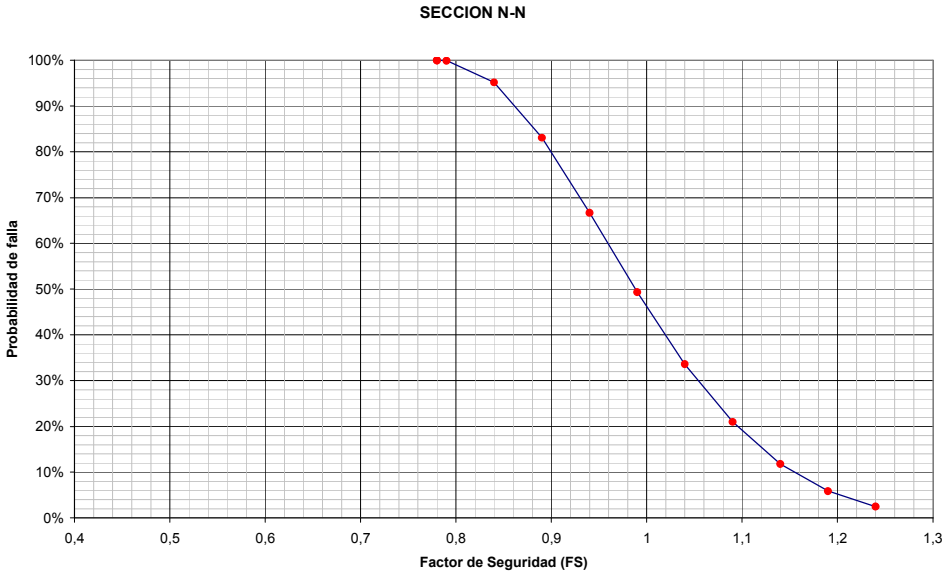


Figura 65. Probabilidad de falla vs Factor de seguridad de N-N

9.5.12. Sección geotécnica 12. O-O

Los análisis de estabilidad indican condiciones de estabilidad precaria en el relleno localizado en la parte alta al pie de la iglesia; en la parte baja correspondiente a la zona de brecha, las condiciones de estabilidad son favorables.

De los análisis probabilísticos de estabilidad se obtuvo el histograma del factor de seguridad crítico (ver **Figura 66**), concluyéndose de este que el valor esperado del factor de seguridad para las condiciones de análisis es del orden de 1,45, desviación estándar de 0,285 y una probabilidad de falla del 6,9 %.

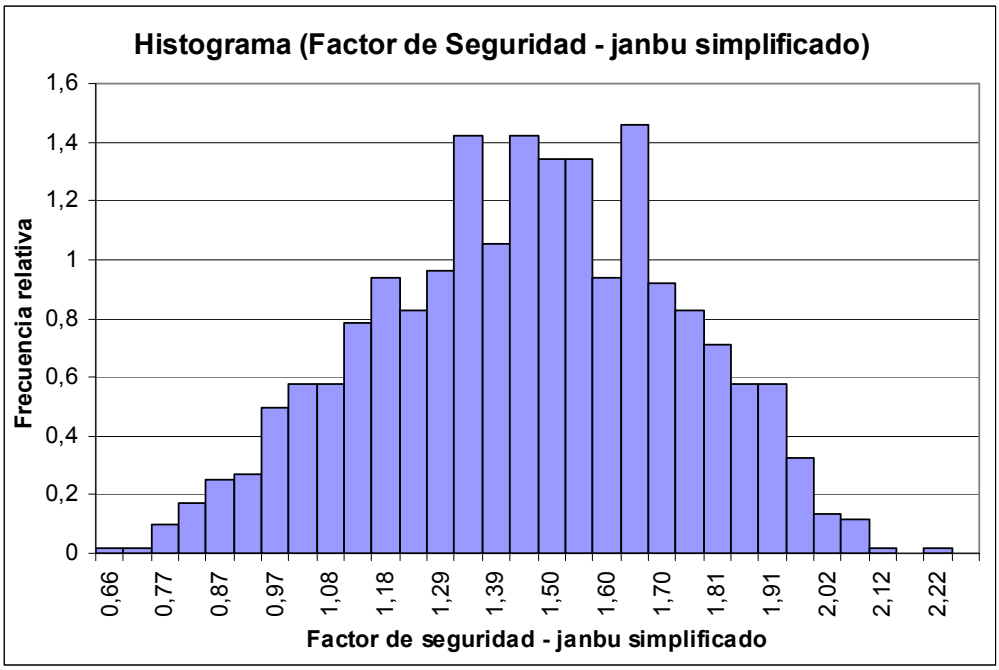


Figura 66. Histograma de frecuencias del FS para O-O

Realizando un análisis de sensibilidad de los factores detonantes (lluvia y sismo) se determino que para las condiciones promedio de resistencia y bajo las condiciones actuales, el talud presentara condiciones de estabilidad crítica (factor de seguridad de 1,0) para una altura del nivel freático de 0,96 o una aceleración sísmica de 0,03g (equivalente a un coeficiente da aceleración pseudo-estático, kh, de 0,02). Como puede observarse en la **Figura 67** y la **Figura 68** respectivamente.

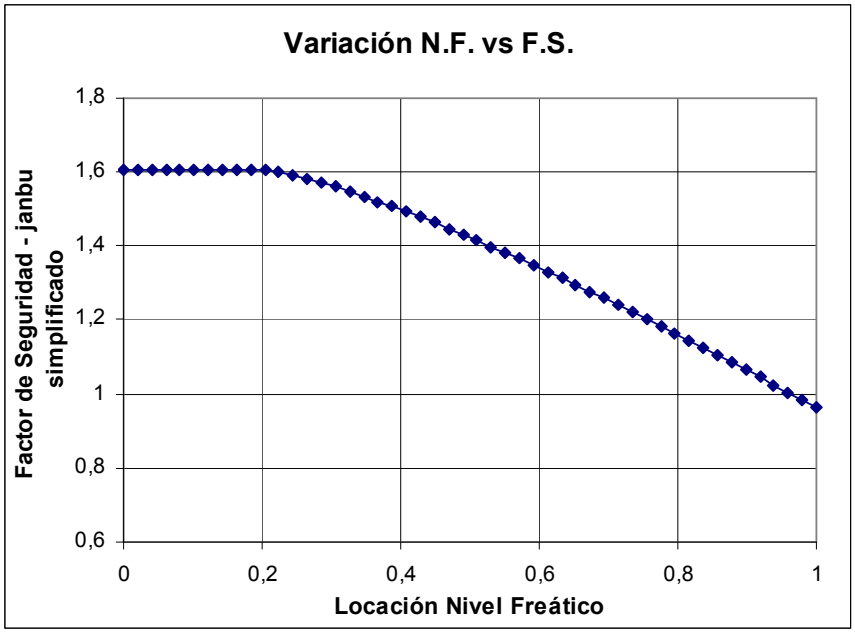


Figura 67. Análisis de sensibilidad del nivel freático en los análisis de estabilidad de O-O

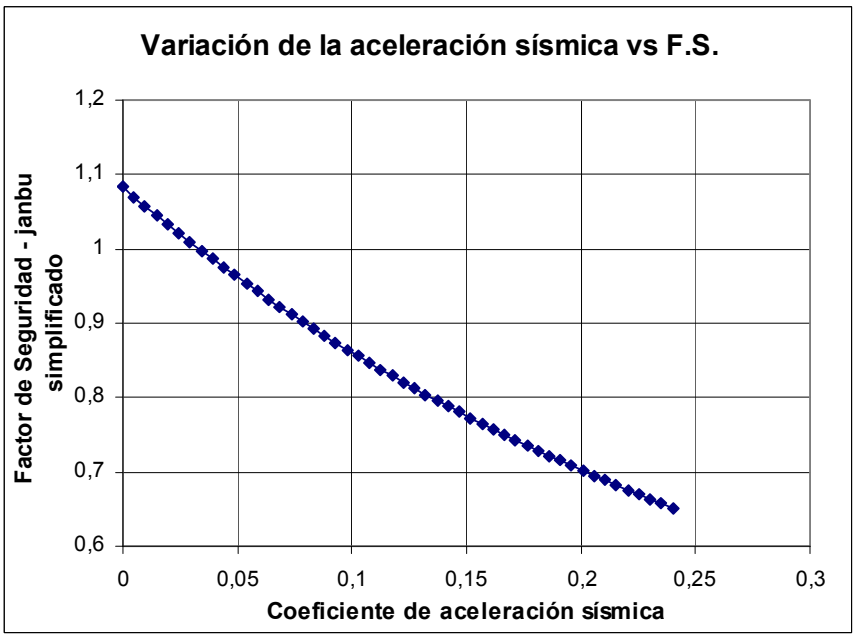


Figura 68. Análisis de sensibilidad del sismo en los análisis de estabilidad de O-O

Los factores de seguridad varían entre 1,0 y 2,2 con probabilidades de falla correspondientes a 50,0% y 0,0% respectivamente. Como puede observarse en la **Figura 69**.

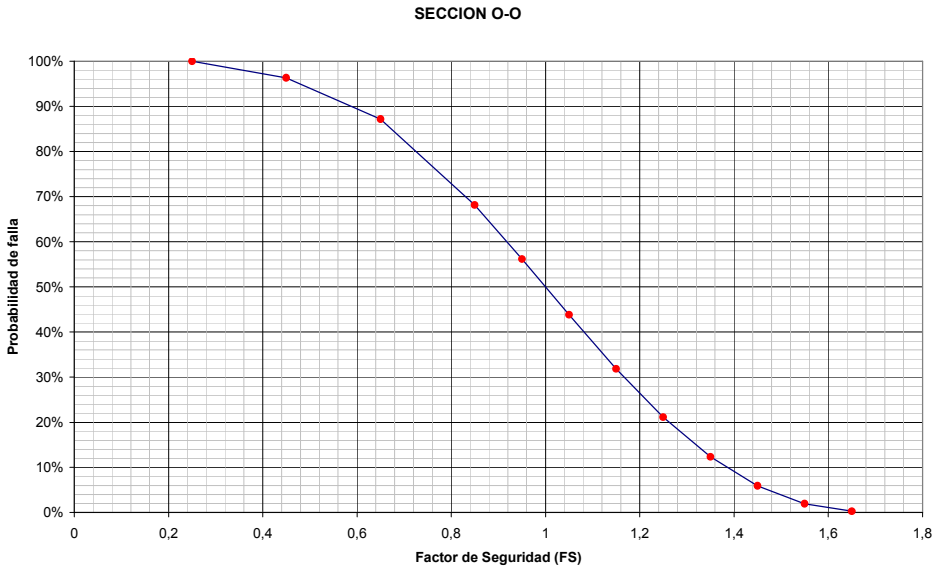


Figura 69. Probabilidad de falla vs Factor de seguridad de O-O

9.6. Calidad de Cimentaciones

9.6.1. Clasificación de cimentaciones

Un segundo elemento que fue analizado y que se considera quizás tan importante como los otros factores geotécnicos está relacionado con la baja calidad de las cimentaciones, sobre las cuales se encuentran construidas algunas de las casas del sector.

Este problema se ve reflejado principalmente en aquellas zonas de alta pendiente en donde se han conformado una serie de terrazas escalonadas que soportan rellenos y suelos naturales. Como sistema de contención y de soporte lateral se cuenta estructuras de contención, que en la mayoría de los casos son de baja calidad y presentan un alto grado de susceptibilidad al deterioro o falla; estas estructuras son susceptibles a inestabilizarse por el manejo inadecuado de las aguas servidas y del agua lluvia, y en otros casos ante la ocurrencia de eventos telúricos.

En la zona se distinguen dos tipos de cimentación:

Los cimiento tipo 1 corresponden a plataformas conformadas por rellenos no seleccionados de muy baja calidad y confinados lateralmente por muros de piedra en ocasiones confinadas con columnetas de concreto ver **Tabla 22**.

Tabla 22 Clasificación de estructuras de retención

CLASIFICACION	TIPO DE ESTRUCTURA	CAPACIDAD ESTRUCTURAL	DRENAJE
C1	Muros de Piedra pegada con mortero	Presenta una capacidad estructural baja por la resistencia de los bloques y la presencia de pega entre bloques.	Su estructura poco permeable no permite el drenaje eficiente del agua detrás del muro, afectando su estabilidad.
C2	Muros de Piedra pegada con mortero y confinada con vigas y columnas de concreto.	Presenta una capacidad estructural baja a moderada por influencia de la estructura de concreto	Su estructura poco permeable no permite el drenaje eficiente del agua detrás del muro, afectando su estabilidad.

Un segundo grupo de cimentaciones corresponden a plataformas escalonadas conformadas principalmente por cortes en roca muy alterada o brechada; aquí las condiciones de estabilidad dependen principalmente de las condiciones de resistencia al corte del macizo alterado sobre el cual están emplazadas las casas.

9.6.2. Análisis de estabilidad

Dadas las condiciones actuales, se concluye que la estabilidad de estas plataformas depende en gran parte de la resistencia de los suelos que las conforman; para este fin se efectuó una serie de análisis considerando el problema como un caso de estabilidad de taludes, teniendo en cuenta el aporte de resistencia por cohesión y fricción del suelo.

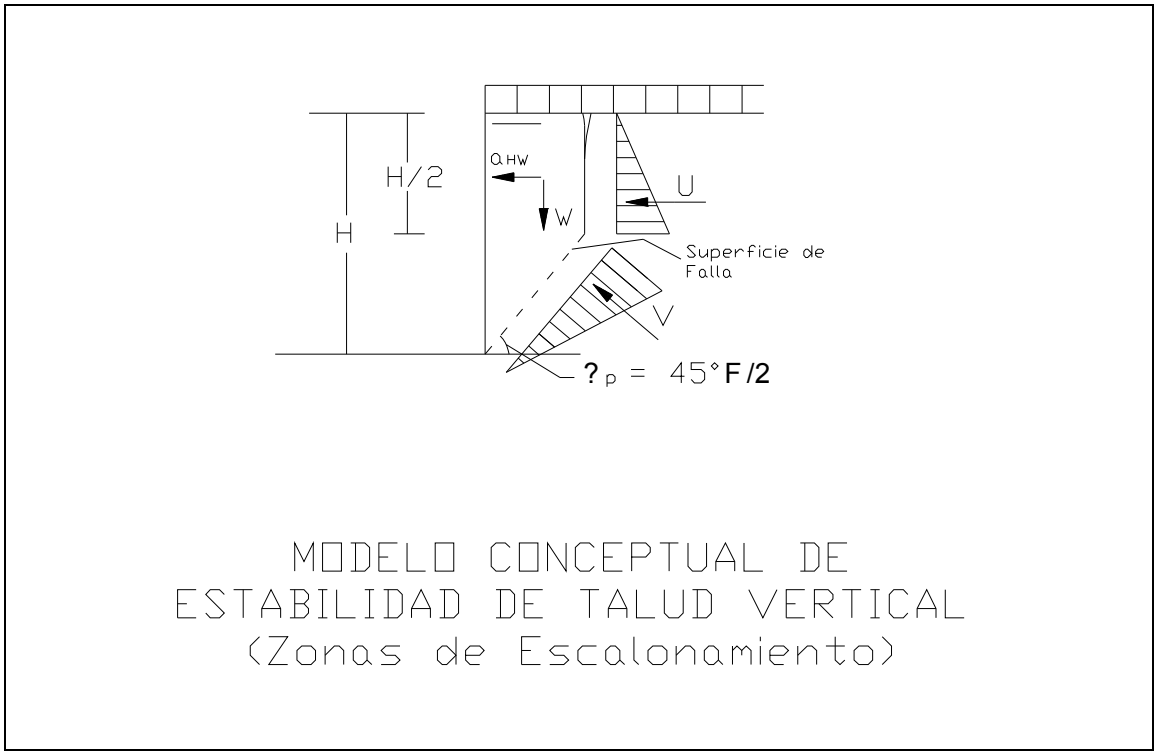


Figura 70. Modelo de estabilidad en taludes verticales escalonados

Teniendo en cuenta la diferente gama de materiales de rellenos y suelos naturales que se presentan en la zona se efectuaron los análisis de un caso de falla en cuña activa contemplando una grieta de tensión en la parte alta con una altura correspondiente a la mitad de la altura del escalón; se efectuaron los análisis para alturas variables entre 0,5 y 6m, encontrando los siguientes resultados indicados en la Tabla 23:

Tabla 23 Resumen de los resultados de los análisis de estabilidad de muros de retención conteniendo rellenos no seleccionados en términos de altura libre máxima de falla

Escenario de Falla	Alturas máximas de falla	
	Suelo residual SrTkgt-Ar2	Roca brechada
Seco sin sismo	>6.0 m	>6.0 m
Saturado sin sismo	1.2 m	1.2 m
seco con sismo	>6.0 m	>6.0 m
Saturado con sismo	1.1 m	1.0 m
Probabilidad de falla	de 0 a 1 m – 0-1% de 1a 6,0 m – 10%	de 0 a 1,0 m – 0-3% de 2,0 a 6,0 m – 10%
Amenaza geotécnica	de 0 a 1,5 m – baja de 1,5 a 4,0 m – media de 4,0 a 6,0m – alta	de 0 a 1,0 m – baja de 1,0 a 4,0 m – media de 4,0 a 6,0 – alta

Las plataformas cimentadas sobre suelo residual o brecha, con alturas hasta de 1,5m, presentan amenaza geotécnica baja por deslizamiento puntual, escalonamientos entre 1,5 y 4,0 m son de amenaza media y escalones de más de 4,0 m presentan amenaza alta. El listado de las viviendas que presentan amenaza media y alta se encuentra en el capitulo de Conclusiones y Recomendaciones, sin embargo por ser un fenómeno de tipo puntual no están incluidos en el planos de zonificación de amenaza por fenómenos de remoción en masa.

9.7. Análisis de Estabilidad de Taludes en Roca

9.7.1. Generalidades

Para los análisis de estabilidad de taludes en roca, se efectuaron modelos de estabilidad de falla planar y falla en cuña, en función de la orientación de los taludes existentes, la presencia de planos de discontinuidad del macizo rocoso y la resistencia de la roca a lo largo de los planos de discontinuidad.

9.7.2. Escenarios de Falla

Se evaluaron las condiciones de estabilidad teniendo en cuenta la incidencia del sismo y las lluvias en la estabilidad.

Condición de Sismo:

Para evaluar las condiciones de sismo, se contemplaron en los modelos de estabilidad, incluyendo una componente de carga horizontal que representa la aceleración horizontal pseudoestática que se genera en el evento de un sismo (2/3 de la aceleración máxima) y por su localización en zona de cerros un factor de amplificación de 1,5. Basados en el Estudio de Microzonificación sísmica de Bogotá, se contemplaron dos escenarios de sismo:

Escenario 1: Estática, con aceleración horizontal a = 0.0 g
Escenario 2: Sismo con Tr de 475 años, con aceleración horizontal a = 0.24g

Condición de Lluvia:

Para evaluar el efecto de lluvias se aplicó el criterio propuesto por LUMB, el cual se basa en determinar un volumen de agua infiltrada en el talud, que se transforma en el parámetro de presión de poros (ru).

Para determinar la cantidad de agua infiltrada se utilizó el método SCS-CN del USDA (Chow y otros, 1988 y Waniesla, 1990), el cual se basa en el tipo de cobertura y en el tipo de material que compone el cuerpo del talud; en función de estos dos parámetros se le asigna un valor CN denominado "Numero de Curva", que varia entre 0 y 100, que varía en función de la permeabilidad del suelo. Los valores de CN en función del tipo de material y el uso del suelo se presentan en la siguiente Tabla 24:

Tabla 24. Número de curva en función de la categoría del suelo y el uso del suelo

UNIDAD GEOLOGICA	CATEGORÍA DE SUELO	USO DEL SUELO	
		C1 (Urbano)	P1b/C1 (pastos)
Ksgt	B	85	68.2
Col	B	85	68.2
Qrelleno	C	90	78.8

La condición más representativa es la C1, ya que la zona está urbanizada en su mayoría; de otra parte dado que se están efectuando análisis de taludes en rocas de la unidad Ksgt, se adopta para los análisis de estabilidad un número de curva CN= 85.

Para determinar la lluvia de diseño, se adopta la lluvia crítica obtenida en el estudio de Zonificación por inestabilidad del terreno para diferentes localidades en la ciudad de Bogotá, INGEOCIM, Octubre de 1.998. Para el sitio de estudio la lluvia crítica es de P= 325 mm y su duración es de 16 días.

A partir de la infiltración se analiza un modelo de equilibrio hidrológico con las siguientes expresiones:

Abstracción S' (mm) = 25400/CN –254
Escorrentía $R(mm) = (P - 0.2\ S')^2/(P + 0.8\ S')$, si $P > 0.2\ S'$
$R(mm) = 0$ si $P > 0.2\ S''$

Infiltración I (mm) = P – R = 48,2

La presión de poros por lluvia se calcula como:

$$\Delta ru = \frac{I * Aaferente / Atalud\varpi * \gamma w}{\eta efect * \gamma suelo * Htalud}$$

Siendo η la porosidad efectiva calculada como $\eta_{efect} = \eta_{total}$ x (1- s). El parámetro de presión de poros resultante debe ser menor a la condición de saturación donde $ru_{limite} = \gamma_W/\gamma_s$

Para todos los casos se tomó una relación de área aferente/área de talud de 3.0, el cual está del lado de la seguridad.

c) Combinaciones de casos:

Se analizaron combinaciones de los diferentes escenarios de sismo y lluvia utilizando los parámetros mínimos, promedios y máximos de la resistencia del macizo rocoso. En total se obtuvieron 12 combinaciones de escenarios de estabilidad.

9.7.3. Modelos de Estabilidad

Para los análisis de estabilidad de taludes en roca se contemplaron modelos de falla planar incluida una grieta de tensión vertical desde la superficie hasta el plano de discontinuidad que genera la superficie de falla potencial, determinando en estos casos la posición de la grieta que genera las condiciones más críticas de estabilidad. Este mecanismo cinemática de falla se presenta en los taludes de las zonas 2A y 2C.

Un segundo mecanismo de falla se desarrolla en la zona 2D, el cual corresponde a cuñas que se forman por planos verticalizados y que dejan en posibilidad cinemática de falla bloques de roca de bajo volumen.

Los análisis de estabilidad se efectuaron siguiendo la metodología de Hoek y Bray, basados en la orientación de los planos de discontinuidad que generan estos volúmenes de falla.

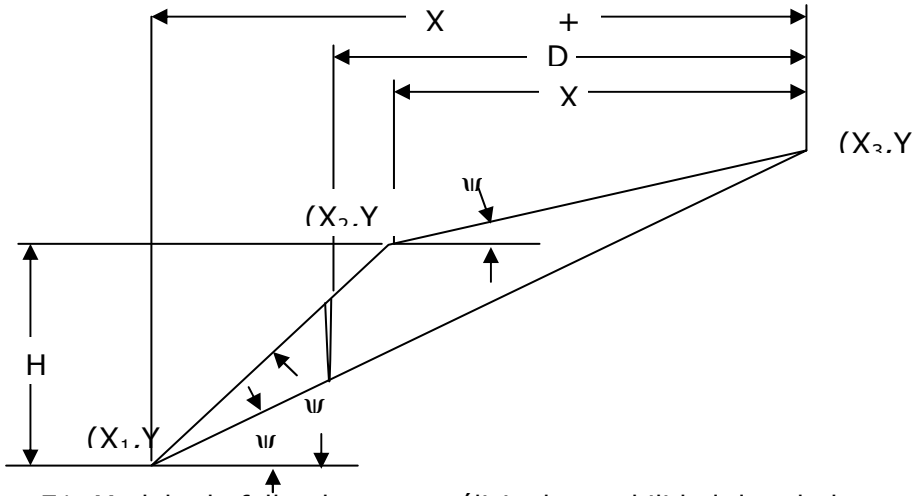


Figura 71. Modelo de falla planar – análisis de estabilidad de taludes en roca

Los resultados de los análisis se presentan en el **ANEXO VI** y se resumen a continuación:

Tabla 25. Resultados de los análisis de estabilidad de taludes en roca
Modelo de falla planar

LOCALIZACION	ESCENARIO		FS	COMENTARIO
	Lluvia Critica	Sismo (a/g)		
ZONA 2A Sec A-A	No	0.00	1.9-2.1	Ladera estable en condiciones normales y potencialmente inestable por sismo y lluvia combinados. AMENAZA BAJA, Pf=0%
	Si		1.5-1.7	
	No	0.24	1.2-1.3	
	Si		0.9-1.1	
ZONA 2A Sec B-B	No	0.00	2.0-2.2	Ladera estable en condiciones normales y potencialmente inestable por sismo o lluvia. AMENAZA MEDIA, Pf=10%
	Si		0.3-0.4	
	No	0.24	1.2-1.4	
	Si		0.2-0.3	
ZONA 2A Sec C-C	No	0.00	1.6-1.8	Ladera estable, susceptible a falla planar por sismo y lluvia. AMENAZA BAJA Pf =0%
	Si		1.2-1.3	
	No	0.24	1.0-1.1	
	Si		0.7-0.8	

LOCALIZACION	ESCENARIO		FS	COMENTARIO
	Lluvia Critica	Sismo (a/g)		
ZONA 2C Sec D-D	No	0.00	1.8-2.2	Ladera estable. AMENAZA BAJA Pf=0%
	Si		1.6-1.9	
	No	0.24	1.3-1.5	
	Si		1.1-1.4	
ZONA 2C Sec E-E	No	0.00	1.7-2.0	Ladera estable. AMENAZA BAJA Pf=0%
	Si		1.5-1.8	
	No	0.24	1.2-1.4	
	Si		1.0-1.3	
ZONA 2C Sec F-F	No	0.00	1.2-1.5	Ladera estable. AMENAZA MEDIA Pf=10%
	Si		0.7-0.9	
	No	0.24	0.9-1.0	
	Si		0.5-0.6	
ZONA 2D Sec G-G	No	0.00	0.5-2.6	Ladera inestable. Posibilidad de falla planar local en la corona del talud. AMENAZA ALTA, Pf=16%
	Si		0.1-2.1	
	No	0.24	0.3-2.1	
	Si		0.0-1.7	
ZONA 2D Sec H-H	No	0.00	0.5-1.1	Ladera inestable. Posibilidad de falla planar local en la corona del talud. AMENAZA ALTA, Pf=96%
	Si		0.2-0.8	
	No	0.24	0.3-0.8	
	Si		0.1-0.6	
ZONA 4A Sec J-J	No	0.00	1.7-1.9	Ladera estable en condiciones normales y potencialmente inestable por sismo. AMENAZA BAJA,Pf=0%
	Si		1.4-1.6	
	No	0.24	1.1-1.2	
	Si		0.9-1.0	

Tabla 26. Resultados de los análisis de estabilidad de taludes en roca
Modelo de falla en cuña

LOCALIZACION	ESCENARIO		FS	COMENTARIO
	Lluvia Critica	Sismo (a/g)		
ZONA 2A Sec A-A	No	0.00	1.3-3.0	Ladera estable en condiciones normales y potencialmente inestable por sismo o lluvia. AMENAZA BAJA, Pf=0%
	Si		1.1-2.7	
	No	0.24	0.8-1.9	
	Si		0.6-1.7	
ZONA 2C Sec D-D	No	0.00	7.4-13.9	Ladera estable. AMENAZA BAJA, Pf=0%
	Si		6.1-12.6	
	No	0.24	4.4-8.1	
	Si		3.6-7.3	
ZONA 2D Sec G-G	No	0.00	0.7-2.3	Ladera inestable. Posibilidad de falla planar local en la corona del talud. AMENAZA MEDIA, Pf=7%
	Si		0.5-2.0	
	No	0.24	0.5-1.6	
	Si		0.3-1.4	
ZONA 2D Sec H-H	No	0.00	0.7-2.0	Ladera inestable. Posibilidad de falla planar local en la corona del talud. AMENAZA MEDIA, Pf=11%
	Si		0.5-1.7	
	No	0.24	0.5-1.5	
	Si		0.3-1.2	
ZONA 4A Sec J-J	No	0.00	2.1-4.7	Ladera estable en condiciones normales y potencialmente inestable por sismo. AMENAZA BAJA, Pf=0%
	Si		1.5-4.2	
	No	0.24	1.0-2.6	
	Si		0.7-2.3	
ZONA 4C Sec N-N	No	0.00	0.9-1.0	Ladera inestable. AMENAZA ALTA, Pf=93%
	Si		0.6-0.7	
	No	0.24	0.6-0.7	
	Si		0.4-0.5	

9.7.4. Análisis de caída de Bloques

Para el análisis de caída de bloques se considero un análisis basado en la geometría de los taludes y en el tamaño de los bloques de diseño; a partir del modelo de acida de rocas se determinó en primer lugar la probabilidad de vuelo del bloque, y si este presenta posibilidad de deslizamiento o vuelo, y en segundo lugar la máxima distancia que alcanza desde la base de los taludes. Se estima también la energía de impacto del bloque en la base del talud adyacente a la zona de las casas; estos análisis se efectuaron con la ayuda del programa Rockfall y se describen a continuación.

Con base en las condiciones del macizo rocoso se esperan que se desprendan del talud bloques típicos de 0,4 cm de lado con un peso aproximado de 117 kg.

Tabla 27. Resultados de los análisis de amenaza por caída de bloques

SECCION	H (m)	Inclinación (grados)	Distancia máxima de viaje (m)	Energía máxima de impacto KJ	AMENAZA	OBSERVACION
(1) A-A	8	58	4	5	BAJA	CAIDA LIBRE
(2) B-B	10	45	0	2	BAJA	DESLIZAMIENTO
(3) C-C	11,5	53	6	7	BAJA	CAIDA LIBRE
(4) D-D	12	35	4	6	BAJA	CAIDA LIBRE
(5) E-E	17	40	4	6	BAJA	CAIDA LIBRE
(6) F-F	20	41	4	6	BAJA	CAIDA LIBRE
G-G	20	60	8	6	BAJA	CAIDA LIBRE
H-H	22	70	8	12	MEDIA	CAIDA LIBRE
(7) I-I	22	27	0	0	MUY BAJA	NO HAY MOVIMIENTO
J-J	16	49	10	8	BAJA	CAIDA LIBRE
(8) K-K	12	50	4	4	BAJA	CAIDA LIBRE RESTRINGIDA POR ESCALONAMIENTOS
(9) L-L	14	45	0	0	BAJA	CAIDA LIBRE RESTRINGIDA POR ESCALONAMIENTOS
(10) M-M	11	45	0	0	BAJA	CAIDA LIBRE RESTRINGIDA POR ESCALONAMIENTOS
(11) N-N	14	51	8	7	BAJA	CAIDA LIBRE
(12) O-O	9	77	5	6	BAJA	CAIDA LIBRE

La situación mas crítica corresponde a las secciones H-H e I-I (zona 2D) en donde se esperan energías de impacto del orden de 6 a 12KJ sobre las casas más, las cuales pueden generar daños sobre estas; en los demás casos la amenaza clasifica como baja.

9.7.5. Categorización de la amenaza

Teniendo en cuenta el factor de seguridad mínimo en cada una de las zonas, se realizó un mapa de amenaza por deslizamientos y un mapa por amenaza de caída de rocas, categorizando la amenaza de acuerdo con los criterios presentados en la **Tabla 28** y en la **Tabla 29**. Los niveles de amenaza por fenómenos de remoción en masa se presentan en el Plano **GE147-PL2-10**, en el Plano **GE147-PL2-11** y en el Plano **GE147-PL2-12**.

Tabla 28. Categorización de la amenaza en la zona de estudio

Categoría de amenaza	Factor de seguridad
Alta	FS menor o igual a 1,2
Media	FS entre 1,2 y 1,9
Baja	FS mayor o igual a 1,9

Tabla 29. Categorización de la amenaza en la zona de estudio por probabilidad de falla

Categoría de amenaza	Factor de seguridad
Alta	Pf mayor a 15%
Media	Pf entre 5 y 15
Baja	Pf menor a 5

10. EVALUACIÓN Y ZONIFICACIÓN DE VULNERABILIDAD FISICA Y SOCIAL

10.1. Vulnerabilidad

Dado que el objeto del trabajo es el mejoramiento de las condiciones del hábitat del sector y que, por ende, el principal elemento a evaluar son las viviendas (las cuales implican indirectamente a las personas que las habitan), los análisis de vulnerabilidad se encaminaron a determinar los posibles daños en las edificaciones. Para tal efecto, la vulnerabilidad se basó en el cálculo del denominado Índice de Vulnerabilidad Física (IVF), utilizando para tal efecto la metodología propuesta por Leone[5] y modificada por Soler et al[6]. En resumen, el trabajo consistió en:

- Clasificar la tipología de vivienda a nivel lote, determinando el nivel de daño que presenta actualmente la vivienda. Esta información se obtuvo de las encuestas realizadas.
- Calcular los índices de vulnerabilidad física (IVF), dependiendo del tipo de movimiento, la intensidad de las solicitaciones y las características del elemento expuesto (viviendas).

10.2. Tipificación de las viviendas

En forma general, la vulnerabilidad es una función tanto de la intensidad del fenómeno como de la resistencia del elemento expuesto. La primera variable consiste en la evaluación de la amenaza; para la segunda variable (resistencia del elemento expuesto), se obtendrá una tipificación de las viviendas teniendo en cuenta los siguientes criterios de resistencia de la estructura (ver **Tabla 30**).

Tabla 30. Criterios de resistencia de las estructuras según el tipo de solicitación[7]

Tipo de solicitación	Modos de daño	Criterio de resistencia de la estructura
Desplazamientos laterales	Transporte. Deformación. Asentamientos. Ruptura.	Profundidad de la cimentación. Arriostramiento de la estructura.
Empujes laterales	Deformación. Ruptura.	Altura de la estructura. Profundidad de la cimentación. Refuerzo.
Impactos	Deformación. Ruptura.	Refuerzo.

[5] Leone, F. (1999) Concept de vulnerabilite appliquea L'evaluation des risques generes par les phenomenes de mouvements de terrein. Tesis de doctorado, Universidad de Grenoble.

[6] Soler, F., González, A. y Vesga, L. (1999). Metodología para el análisis de vulnerabilidad y riesgo por fenómenos de remoción en masa en Santafé de Bogotá, Colombia. XI CPMSIF. Fox de Iguazú, Brasil.

[7] Adaptado de Leone (1996)

Teniendo en cuenta los criterios expuestos anteriormente, se decidió adoptar para tipificar las viviendas el criterio de Leone, el cual se resume en la **Tabla 31**.

Tabla 31. Clasificación de la tipología de vivienda

TIPO EDIFICACIÓN	DESCRIPCIÓN
B1	Tugurios (ranchos).
B2	Casas en mampostería o prefabricadas.
B3	Casas de hasta dos niveles de buena calidad de construcción (con estructura).
B4	Casas de más de dos niveles de buena calidad de construcción (con estructura).

Además, se identificaron los lotes donde no hay viviendas como LV ("lotes vacíos").

En el Plano **GE147-PL2-13** se presenta la tipología de cada una de las viviendas encontradas en la zona de estudio, para la fecha de realización de las encuestas (Julio de 2006).

10.3. Inventario de viviendas

10.3.1. Información primaria

La recopilación de los datos que permitieran evaluar la capacidad de respuesta de la estructura y determinar el nivel de daño de sus alrededores, se solventó a través del inventario de las 260 viviendas inmersas en la zona de estudio.

10.3.2. Inventario de viviendas

El estudio de la vulnerabilidad de los elementos expuestos, en este caso las viviendas, se realizó utilizando como instrumento de recolección el "Formulario para la evaluación de daños y estado en edificaciones por fenómenos de remoción en masa". El formato está compuesto por 4 secciones: La primera de ellas denominada: Datos Generales, comprende información concerniente al propietario, a la ubicación espacial y catastral de los predios; a las características orgánicas de las viviendas; al tipo de construcción y su uso, concordante con la clasificación del CIAF (cuarto nivel de detalle). La segunda: Condición Estructural, indaga acerca de las características de fundación y de estructura de las construcciones así como de su calidad constructiva. La tercera titulada: Daños, se enfoca hacia la categorización de las averías o expresiones "patológicas" (a priori) en elementos estructurales y no estructurales, a la auscultación sobre filtraciones, y al planteamiento de alguna medida a priori de acuerdo con lo observado. Y la última condensa datos enmarcados en el contexto social. Finalmente, contiene un espacio para observaciones, en las que se plasman comentarios de los habitantes o apreciaciones del aforador que en alguna medida contribuyen al estudio. En el **ANEXO VII** se disponen los formatos de inventario de las viviendas y un resumen de los resultados de las encuestas realizadas en los diferentes sectores donde se destacan el número de viviendas, el número de habitantes, el número de pisos, las

tipologías de las viviendas, los tipo de sistema estructural, el tipo de cimentación, las características del terreno de fundación, la evaluación de daño y el estado de las edificaciones del proyecto.

De las encuestas realizadas puede concluirse lo siguiente:

1. El promedio de habitantes por casa es de 5 personas, las cuales en su gran mayoría son niños y adultos en proporciones similares.
2. Un poco mas del 50% de las viviendas corresponden a viviendas de un solo piso, el 32% de las viviendas son de dos pisos y el 13% de las viviendas son de tres pisos. Tan solo un 1% de las viviendas poseen cuatro pisos.
3. El 7% de las viviendas corresponden a tugurios o ranchos, el 55% de las viviendas corresponden a viviendas en mampostería o prefabricadas y tan solo el 34% de las viviendas pueden considerarse con buena calidad de construcción, el resto (4%) corresponde a lotes vacíos.
4. El sistemas estructural predominante corresponde a un sistema estructural con muros portantes confinados en un 68%, posteriormente con un 19%, el sistema estructural corresponde a muros portantes no confinados.
5. La cimentación de las viviendas en su mayoría corresponde a una cimentación con concreto ciclópeo y vigas de amarre. En un 5% es inexistente.
6. El índice de daño presentado en las viviendas corresponde en su mayoría a un grado 1 (daños ligeros no estructurales) le siguen con un 17% el grado 2 (figuración de muros) y el grado 3 (deformaciones importantes, daños en elementos estructurales) con un 4%. En un 0.4% de las viviendas el grado de daño corresponde a un grado 5 (Derrumbe parcial o total de la estructura)
7. Con relación a los servicios públicos, la comunidad se siente en su gran mayoría afectada por la ausencia de alcantarillado y calles pavimentadas.

10.4. Calificación de los daños

En la metodología propuesta por Leone, para calificar los daños producidos en las viviendas por fenómenos de remoción en masa se sigue al criterio del DRM (Délégation aux Risques Majeurs), el cual divide los daños en cinco (5) categorías, a saber:

Tabla 32. Clasificación de los daños según el DRM

Índice de daño	Tipo de daño	Porcentaje de daño
I	Daños ligeros no estructurales. Estabilidad no afectada.	0.0 - 0.1
II	Fisuración de paredes (muros). Reparaciones no urgentes.	0.2 - 0.3
III	Deformaciones importantes. Daños en elementos estructurales.	0.4 - 0.6
IV	Fracturación de la estructura. Evacuación inmediata.	0.7 - 0.8
V	Derrumbe parcial o total de la estructura.	0.9 - 1.0

El porcentaje de daño o índice de pérdidas (IP) lo define Leone, como:

$$IP = \frac{(Vi - Vf)}{Vi}$$

Donde,

Vi: Valor inicial del bien (antes del evento).
Vf: Valor final del bien (después del evento).

Para tener en cuenta el estado actual de las viviendas (de acuerdo con la calidad de la estructura), se determinó para cada una de las edificaciones del barrio el Índice de Daño Actual (IDa).

10.4.1. Solicitaciones

10.4.1.1. Tipos de movimientos y solicitaciones

El tipo de solicitaciones depende de la localización del elemento expuesto en referencia al sitio donde ocurre el fenómeno[8], tal como se presenta a continuación.

a) Deslizamientos

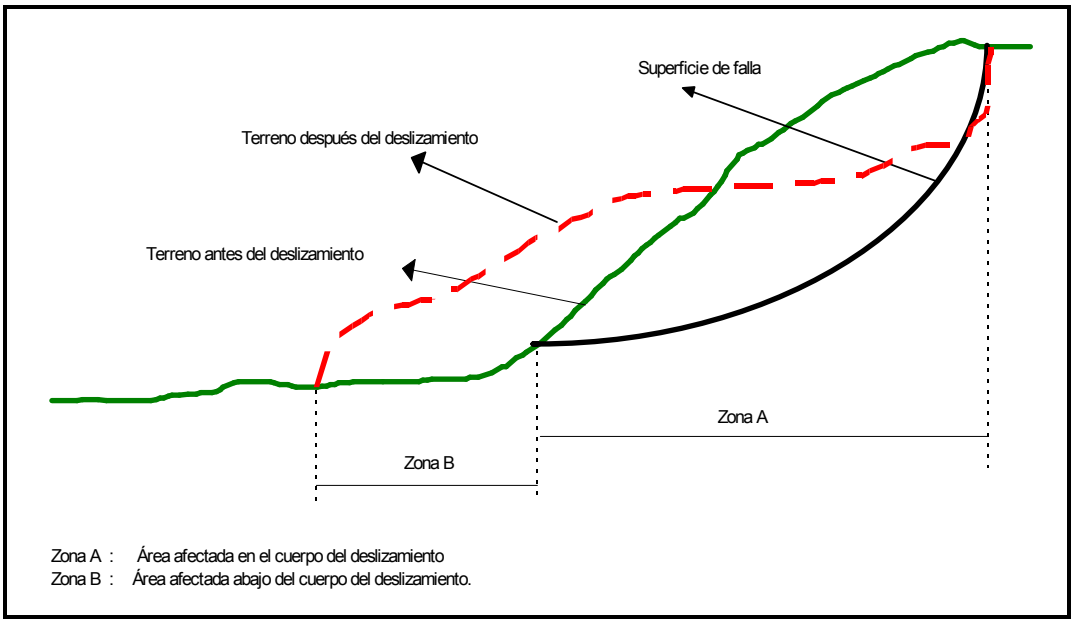


Figura 72. Esquema de deslizamiento

Como se puede observar en la **Figura 72**, se pueden distinguir dos zonas.

[8] Soler, F., González, A. y Vesga, L. (1999). ***Metodología para el análisis de vulnerabilidad y riesgo por fenómenos de remoción en masa en Santafé de Bogotá, Colombia.*** XI CPMSIF. Fox de Iguazú, Brasil.

En la Zona A (en el cuerpo del deslizamiento) o Zona de Influencia Directa, los daños que van a sufrir las viviendas se pueden relacionar con los desplazamientos laterales (DL) que, a su vez, dependen de la velocidad del movimiento (entre más rápido, los daños pueden ser mayores). Para la caracterización de las velocidades de los movimientos se utilizó la escala propuesta por Cruden y Varnes[9], presentada a continuación.

Tabla 33. Rangos de velocidad utilizadas en el estudio

Descripción	Clase	Velocidad característica
Muy rápido	VM1	Mayor a 50 mm/s
Rápido	VM2	Entre 0,5 mm/s y 50 mm/s
Moderado	VM3	Entre 0,05 mm/s y 0,5 mm/s
Lento	VM4	Entre 0,005 mm/s y 0,05 mm/s
Muy lento	VM5	Menor a 0,005 mm/s

En la Zonas 2A y 2C (abajo del cuerpo del deslizamiento) o Zona de Influencia Indirecta, los daños de las viviendas se pueden relacionar con los empujes laterales (EL) que, igualmente, se pueden asociar con la altura que alcanza la acumulación de material contra la vivienda, así:

Tabla 34. Categorías de presione laterales utilizadas en el estudio

Descripción	Clase	Característica
Presión lateral alta	PL1	Mayor a 2/3 de la altura de la vivienda
Presión lateral media	PL2	Entre 1/3 y 2/3 la altura de la vivienda.
Presión lateral baja	PL3	Menor a 1/3 de la altura de la vivienda

a) Caída de rocas

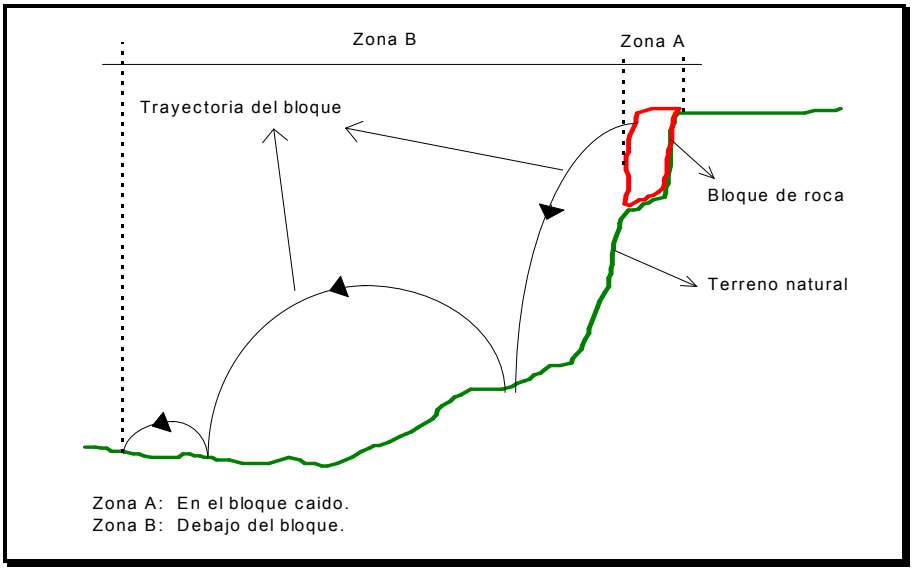


Figura 73. Esquema de caída de rocas.

[9] Cruden , D. y Varnes D.(1991). ***Landslides types and processes.*** Universidad de Alberta.

De igual forma que en el caso anterior, se distinguen dos (2) zonas con diferentes tipos de solicitaciones (ver **Figura 73**). En la Zona A (dentro del bloque caído) o Zona de Influencia Directa, las viviendas sufrirán daños asociados con desplazamientos horizontales instantáneos. En la Zona B (debajo del bloque) o Zona de Influencia Indirecta, los daños en las viviendas se pueden asociar al impacto producido por el bloque, que se puede calificar por medio de la energía cinética del bloque.

Las solicitaciones en la Zona B se le asocian las siguientes categorías de solicitación, dependiendo de la energía cinética del bloque:

Tabla 35. Solicitaciones características de la zona de influencia indirecta por caída de rocas[10].

Categoría	Solicitación	Rangos de la energía cinética (Ec)
Muy baja	EC5	Ec < 1 Kj
Baja	EC4	1 kJ < Ec < 10 Kj
Media	EC3	10 kJ < Ec < 100 Kj
Alta	EC2	100 kJ < Ec < 1000 Kj
Muy Alta	EC1	Ec > 1000 kJ

10.4.1.2. Matriz de daño

Se asocian los Índices de Daños Potenciales (IDp) ocasionados por un evento dado, de acuerdo tanto al tipo de solicitud (magnitud del evento) como a la tipología de la vivienda (resistencia del elemento expuesto). A continuación se presenta la matriz de daño utilizada.

Tabla 36. Matriz de daño utilizada en el estudio[11].

TIPO DE SOLICITACIÓN	CLASE DE SOLICITACIÓN	TIPOLOGÍA DE VIVIENDA			
		B1	B2	B3	B4
IMPACTOS	EC1	V	V	V	IV
	EC2	V	V	IV	III
	EC3	V	IV	III	II
	EC4	IV	III	II	I
	EC5	III	II	II	I
DESPLAZAMIENTOS LATERALES	VM1	V	V	V	IV
	VM2	V	V	IV	IV
	VM3	V	IV	III	III
	VM4	IV	III	III	II
	VM5	III	II	I	I
EMPUJES LATERALES	PL1	V	IV	III	III
	PL2	V	IV	III	II
	PL3	IV	III	II	I

[10] Adaptada de Leone (1996).
[11] Ver Tablas 4.3. para el tipo de daño y Tablas 3.2, 3.3 y 3.4 para el tipo de solicitación.

10.4.2. Índice de vulnerabilidad física (IVF)

Para la cuantificación de los dos índices de daño determinados anteriormente (IDa y IDp) se utilizó la teoría de los conjuntos difusos (ver **Figura 74**), adoptando la metodología utilizada para la evaluación de daños durante sismos[12]; de esta forma se determina el porcentaje de daño o índice de pérdidas (IPa, asociado al IDa; y el IPp, asociado al IDp.

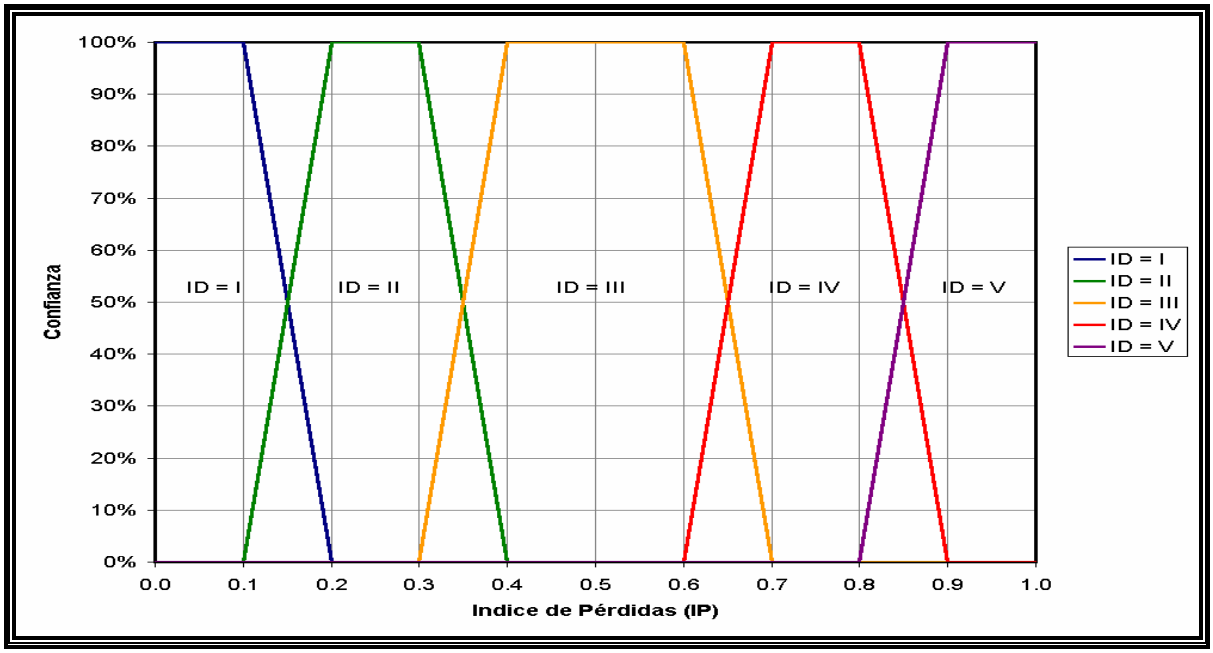


Figura 74. Valoración del ID utilizando conjuntos difusos

En teoría, la evaluación de la vulnerabilidad debería estar dada como la probabilidad de los daños debido al fenómeno dado una condición o predisposición del elemento expuesto. Si se está evaluando la vulnerabilidad física, determinada como un Índice de Vulnerabilidad Física (IVF), teniendo en cuenta los dos índices de pérdidas definidos anteriormente (IPa e IPp), se debe evaluar el índice de pérdidas; lo expuesto se puede expresar probabilísticamente como:

$$IVF = P(IPp / IPa)$$

Esta expresión es muy difícil de evaluar ya que las variables involucradas (IPp e IPa) son dependientes; es por ello que, para la valoración de la vulnerabilidad física ante fenómenos de remoción en masa (IVF) se utilizó la expresión empírica propuesta por Soler et al[13] para involucrar otras variables diferentes al tipo de solicitación y la tipología de vivienda. De esta forma:

[12] Sánchez-Silva, M. Taylor, C.A. & Blockley, D.I. *HAZARD MANAGEMENT OF PROJECTS IN A EARTHQUAKE.* In: Applications of Statistics an Probability. Lemaire, Favre & Marbarki (eds). Balkema, Rotterdam. 1995.

[13] Soler, F., González, A. y Vesga, L. (1999). Metodología para el análisis de vulnerabilidad y riesgo por fenómenos de remoción en masa en Santafé de Bogotá, Colombia. XI CPMSIF. Fox de Iguazú, Brasil.

$$IVF = \left[1-(1-IPp)^{\frac{1}{(1-\alpha\, IPa)}} \right]^{(1-\alpha\, IPa)}$$

Donde α es la dependencia o importancia del IPa en la valoración del IVF (0 cuando es mínima y 1 cuando es máxima). Como ejemplo, a continuación se presenta en la **Figura 75** la relación entre el IPp y el IPa con el IVF para un α=0,6.

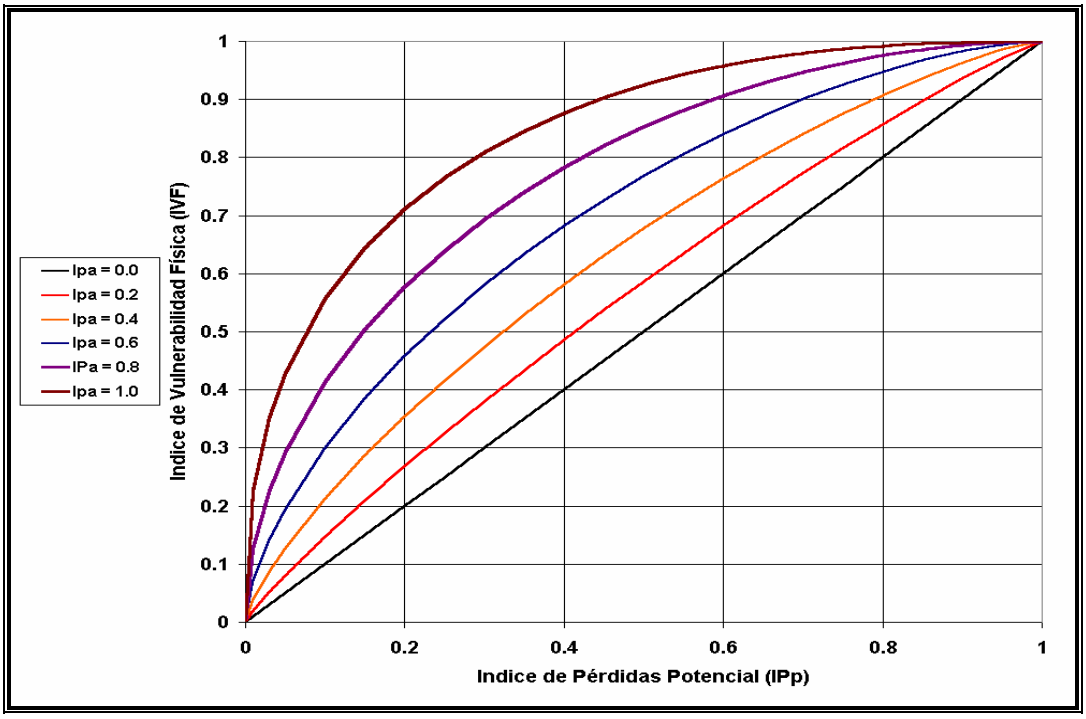


Figura 75. Gráfica para determinar IVF con un α=0,6

Para la selección del valor de α se utilizaron los siguientes criterios, dependiendo del grado de amenaza por fenómenos de remoción en masa a que esté sometida la estructura.

Tabla 37. Selección del valor de α

Grado de amenaza	Valor de α
Muy Baja	0.0
Baja	0.2
Media	0.4
Alta	0.6
Muy Alta	0.8

Es de notar que, por cada uno de los lotes existen dos IVF (máximo y mínimo) que determinan la incertidumbre del modelo.

10.4.3. Resultados obtenidos

Con base en los resultados de los análisis de vulnerabilidad, se procedió a categorizar el valor del IVF de acuerdo con criterios establecidos en estudios previos realizados en Bogotá por F. Soler, A. J. González y otros, los cuales se presentan en la **Tabla 38**. Los resultados se plasman en el Plano **GE147-PL2-14**.

Tabla 38. Criterios de categorización de la vulnerabilidad ante deslizamientos

Vulnerabilidad ante deslizamientos	Criterio	Descripción
ALTA	IVF promedio ≥ 0.65	La probabilidad de pérdidas materiales es mayor al 65% en caso de ocurrencia de un deslizamiento.
MEDIA	0.35 ≤ IVF promedio < 0.65	La probabilidad de pérdidas materiales está entre el 35% y el 65% en caso de ocurrencia de un deslizamiento.
BAJA	IVF promedio < 0.35	La probabilidad de pérdidas materiales es menor al 35% en caso de ocurrencia de un deslizamiento.

Las viviendas con grado de vulnerabilidad medio son:

Zona 2A:

ID	NOMBRE	DIRECCIÓN
153	DESCONOCIDO	CRA 23 A BIS A 186C-42
156	DESCONOCIDO	CRA 23 A BIS A 186C-24
157	OLIVERIO MORENO	CRA 23 A BIS A 186C-18

Zona 2C:

ID	NOMBRE	DIRECCIÓN
183	EDELINDO ORTIZ	CLL 186A BIS 23A-17
196	DESCONOCIDO	CLL 186A 23A-08
197	LUZ TOBAR	CLL 186A 23A-05
222	DESCONOCIDO	CLL 185C 23A-06
223	MIGUEL ANGEL CEPEDA	CLL 185C 23A-05
235	HECTOR VARGAS	CLL 185B 23A-11

Zona 4C:

ID	NOMBRE	DIRECCIÓN
65	CHEPE USCATEGUI	CRA 23 185A-35
66	OBIDIO VARGAS	CRA 23 185A-39
67	LUIS MARIA ROMERO	CLL 185C 23A-41

Las viviendas con grado de vulnerabilidad alto son:

Zona 2A:

ID	NOMBRE	DIRECCIÓN
146	GRACIELA ALVARES	CRA 23A BIS A 187A-18

ID	NOMBRE	DIRECCIÓN
147	DESCONOCIDO	CRA 23 A BIS A 187A-12
148	DESCONOCIDO	CRA 23A BIS A 187A-06
149	DESCONOCIDO	CRA 23A BIS A 186C-66
150	WILSON VARGAS	CRA 23A BIS A 186C-60
151	FLOR ALBA	CRA 23A BIS A 186C-54
152	EFRAIN OCASIÓN	CRA 23 A BIS A 187A-48
154	FIDELINA PALACIOS	CRA 23 A BIS A 186C-36
155	EDGAR LOPEZ	CRA 23 A BIS A 186C-30

Zona 2C:

ID	NOMBRE	DIRECCIÓN
172	ALVARO MESA	CLL 186B 23A-05
173	PAULINA CEBALLOS	CLL 186A BIS 23A-06
226	ANGELA MARIA	CLL 185B 23A-06
227	MARTHA ARAQUE	CLL 185B 23A-12
234	PEDRO CONTE	CLL 185C 23A-11
242	LEONARDO ACEVEDO	CLL 185A BIS A 23A-12
243	LUIS EDUARDO MONTAÑA	CLL 185B 23A-05
244	ARLEY RUIZ CASAS	CLL 185A BIS A 23A-06
212A	LUIS TORRES RONDON	SIN NOMENCLATURA

Zona 4C:

ID	NOMBRE	DIRECCIÓN
15	MIGUEL JAIMEZ	CRA 23D 185B-14
16	LEONEL MENDIVIESO	CRA 23D 185B-18
17	DESCONOCIDO	CRA 23D 185B-22
35	CESAR CASTILLO	CLL 185C 23B-14
91	GEORGINA SABANA	CLL 186 23A-56
92	ANA JOYA	CLL 186 23A-58
93	JOSE PASACHOA	CLL 186 23A-64
103	CARMEN MARTIN	CLL 186A 23B-05
104	DESCONOCIDO	CLL 186A 23B-03
105	AMPARO CARTAGENA	CLL 186A 23A-51
116	LUIS ENRRIQUE MARTINEZ	CLL 186B 23A-59
117	SAUL MARTINEZ	SIN NOMENCLATURA
118	LUIS MARTINEZ	CRA 23A BIS 186A-47
119	JOSE RAMIREZ	CRA 23A BIS 186A-41
120	OFELIA PAZ	CRA 23A BIS 186A-33
121	ELOISA GUERRERO	CRA 23A BIS 186A-31
122	DESCONOCIDO	SIN NOMENCLATURA
123	PEDRO BARRAGAN	CRA 23A BIS 186A BIS-21
124	JESUS CARDENAS	CLL 186A BIS 23A-49
125	DESCONOCIDO	CLL 186A BIS 23A-53
126	VELSABET TABEDRA	CLL 186A BIS 23A-59
127	LUIS MARINO RAMIREZ	CLL 186A 23A-62
128	JOSE FRANCISCO CRUZ	CLL 186A 23A-58
129	RICARDO VELTRAN	CLL 186A 23A-54

11. RIESGO POR DESLIZAMIENTOS

11.1. Método de análisis

El denominado riesgo (económico, social o ambiental, según sea el sector que represente al usuario) se puede simular mediante el modelo dinámico del tipo integral (Rivera, 2001):

$$R_{E,\,S,\,A} = \int P(e)\ \mathrm{P}_{(E,\,S,\,A)}$$

en donde,

$R_{E,\,S,\,A}$ Es el riesgo ya sea económico (E), social (S) o ambiental (A).

$P(e)$ Es la probabilidad cuantitativa del evento que se pronostica; denominado también amenaza (H).

$\mathrm{P}_{(E,\,S,\,A)}$ Es la pérdida en el sector ya sea económico (E), social (S) o ambiental (A) que se relaciona con el evento natural que se predice; también se suele denominar vulnerabilidad (V).

Para el caso en estudio, y una vez obtenida la amenaza y la vulnerabilidad, se puede estimar el riesgo físico individual de cada edificación definiendo el índice de riesgo (IR) como:

$$IR = P_f \cdot IVF$$

Teniendo en cuenta que la amenaza se definió como la probabilidad de ocurrencia del fenómeno y la vulnerabilidad como un índice de pérdidas, representado como un conjunto difuso, el índice de riesgo también es un conjunto difuso que, para el caso utilizado de conjuntos difusos trapezoidales, se puede representar por la función presentada en la **Figura 76**.

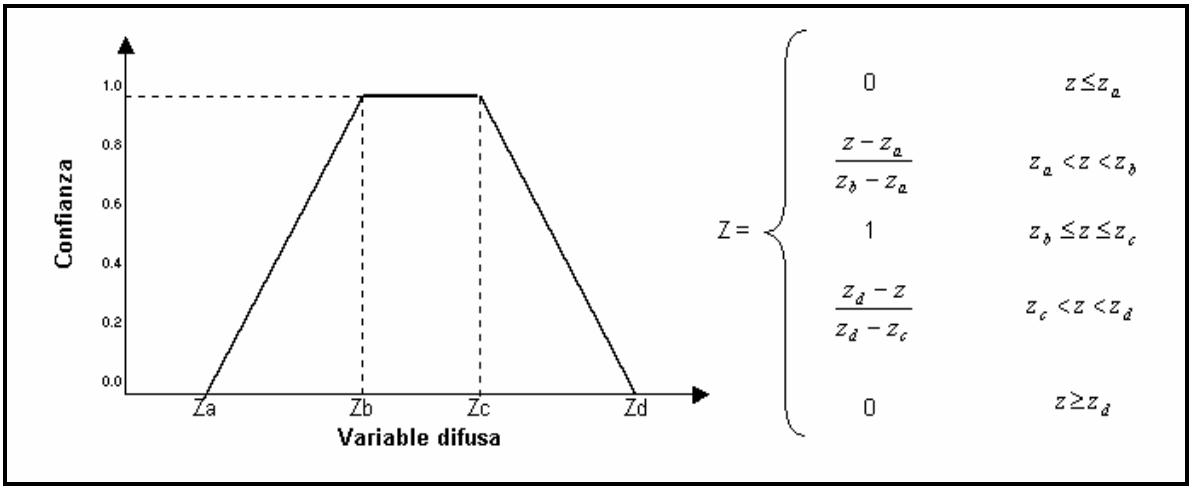


Figura 76. Conjuntos difusos trapezoidales

Una vez calculado el índice de riesgo representado como una variable difusa se puede calcular el riesgo como la probabilidad de excedencia de las pérdidas, habiendo dos posibilidades de calcularla:

11.1.1. Hipótesis 1

En este caso se pueden determinar la esperanza y la varianza del factor de seguridad como el primer momento y el radio de giro con respecto a la media de la función difusa, respectivamente. Es decir,

Media

$$\mu = \int_{-\infty}^{\infty} z \cdot f(z)\, dz \,, \qquad \text{para la esperanza o media.}$$

Para el conjunto difuso trapezoidal se tiene que:

$$\mu = z_a + \frac{1}{A}\left[\frac{4\,A_1^{\,2}}{3} + A_2\left(\frac{A_2}{2} + 2\,A_1\right) + A_3\left(A_2 + 2\,A_1 + \frac{2\,A_3}{3}\right)\right]$$

Donde,

$$A_1 = \frac{z_b - z_a}{2}$$

$$A_2 = z_c - z_b$$

$$A_3 = \frac{z_d - z_c}{2}$$

$$A = A_1 + A_2 + A_3$$

Varianza

$$V(z) = \sigma^2 = \int_{-\infty}^{\infty} (z-\mu)^2 \cdot f(z)\, dz$$

Para el conjunto difuso trapezoidal

$$\sigma^2 = \frac{I_\mu}{A} = \frac{I_1 + I_2 + I_3}{A}$$

Donde,

$$I_1 = \frac{(z_b - z_a)^3}{36} + A_1 \left[\mu - \left(\frac{2\, z_b + z_a}{3} \right) \right]^2$$

$$I_2 = \frac{(z_c - z_b)^3}{12} + A_2 \left[\mu - \left(\frac{z_c + z_b}{2} \right) \right]^2$$

$$I_3 = \frac{(z_d - z_c)^3}{36} + A_3 \left[\mu - \left(\frac{z_d + 2\, z_c}{3} \right) \right]^2$$

Con la esperanza (o media) y la desviación estándar del IR se puede calcular la probabilidad de excedencia de cierto valor de referencia (que son las pérdidas admisibles por el decidor, es decir un riesgo aceptado, y denominado en este estudio IRo), ajustándolo a una función de distribución de probabilidad (se debe a la de mejor ajuste, ya bien sea normal, log-normal, beta, etc.).

11.1.2. Hipótesis 2

Se calcula la probabilidad de excedencia de un valor dado como,

$$R = \frac{\int_{IR_0}^{\infty} Z\, dz}{\int_{-\infty}^{\infty} Z\, dz} \qquad Z \equiv IR$$

Para un conjunto difuso trapezoidal, la anterior ecuación da como resultado lo presentado en la **Figura 77**.

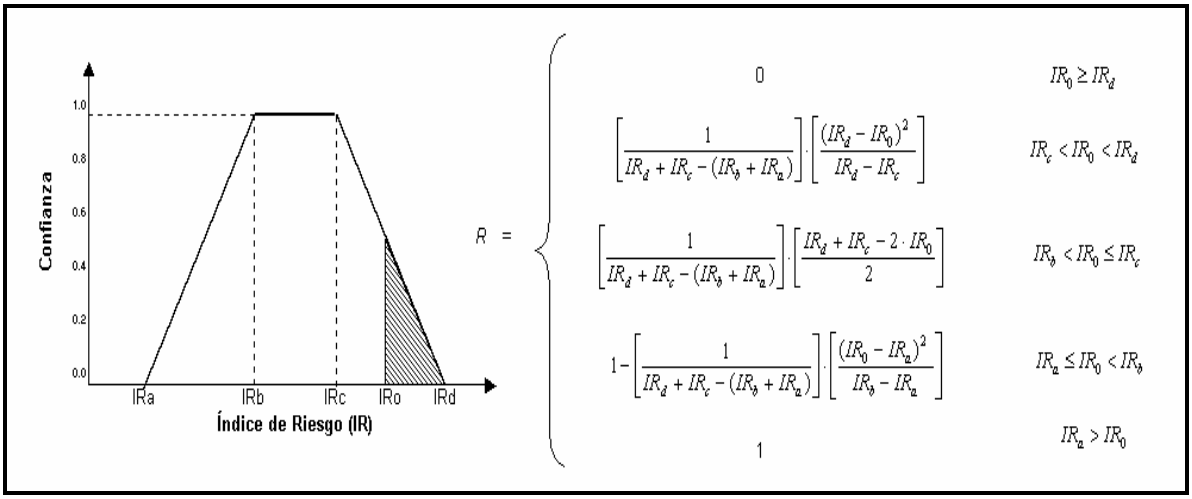


Figura 77. Cálculo del riesgo por conjuntos difusos trapezoidales

11.2. Criterios aplicados y resultados obtenidos

Para el caso de estudio se aplicó la Hipótesis 1, determinando los niveles de riesgo según la probabilidad de excedencia de las pérdidas probables admisibles (IRo), definidas en un 10%, de acuerdo con los criterios establecidos en la **Tabla 39**.

Tabla 39. Categorización del riesgo

Nivel de riesgo	Criterio
Bajo	La probabilidad de excedencia de las pérdidas máximas admisibles (definidas como 10%, valor de IRo) es menor al 2%.
Medio	La probabilidad de excedencia de las pérdidas máximas admisibles (definidas como 10%, valor de IRo) está entre el 10% y el 2%
Alto	La probabilidad de excedencia de las pérdidas máximas admisibles (definidas como 10%, valor de IRo) es mayor al 10%.

En el Plano **GE147-PL2-15** se presenta la categorización del riesgo para cada uno de las edificaciones existentes en el área de estudio. En el **ANEXO VIII-A** se presenta los resultados de los cálculos obtenidos.

11.3. Viviendas afectadas:

De acuerdo con la metodología anteriormente descrita, las viviendas con grado de riesgo medio y alto se enumeran a continuación:

Zona 2A:

ID	NOMBRE	DIRECCIÓN
146	GRACIELA ALVARES	CRA 23A BIS A 187A-18
147	DESCONOCIDO	CRA 23 A BIS A 187A-12
148	DESCONOCIDO	CRA 23A BIS A 187A-06
149	DESCONOCIDO	CRA 23A BIS A 186C-66
150	WILSON VARGAS	CRA 23A BIS A 186C-60
151	FLOR ALBA	CRA 23A BIS A 186C-54
152	EFRAIN OCASION	CRA 23 A BIS A 187A-48
153	DESCONOCIDO	CRA 23 A BIS A 186C-42
154	FIDELINA PALACIOS	CRA 23 A BIS A 186C-36
155	EDGAR LOPEZ	CRA 23 A BIS A 186C-30
156	DESCONOCIDO	CRA 23 A BIS A 186C-24
157	OLIVERIO MORENO	CRA 23 A BIS A 186C-18

El costo total aproximado de los predios es de: $ 260 000 000

Zona 2C:

ID	NOMBRE	DIRECCIÓN
172	ALVARO MESA	CLL 186B 23A-05
173	PAULINA CEBALLOS	CLL 186A BIS 23A-06
183	EDELINDO ORTIZ	CLL 186A BIS 23A-17
196	DESCONOCIDO	CLL 186A 23A-08
197	LUZ TOBAR	CLL 186A 23A-05
222	DESCONOCIDO	CLL 185C 23A-06
226	ANGELA MARIA	CLL 185B 23A-06
227	MARTHA ARAQUE	CLL 185B 23A-12
234	PEDRO CONTE	CLL 185C 23A-11
235	HECTOR VARGAS	CLL 185B 23A-11
242	LEONARDO ACEVEDO	CLL 185A BIS A 23A-12
243	LUIS EDUARDO MONTAÑA	CLL 185B 23A-05
244	ARLEY RUIZ CASAS	CLL 185A BIS A 23A-06
212A	LUIS TORRES RONDON	SIN NOMENCLATURA
223	MIGUEL ANGEL CEPEDA	CLL 185C 23A-05

El costo total aproximado de los predios es de: $ 465 000 000

Zona 4C:

ID	NOMBRE	DIRECCIÓN
15	MIGUEL JAIMEZ	CRA 23D 185B-14
16	LEONEL MENDIVIESO	CRA 23D 185B-18
17	DESCONOCIDO	CRA 23D 185B-22
35	CESAR CASTILLO	CLL 185C 23B-14
65	CHEPE USCATEGUI	CRA 23 185A-35
66	OBIDIO VARGAS	CRA 23 185A-39
67	LUIS MARIA ROMERO	CLL 185C 23A-41
91	GEORGINA SABANA	CLL 186 23A-56
92	ANA JOYA	CLL 186 23A-58
93	JOSE PASACHOA	CLL 186 23A-64
103	CARMEN MARTIN	CLL 186A 23B-05
104	DESCONOCIDO	CLL 186A 23B-03
105	AMPARO CARTAGENA	CLL 186A 23A-51
116	LUIS ENRRIQUE MARTINEZ	CLL 186B 23A-59
117	SAUL MARTINEZ	SIN NOMENCLATURA
118	LUIS MARTINEZ	CRA 23A BIS 186A-47
119	JOSE RAMIREZ	CRA 23A BIS 186A-41
120	OFELIA PAZ	CRA 23A BIS 186A-33
121	ELOISA GUERRERO	CRA 23A BIS 186A-31
122	DESCONOCIDO	SIN NOMENCLATURA
123	PEDRO BARRAGAN	CRA 23A BIS 186A BIS-21
124	JESUS CARDENAS	CLL 186A BIS 23A-49
125	DESCONOCIDO	CLL 186A BIS 23A-53
126	VELSABET TABEDRA	CLL 186A BIS 23A-59
127	LUIS MARINO RAMIREZ	CLL 186A 23A-62
128	JOSE FRANCISCO CRUZ	CLL 186A 23A-58
129	RICARDO VELTRAN	CLL 186A 23A-54

El costo total aproximado de los predios es de: $ 440 000 000

12. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE MITIGACIÓN

12.1. DESCRIPCION DE LAS ALTERNATIVAS DE MITIGACION

El planteamiento de las alternativas de mitigación fue realizado tomando como base la zonificación y la caracterización del riesgo definido para el área en estudio. Con base en los resultados de los análisis efectuados se proponen las obras de estabilización descritas a continuación, los esquemas de estas alternativas pueden ser observados en los planos **GE147-PL2-16** a **GE147-PL2-19**. Las alternativas se dividieron en tres (3) zonas, definidas como:

Tabla 40. Descripción zonas de intervención.

ZONA	SECCIÓN REPRESENTATIVA	DESCIPCION DE LA AMENAZA ACTUAL	F.S. PROMEDIO (actual)	PROBABILIDAD DE FALLA ACTUAL	PERDIDAS ESPERADAS[14]
2A	Sección B-B	Deslizamiento rotacional y caída de bloques	1,0	36,00%	$ 520 000 000
2C	Sección D-D	Deslizamiento rotacional y caída de bloques	1,2	14,20%	$ 930 000 000
4C	Sección N-N	Deslizamiento rotacional	1,0	72,00%	$ 880 000 000

12.1.1. Zona 2A

- Alternativa No. 1

Consiste en reconformar el talud mediante una excavación manual en la zona de rellenos de fallos y talus (Zona Norte). Adicionalmente se instalaría un sistema de mallas adosadas al talud mediante el uso de anclajes superiores e inferiores como protección ante la amenaza de caída de bloques. Estas obras requieren de la adecuación del terreno en la zona baja aledaña a los patios de las casas, para el acceso de los equipos de adecuación del terreno, se requiere restringir temporalmente el paso de personas a los patios mientras se ejecutan las obras.

- Alternativa No. 2

Se propone la construcción de un muro de concreto de 6 m de altura, y de unos 50 m de longitud, en la zona posterior de las casas, de tal manera que sirva de apoyo de la vía adyacente y prevenir que se generen desprendimientos y caída de bloques hacia la zona de las casas; detrás de la corona del muro se conformará un relleno con pendiente 2h:1V, hasta su empalme con la vía; por el borde de la vía se debe contemplar la construcción de una cuneta con el fin de prevenir el paso de aguas

[14] Se refiere al costo de las perdidas materiales.

lluvias a la zona de las casas. Esta alternativa tiene el inconveniente de ser necesario adquirir varios patios de los predios existentes en la parte baja.

12.1.2. Zona 2B y 2C

En la parte baja contra la zona de roca cubierta por una capa delgada de relleno, se propone lo siguiente:

- Alternativa No. 1

Construcción de un muro en piedra pegada en la parte baja, como el existente en la zona sur, para prevenir el desprendimiento y caída de bloques a la zona de las casas y construir un muro de gaviones de 2 niveles con contrafuertes; se requiere retirar o tratar zonas localizadas de flujos o deslizamientos.

- Alternativa No. 2

Efectuar una reconformación con talud inclinado a 45°, de tal manera que se retiren los materiales superficiales de relleno y suelo que son susceptibles a deslizarse. Después de la conformación del talud se debe empradizar con cespedón la superficie del talud; esta solución requiere de tomar temporalmente en arriendo algunas de las casas localizadas en la parte baja, mientras se desarrollan estas obras.

En la parte alta correspondiente al talud en relleno, se propone reconformar el talud, y construir un muro de gaviones de 2 niveles con contrafuertes, que abarque la longitud total de talud; este muro sirve de contención del relleno en la base; este relleno cumple doble función de contención y drenaje de la pata del talud; este relleno cumple doble función de contención y drenaje de la pata del talud.

Es importante reubicar todas las redes ilegales de drenaje que están enterradas en el cuerpo del talud, puesto que esta es una de las principales causas de las fallas locales que se han presentado en estos taludes.

En la zona sur, correspondiente al talud verticalizado, se debe contemplar malla eslabonada y anclajes pasivos de longitudes variables entre 4 y 10 m. Separadas cada 3 a 4 m², tal como se especifica en los planos de diseño.

12.1.3. Zona 4C

- Alternativa No. 1

Se debe comprar esta franja de terreno y reconformar el talud mediante un terraceo contemplando taludes inclinados 0,7H:1,0V, con bermas intermedias de 2 m cada 7 m; se deben contemplar dentro de la solución obras de empradización y drenaje superficial.

- Alternativa No. 2

Mantener las casas y efectuar inyecciones de consolidación dentro de la roca brechada; esto se puede lograr mediante la ejecución de perforaciones del orden de 1 pulgada, cada 10 m2, y la inyección de lechada de cemento puro, o mezclado con otros coloides, con proporciones que pueden oscilar entre 0,8:1 a 5:1 dentro de la roca brechada, con tiempos de fraguado variables entre 4 y 5 horas.

Para las inyecciones se deben rentar algunos previos vacíos y contemplar puntos de perforación conformando abanicos que abarquen toda el área de taludes que requieren de este tipo de tratamiento.

En general como tercera alternativa se considero la reubicación de las viviendas con riesgo de afectación medio o alto. El valor de las viviendas se aumento en un 50% debido a los factores sociales y temporales para realizar esta reubicación.

12.2. EVALUACION COMPARATIVA DE LAS ALTERNATIVAS DE MITIGACION

Para cada una de las alternativas descritas en el numeral anterior fue realizada una comparación de las mismas por medio de una evaluación económica en donde se tuvo en cuenta su eficacia con respecto a la condición actual. Para esta evaluación probabilística fue requerido realizar cálculos de estabilidad con las obras de mitigación propuestas, con el fin de determinar los factores de seguridad y probabilidades de falla. Dicha evaluación económica se puede calcular como el costo esperado de las obras más las pérdidas acontecidas por la falla de la obra, así:

$$E(A_i) = C_{0i} + P_{fi}\,(C_{0i} + C_d)$$

en donde:

$E(A_i)$ = costo esperado de las obras mas el costo de las pérdidas debido a la falla de la alternativa *i* (pesos)
C_{0i} = costo de la alternativa de mitigación *i* (pesos)
C_d = costo de la los daños probables y reparaciones (pesos)
P_{fi} = probabilidad de falla del talud afectado con la alternativa de mitigación *i,* en la vida útil.

De otra parte, la probabilidad de ocurrencia de un deslizamiento para un período de exposición dado (Td, o vida útil del proyecto) será:

$$P_{Fi} = 1 - \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)^{Td}$$

Donde Tr es el período de retorno (inverso de la probabilidad de falla anual) del deslizamiento.

Los resultados de los cálculos se presentan en la **Tabla** 41, estimando una vida útil de 50 años. Los resultados de la evaluación se presentan en el **ANEXO IX – A**.

Tabla 41. Cuadro comparativo de alternativas de mitigación

ZONA	ALT.	F.S. PROMEDIO	PROBABILIDAD DE FALLA CON OBRA ANUAL	PROBABILIDAD DE FALLA CON OBRA VIDA UTIL	[15]COSTO OBRA INTERVENCION	COSTO ESPERADO
2A Sección B-B	1	2,10	0,0%	0,0%	$ 298 265 000	$ 298 265 000
	2	1,64	0,0%	0,0%	$ 431 675 000	$ 431 675 000
	3	1,0	36,0%	100%	$0	$ 520 000 000
2C Sección D-D	1	2,12	0,0%	0,0%	$ 233 212 000	$ 233 212 000
	2	2,25	0,0%	0,0%	$ 278 731 000	$ 278 731 000
	3	1,2	14,2%	100%	$0	$ 930 000 000
4C Sección N-N	1	1,37	2,1%	65,4%	$ 687 360 000	$ 975 100 000
	2	1,75	0,4%	18,2%	$ 228 000 000	$ 307 903 000
	3	1,0	72,0%	100%	$0	$ 880 000 000

Como puede concluirse de la **Tabla** 41, todas las alternativas propuestas reducen la probabilidad de ocurrencia de una inestabilidad con respecto a la condición actual del escarpe (sin obras).

Con base en los prediseños de las alternativas fue calculado para cada zona el costo aproximado de cada una de ellas. La comparación de las diferentes alternativas para cada zona tomó como parámetros la probabilidad de ocurrencia de una inestabilidad después de construidas las obras, el costo de las mismas y el beneficio obtenido.

La comparación de las alternativas para cada zona considerando estos criterios se presenta en el **ANEXO IX – A**. Finalmente la alternativa seleccionada corresponde a la alternativa que presente el menor costo esperado. En el plano **GE147-PL2-20** se presenta la zonificación de la amenaza con obras para la zona del proyecto.

12.3. ALTERNATIVAS DE MITIGACION RECOMENDADAS

Por las razones anteriormente expuestas, se recomienda para la Zona 2A la Alternativa No. 1 consistente en la reconformación del talud y el sistema de mallas adosadas. Para la zona 2C se recomienda la alternativa No. 1, consistente en la construcción de un muro en piedra pegada en la parte baja, construcción de un muro en gavión con contrafuertes en la parte alta y en la parte sur la colocación de una malla eslabonada y anclajes. En la zona 4C, se recomienda la alternativa No. 2, consistente en la inyección de lechada de cemento. En el plano **GE147-PL2-20** se presenta la zonificación de la amenaza con obras para la zona del proyecto.

[15] El costo definitivo de las obras seleccionadas se describen en el capitulo detallado de obras.

Tabla 42. Cuadro de alternativa seleccionada

ZONA	ALT.	F.S. PROMEDIO	PROBABILIDAD DE FALLA CON OBRA ANUAL	COSTO ESPERADO DE LA OBRA
2A Sección B-B	1	2,10	0,0%	$ 298 265 000
2C Sección D-D	1	2,12	0,0%	$ 233 212 000
4C Sección N-N	2	1,75	0,4%	$ 307 903 000

Para los anclajes pasivos se estima una relación diámetro de bulbo vs diámetro de anclaje de 1 y se generan cargas de adherencia de seguridad del orden de 5 ton/ml (FS>3,0), y se definen longitudes de adherencia del orden de 3 m detrás de la superficie de falla potencial. Para garantizar las cargas de tensionamiento, se requieren presiones de inyección del orden de 15 kg/cm2.

Para las inyecciones de consolidación se requieren perforaciones de 2 pulgadas de diámetro en áreas de aferencia no mayores a 10 m2; para las inyecciones se puede utilizar lechadas de cemento, bentonita – cemento, o de cemento mezclado con otro tipo de coloides, con una viscosidad tal que garantice una buena penetrabilidad de ésta en el suelo residual; para definir la dosificación de diseño, se deben efectuar pruebas previas de campo y excavaciones locales con el fin de evaluar la efectividad de la misma; las inyecciones se deben efectuar mediante el sistema de tubo manguito (sistema IRP, o similares). Las inyecciones se deben efectuar por lo menos en dos etapas, y se debe garantizar presiones de inyección no menores a 15 kg/cm2.

13. DISEÑO DETALLADO DE OBRAS Y MEDIDAS NO ESTRUCTURALES

13.1. DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS

Para la mitigación de riesgo se han planteado obras en las diferentes zonas de análisis, las cuales tendrán como propósito incrementar los factores de seguridad frente al deslizamiento y la caída de bloques de roca, como puede observarse en la **Tabla 42**.

La localización de las obras propuestas puede observarse en el Plano **GE147-PL2-21**. Los detalles constructivos de las mismas pueden ser observados en el Plano **GE147-PL2-22**.

Para la zona 3B al costado norte de la iglesia se recomienda completar un muro de pata, en gaviones de 2 metros de altura, entre la base del talud y el sendero peatonal; se recomienda construir una trinchera drenante desde la parte alta del talud hasta la parte baja y una cuneta en la base del talud al otro lado del muro.

13.2. CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO

Las cantidades de obra fueron calculadas de acuerdo a los planos de diseño definitivos. En el **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**se presenta el cálculo de las cantidades de obra, los precios unitarios y el presupuesto estimado de las obras de estabilización propuestas. Tanto las cantidades de obras como los presupuestos se encuentran especificados en la **Tabla 43**.

Tabla 43 Cantidades y presupuesto estimado de las obras para el barrio Mirador del Norte

ITEM	UND	CANT.	Valor unitario	Valor total del item
REPLANTEO				**$ 3.000.000**
Localización y replanteo	GL	1	$ 3.000.000	$ 3.000.000
ZONA 2A				**$ 60.451.050**
Cerramiento en malla provisional	ML	50	$ 15.283	$ 764.150
Excavación manual (Incluye retiro)	M3	142	$ 27.833	$ 3.952.286
Limpieza superficial del talud (a mano)	M2	995	$ 3.175	$ 3.159.125
Malla eslabonada	M2	1.350	$ 15.960	$ 21.546.000
Barras de anclajes superiores	ML	88	$ 164.806	$ 14.502.925
Barras de anclajes inferiores	ML	72	$ 168.807	$ 12.154.104
Cuneta en concreto (triangular tipo 2)	ML	101	$ 50.858	$ 5.136.610
ZONA 2C				**$ 436.469.746**
Cerramiento en malla provisional	ML	210	$ 15.283	$ 3.209.430

ITEM	UND	CANT.	V. U.	Valor total del item
Tala y Desenraíce de Árboles Medianos	UN	6	$ 73.265	$ 439.590
Excavación mecánica (Incluye retiro)	M3	1330	$ 15.053	$ 20.019.958
Geotextil no tejido NT1600	M2	1835	$ 2.744	$ 5.035.240
Gaviones	M3	450	$ 90.221	$ 40.599.450
Relleno material seleccionado	M3	300	$ 7.327	$ 2.198.100
Limpieza superficial del talud (a mano)	M2	2.783	$ 3.175	$ 5.502.275
Empradización cespedón (Incluye relleno entierra e=7cm.)	M2	1.050	$ 7.381	$ 20.541.323
Malla eslabonada	M2	1875	$ 15.960	$ 29.925.000
Barras de Anclaje	ML	1356	$ 166.876	$ 226.283.856
Muro en piedra pegada	M3	1.835	$ 45.077	$ 82.715.524
ZONA 4A				**$ 2.626.420**
Cerramiento en malla provisional	ML	90	$ 15.283	$ 1.375.470
Limpieza superficial del talud (a mano)	M2	394	$ 3.175	$ 1.250.950
ZONA 3B				**$ 8.370.631**
Cerramiento en malla provisional	ML	40	$ 15.283	$ 611.320
Gaviones	M3	33	$ 90.221	$ 2.977.293
Trinchera cuneta drenante (prf.1,5)	ML	10	$ 109.515	$ 1.040.396
Cuneta en concreto (trapezoidal tipo 1)	ML	43	$ 44.483	$ 1.912.752
Caja colectora	UN	3	$ 93.038	$ 279.114
Tubería PVC diámetro=12"	ML	20	$ 64.301	$ 1.286.020
Geotextil no tejido NT1600	M2	44	$ 2.744	$ 120.736
Excavación mecánica (Incluye retiro)	M3	10	$ 15.053	$ 143.000
ZONA 4C				**$ 43.559.766**
Cerramiento en malla provisional	ML	82	$ 15.283	$ 1.253.206
Inyección de cemento (en impregnación)	ML	240	$ 152.909	$ 36.698.160
Excavación mecánica (Incluye retiro)	M3	250	$ 15.053	$ 3.763.150
Empradización cespedón (Incluye relleno entierra e=7cm.)	M2	250	$ 7.381	$ 1.845.250
VALOR TOTAL DE LA OBRA				**$ 555.102.731**
TOTAL COSTO DIRECTO				**$ 555.102.731**
ADMINISTRACION 18,48%				**$ 102.582.985**
IMPREVISTOS 2.75%				**$ 15.265.325**
UTILIDAD 9.5%				**$ 52.734.759**
IVA (SOBRE UTILIDAD) 16%				**$ 8.437.562**
PRESUPUESTO TOTAL ESTIMADO				**$ 734.123.362**

El valor total es de la obra es del orden de $735.000.000.

En el **ANEXO XI** se presentan las especificaciones técnicas de construcción.

13.3. PROCESO CONSTRUCTIVO Y OBRAS PRIORITARIAS

Como pudo concluirse a partir de las evaluaciones de amenaza vulnerabilidad y riesgo, existen en el área estudiada diferentes niveles de riesgo. En caso de que el FOPAE deba contratar las obras en varias etapas de construcción se recomienda acometer las mismas en el siguiente orden de prioridades:

- Prioridad 1: Costado Sur de la Zona 2C (Reconformación talud y malla adosada)
- Prioridad 2: Zona 4C (Inyecciones de cemento)
- Prioridad 3: Zona 2A (Inyecciones de cemento y anclajes pasivos)
- Prioridad 4: Costado Norte de la Zona 2C (Muro en piedra pegada y gaviones)
- Prioridad 5: Zona 3B (costado norte de la iglesia)

En la construcción de las obras en cada zona se recomienda seguir la secuencia propuesta a continuación. Los procesos constructivos detallados para cada item se encuentran descritos en las Especificaciones Técnicas de Construcción del **ANEXO XI**. Se deberá en lo posible emplear mano de obra local.

1. Localización y replanteo

ZONA 2C.

1. Cerramiento en malla provisional
2. Tala y Desenraíce de Árboles Medianos
3. Limpieza superficial del talud (a mano)
4. Excavación mecánica
5. Colocación de geotextil no tejido para gavión
6. Construcción de los gaviones
7. Rellenar con material seleccionado
8. Colocación de la malla eslabonada
9. Colocación de los anclajes pasivos
10. Construcción del muro en piedra pegada
11. Empradización con cespedon
12. Retiro de malla de cerramiento

ZONA 4C.

1. Cerramiento en malla provisional
2. Inyección de cemento (en impregnación)
3. Excavación mecánica
4. Empradización con cespedon (Incluye relleno entierra e=7cm.)
5. Retiro de malla de cerramiento

ZONA 2A.

1. Cerramiento en malla provisional
2. Excavación manual
3. Limpieza superficial del talud (a mano)
4. Colocación de la malla eslabonada
5. Colocación de los anclajes superiores e inferiores
6. Construcción de la cuneta en concreto (vía)
7. Retiro de malla de cerramiento

ZONA 3B.

1. Cerramiento en malla provisional
2. Colocación de geotextil no tejido para gavión
3. Construcción de los gaviones
4. Construcción de la trinchera cuneta drenante (prof.1,5)
5. Construcción de la cuneta en concreto
6. Construcción de la caja colectora
7. Colocación de la tubería PVC diámetro=12"
8. Retiro de malla de cerramiento

ZONA 4A.

1. Cerramiento en malla provisional
2. Limpieza superficial del talud (a mano)
3. Retiro de malla de cerramiento

13.4. CRONOGRAMA DEL PROYECTO

A continuación en la **Figura 78** se presenta el cronograma proyectado para la ejecución de las obras en cada una de las zonas del proyecto.

Figura 78. Cronograma del proyecto estimado de las obras para el barrio Mirador del Norte

13.5. VIABILIDAD DE LAS OBRAS

Las obras diseñadas en general NO presentan ningún inconveniente ya que no se intervendrá en predios privados. Los únicos inconvenientes que se pudieran presentar hacen referencia al manejo de la obra en cuanto a limpieza, manejo de maquinaria entre otros.

Para la zona 4c, en donde se tiene proyectado realizar inyecciones de cemento, se deberán tomar en renta algunos lotes vacíos los cuales pueden observarse en el plano de obras.

13.6. PLAN DE ACCIÓN

Además de las obras recomendadas para mitigar el riesgo por fenómenos de remoción en masa, se requiere la construcción de obras de infraestructura básica complementarias, tales como las que se describen a continuación:

- Redes de servicio público: Es necesario realizar un estudio de viabilidad técnica acerca de la construcción de los sistemas de alcantarillado y acueducto. En la actualidad el suministro de agua se realiza por medio de mangueras, las cuales presentan una gran cantidad de fugas provocando así la saturación del terreno y eventualmente provocando un fenómeno de inestabilidad en el talud. El sistema de alcantarillado existente fue construido por la comunidad y presenta una baja calidad constructiva.

- Vías vehiculares y espacio urbano: Se recomienda reconformar el espacio público mediante el establecimiento de caminos peatonales, escaleras, cunetas para la recolección de lluvias, finalización de la pavimentación de las vías y sitios de recolección de basuras.

- Se deberá realizar periódicamente la limpieza a las cunetas con el fin permitir el paso de las aguas servidas sobre la vía de la Cra 23 A Bis A. Igualmente se recomienda la construcción de cajas colectoras a lo largo de esta cuneta cada 80 metros.

- La obra definida para la parte norte de la zona 2A garantiza la mitigación de la amenaza actual de la ladera por fenómenos de remoción en masa para las condiciones de la vía actuales. Sin embargo, la vía presenta deficiencias en cuanto a su diseño geométrico, por lo que se recomienda que el INVIAS intervenga este sector y dada la proximidad de algunas viviendas defina el corredor vial, incorporando en el estudio la estabilidad de la ladera y la necesidad de reubicación de estas viviendas.

Estas actividades deben enmarcarse dentro de otros proyectos, los cuales deben ser coordinados con las entidades competentes (DAMA, EAAB, IDRD, DPAE, IDU, INVIAS, etc). El mapa institucional estará conformado por las siguientes entidades:

- Diagnostico e identificación de viviendas en riesgo: DPAE
- Acompañamiento social y reasentamiento de viviendas: CVP
- Rehabilitación del sector: DAMA, DPAE, EAAB, ESP, IDU, INVIAS, IDRD, jardín botánico y la alcaldía menor de Usaquén.

Es necesario incluir en los términos de referencia para la construcción los siguientes ítems:

- Plan de manejo social para la construcción
- Plan de emergencias
- Manual y reglamento de obra

13.7. MANUAL DE MANTENIMIENTO

Para la realización de la obra se deberá realizar el manual de mantenimiento en donde se enmarque los procedimientos de trabajo y de control ajustándose a las disposiciones de la comunidad y la empresa constructora.

En el manual de mantenimiento de la empresa constructora se deben indicar los procedimientos de trabajo utilizados en la ejecución de la obra, de control y las acciones correctivas. Estos procedimientos deben tener las instrucciones en un lenguaje común y de fácil compresión para la comunidad. El diseño del manual de mantenimiento debe contemplar que existen algunas obras las cuales requieren mantenimiento continuo por parte de la comunidad y de la DPAE.

La comunidad debe realizar las siguientes intervenciones:

- Empradización talud: Requiere estar regando constantemente y por lo menos cada semana durante los primeros dos meses y posteriormente cada dos semanas durante seis meses.

- Malla adosada: Requiere estar bajo permanente vigilancia con el fin realizar una limpieza constante en la medida que se produzcan los desprendimientos de los bloques. El vaciado de los desprendimientos de la malla se realiza desenroscando las tuercas de las barras de anclaje inferiores y retirando las rocas acumuladas, seguidamente la red queda lista para reponerla y dejar que vuelva a actuar.

- Cunetas y sumideros: Limpieza de basuras, tierra y demás desechos. La EAAB deberá realizar una revisión periódica de sumideros y cajas de inspección acompañados de la comunidad con el fin de aprender del tema.

14. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:

Con base en los análisis y los resultados obtenidos en el presente estudio, se han obtenido las siguientes conclusiones:

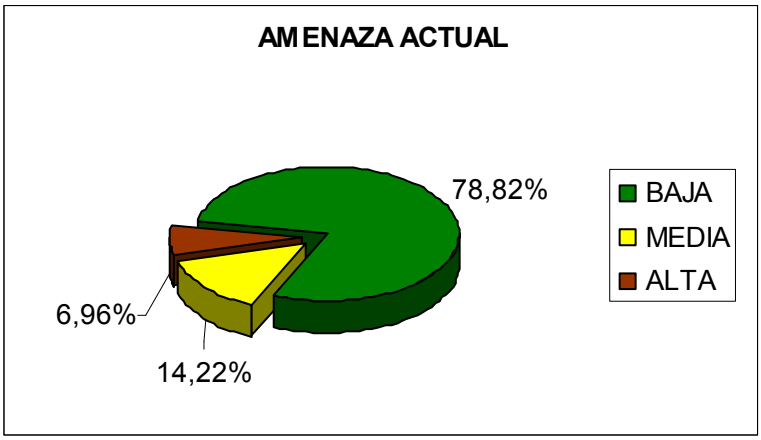
- El área donde se encuentra emplazado el Barrio Mirador del Norte, corresponde a una zona de pendiente moderada a alta, con la presencia de suelos residuales y rocas de la Formación Arenisca Tierna, cubierto parcialmente por suelo orgánicos (paleosuelos) y rellenos de basuras los cuales son menos resistentes y por ende mas susceptibles a problemas de estabilidad y erosión.

- Con base en las observaciones de campo se puede encontrar que todos los tipos de inestabilidad potencial o activa del área de estudio y sus alrededores, son superficiales y se reducen a aquellas zonas con presencia de escalonamientos, los cuales son susceptibles a desprendimientos y deslizamientos ante la influencia de diversos factores tales como procesos de degradación, el inapropiado manejo de aguas, la acumulación de basuras, la influencia antrópica, entre otros.

- En al área fueron definidas cuatro (4) zonas geotécnicas asociadas con los fenómenos de inestabilidad descritos anteriormente.

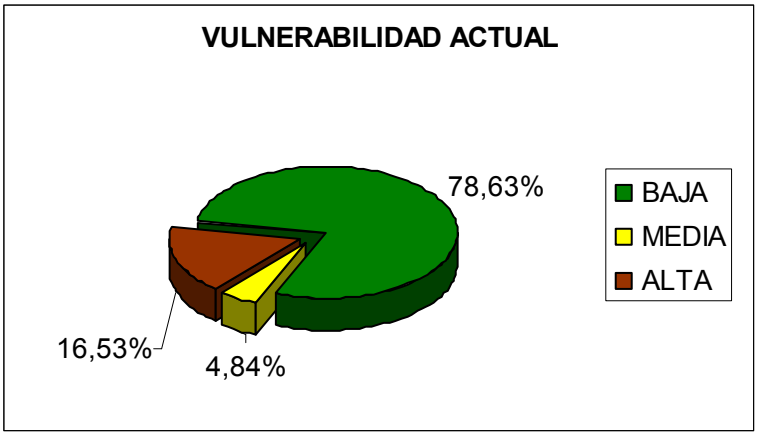
- Del área estudiada, el análisis de amenaza por fenómenos de remoción en masa actual arrojo los siguientes resultados:

Figura 79 Amenaza actual por fenómenos de remoción en masa



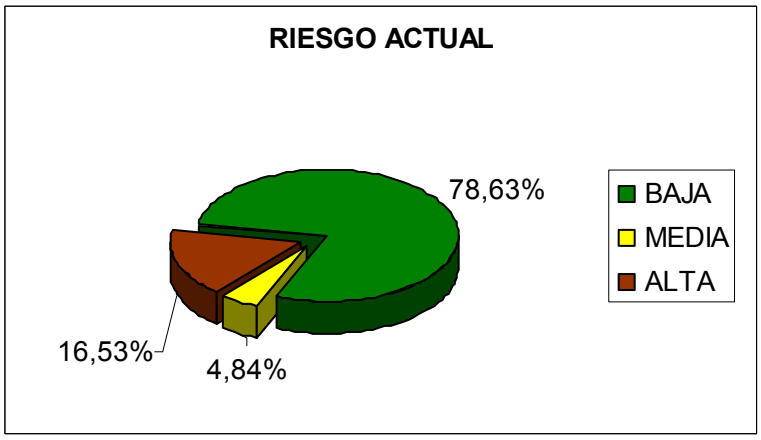
- De las viviendas del área estudiada, el análisis de vulnerabilidad por fenómenos de remoción en masa actual arrojo los siguientes resultados:

Figura 80 Vulnerabilidad actual por fenómenos de remoción en masa



- De las viviendas del área estudiada, el análisis de riesgos por fenómenos de remoción en masa actual arrojo los siguientes resultados:

Figura 81 Riesgo actual por fenómenos de remoción en masa.



- Las viviendas con grado de riesgo medio y alto se enumeran a continuación:

Zona 2A:

Tabla 44. Viviendas con grado de riesgo.

ID	NOMBRE	DIRECCIÓN
146	GRACIELA ALVARES	CRA 23A BIS A 187A-18
147	DESCONOCIDO	CRA 23 A BIS A 187A-12
148	DESCONOCIDO	CRA 23A BIS A 187A-06
149	DESCONOCIDO	CRA 23A BIS A 186C-66
150	WILSON VARGAS	CRA 23A BIS A 186C-60
151	FLOR ALBA	CRA 23A BIS A 186C-54
152	EFRAIN OCASIÓN	CRA 23 A BIS A 187A-48
153	DESCONOCIDO	CRA 23 A BIS A 186C-42
154	FIDELINA PALACIOS	CRA 23 A BIS A 186C-36
155	EDGAR LOPEZ	CRA 23 A BIS A 186C-30
156	DESCONOCIDO	CRA 23 A BIS A 186C-24
157	OLIVERIO MORENO	CRA 23 A BIS A 186C-18

El costo total aproximado de los predios es de: $ 260 000 000

Zona 2C:

Tabla 45 Viviendas con grado de riesgo.

ID	NOMBRE	DIRECCIÓN
172	ALVARO MESA	CLL 186B 23A-05
173	PAULINA CEBALLOS	CLL 186A BIS 23A-06
183	EDELINDO ORTIZ	CLL 186A BIS 23A-17
196	DESCONOCIDO	CLL 186A 23A-08
197	LUZ TOBAR	CLL 186A 23A-05
222	DESCONOCIDO	CLL 185C 23A-06
226	ANGELA MARIA	CLL 185B 23A-06
227	MARTHA ARAQUE	CLL 185B 23A-12
234	PEDRO CONTE	CLL 185C 23A-11
235	HECTOR VARGAS	CLL 185B 23A-11
242	LEONARDO ACEVEDO	CLL 185A BIS A 23A-12
243	LUIS EDUARDO MONTAÑA	CLL 185B 23A-05
244	ARLEY RUIZ CASAS	CLL 185A BIS A 23A-06
212A	LUIS TORRES RONDON	SIN NOMENCLATURA
223	MIGUEL ANGEL CEPEDA	CLL 185C 23A-05

El costo total aproximado de los predios es de: $ 465 000 000

Zona 4C:

Tabla 46 Viviendas con grado de riesgo.

ID	NOMBRE	DIRECCIÓN
15	MIGUEL JAIMEZ	CRA 23D 185B-14
16	LEONEL MENDIVIESO	CRA 23D 185B-18
17	DESCONOCIDO	CRA 23D 185B-22
35	CESAR CASTILLO	CLL 185C 23B-14
65	CHEPE USCATEGUI	CRA 23 185A-35
66	OBIDIO VARGAS	CRA 23 185A-39
67	LUIS MARIA ROMERO	CLL 185C 23A-41
91	GEORGINA SABANA	CLL 186 23A-56
92	ANA JOYA	CLL 186 23A-58
93	JOSE PASACHOA	CLL 186 23A-64
103	CARMEN MARTIN	CLL 186A 23B-05
104	DESCONOCIDO	CLL 186A 23B-03
105	AMPARO CARTAGENA	CLL 186A 23A-51
116	LUIS ENRRIQUE MARTINEZ	CLL 186B 23A-59
117	SAUL MARTINEZ	SIN NOMENCLATURA
118	LUIS MARTINEZ	CRA 23A BIS 186A-47
119	JOSE RAMIREZ	CRA 23A BIS 186A-41
120	OFELIA PAZ	CRA 23A BIS 186A-33
121	ELOISA GUERRERO	CRA 23A BIS 186A-31
122	DESCONOCIDO	SIN NOMENCLATURA
123	PEDRO BARRAGAN	CRA 23A BIS 186A BIS-21
124	JESUS CARDENAS	CLL 186A BIS 23A-49
125	DESCONOCIDO	CLL 186A BIS 23A-53
126	VELSABET TABEDRA	CLL 186A BIS 23A-59
127	LUIS MARINO RAMIREZ	CLL 186A 23A-62
128	JOSE FRANCISCO CRUZ	CLL 186A 23A-58
129	RICARDO VELTRAN	CLL 186A 23A-54

- El costo total aproximado de los predios es de: $ 440 000 000

- El costo esperado de pérdidas por fenómenos de inestabilidad asciende a $882.000.000

- El riesgo por fenómenos de inestabilidad es mitigable por medio de la construcción de obras.

- Para la mitigación del riesgo fueron evaluadas de manera comparativa varias alternativas. La alternativa recomendada para cada zona es la que presenta el menor costo esperado y la mayor garantía desde el punto de vista técnico.

- El riesgo por fenómenos de remoción en masa con obras para toda la zona de estudio es bajo, sin embargo, para la zona 4C donde se localiza una brecha de falla, presenta un riesgo sísmico medio.

- El costo de las obras de mitigación asciende a $735.000.000.

- Las obras diseñadas pretenden mitigar el riesgo geotécnico estático y sísmico asociado con la estabilidad del terreno. Estas obras, sin embargo, no mitigarán el riesgo sísmico asociado a las características estructurales de las casas. Lo anterior significa, que en el caso de un evento sísmico, el escarpe puede conservar su estabilidad pero las casas pueden ser averiadas por el movimiento telúrico.

- En la zona 4C donde se localiza la brecha de falla, la obra propuesta mitiga la posible ocurrencia de un fenómeno de remoción en masa, sin embargo, dadas las características desfavorables de las viviendas y la amenaza sísmica presente, esta zona puede presentar un riego considerable de perdidas materiales y humanas. Se recomienda que se realice un estudio particular de riesgo sísmico y se determine una posible reubicación de dichas viviendas.

- Las metodologías de evaluación y zonificación del riesgo son herramientas para ponderar la probabilidad de daño de elementos expuestos como consecuencia de un fenómeno amenazante. Los resultados obtenidos por este medio deben ser necesariamente revisados y ajustados de manera crítica y a la luz de la experiencia de los profesionales involucrados en el proyecto.

14.1. Recomendaciones:

- La ejecución de las obras se deberán realizar con la asesoria de un ingeniero geotecnista.

- En el área del proyecto se deberá estudiar la viabilidad de la posible realización de obras de pavimentación e instalación del alcantarillado de aguas lluvias, los cuales deben ser coordinados por las instituciones competentes. Se recomienda establecer un contacto Inter-institucional para coordinar de manera adecuada estos trabajos con los de la construcción de obras de mitigación.

- Se recomienda que mientras se estudia la viabilidad de la instalación del sistema de acueducto en el barrio, la red de mangueras existente sea conducidas por medio de carcamos de concreto con el fin de que las posibles fugas de estas mangueras puedan ser controladas y no produzcan saturación en el terreno.

- La obra definida para la parte norte de la zona 2A garantiza la mitigación de la amenaza actual de la ladera por fenómenos de remoción en masa para las condiciones de la vía actuales. Sin embargo, la vía presenta deficiencias en cuanto a su diseño geométrico, por lo que se recomienda que el INVIAS intervenga este sector y dada la proximidad de algunas viviendas defina el corredor vial, incorporando en el estudio la estabilidad de la ladera y la necesidad de reubicación de estas viviendas.

- Se recomienda realizar un estudio particular del drenaje de la vía al Guavio, con el fin de establecer una sección hidráulica apropiada de la cuneta de la vía y determinar un posible riesgo por avalancha en el sector.

- Se recomienda adicionalmente establecer medidas de reducción de la amenaza por fenómenos de deslizamiento puntual producto de la mala construcción de las viviendas, sobretodo en las viviendas que presentan una inadecuada calidad constructiva de su cimentación, las cuales se enumeran a continuación:

Tabla 47 Viviendas con grado de riesgo.

ID	NOMBRE	DIRECCIÓN
13	JOSE BARRERA	CLL 185 23C-07
24	DESCONOCIDO	CLL 185 23A-59
25	UVALDINA CRUZ	CLL 185 23A-53
28	JUVENAL JOYA	CRA 23A 185C-09
39	SANDRA MILENA PORRAS	CRA 23 185A-35
90	JAIRO BAUTISTA	CLL 186 23A-40
90A	MARTINA USCATEGUI	CLL 186 23A-46
94	HERNANDO MURCIA MUÑOZ	CLL 186 23A-70
106	MARIA ERLINDA PERILLA	CRA 23D 186A-06
115	REINALDO ROJAS	CRA 23 186B-06
139	MARIA BUITRAGO	CRA 23A BIS A 186C-41
170	DESCONOCIDO	CLL 186C 23A-27
185	JESUS MARIA GONZALEZ	CLL 186A BIS 23A-21
205	LEANDRA DURAN	CRA 23A BIS A 186A-08
208	JOSE ANGEL	CLL 186 23A-16
210	BALVINA SANCHEZ	CLL 186 23A-08
211	DESCONOCIDO	CLL 186 23A-04
217	CRISTINA MORA	CRA 23A BIS A 185C-12
218	ROSA CARREÑO	CRA 23A BIS A 185C-06
229	ERMINDA ZANABRIA	CRA 23A BIS 185B-06
237	ANA ELVIA CAÑON	CRA 23A BIS 185A-40
241	DESCONOCIDO	CLL 185A BIS A 23A-18
255	MARTIN	CRA 22B BIS 186-13
A	DESCONOCIDO	SIN NOMENCLATURA

- El control de la erosión será realizado por medio de una adecuada disposición de las aguas de escorrentía y la cobertura del suelo en donde éste carezca de cobertura vegetal.

- Las obras recomendadas en el presente informe se deberán integrar en el Plan de Manejo de los Cerros Orientales.

15. LIMITACIONES

Las recomendaciones dadas en este trabajo se basan en los resultados de los trabajos de Investigación del Subsuelo realizados; si durante los trabajos de construcción se llegan a encontrar características diferentes a las aquí mencionadas se deberá dar aviso al ingeniero geotecnista para que haga los ajustes del caso.

16. BIBLIOGRAFIA

- Estudio para el Análisis y Caracterización de Tormentas en la Sabana de Bogotá. IRH INGENIERÍA y RECURSOS HÍDRICOS LTDA. – EMPRESA DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO DE BOGOTÁ, Noviembre de 1995.
- Estudio de Microzonificación Sísmica de Santafé de Bogotá. INGEOMINAS, 1997.
- Estudio para la Zonificación de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo por Fenómenos de Remoción en Masa de las Localidades de Ciudad Bolívar, San Cristóbal, Rafael Uribe Uribe, Santafé, Chapinero, Usaquén y Suba. INGEOCIM LTDA. – UPES. Octubre de 1998.
- Unión Temporal IGR – GIA Consultores Ltda. ZONIFICACIÓN DE AMENAZAS POR REMOCIÓN EN MASA DE LOS BARRIOS CORDILLERA SUR, TIERRA LINDA Y LOS ALPES. Escala Variable.
- GUTIÉRREZ & COLEGIAL 1987. Trabajo de Grado Universidad Nacional de Colombia; INGEOMINAS (1997). Microzonificación Sísmica de Santa Fe de Bogotá. Subproyecto No. 7. Estudios Geofísicos. Santa Fe de Bogotá D.C; INGEOCIM Ltda. – UPES – FOPAE (1998) – Escala 1:10.000
- INGEOMINAS 1997, Estudio Geológico para el estudio de Microzonificación Sísmica de Bogotá, Escala 1:50.000.
- Geología de la Plancha 246 de Fusagasuga. INGEOMINAS escala 1:100.000
- INGEOCIM LTDA. – UPES – FOPAE. 1998, Escala 1:10.000.
- HELMENS KARIN & VAN DER HAMMEN. Plioceno y Cuaternario del Altiplano de Bogotá y alrededores. En Análisis Geográficos No. 24. IGAC. Subdirección de Geografía.
- Estudio de Zonificación de Amenaza por Remoción en Masa para los Asentamientos Brisas del Volador Parte Alta y Tabor – Alta Loma, de la Localidad de Ciudad Bolívar, en la Ciudad de Bogotá. GEOCING (2002).
- Geología y Aspectos Geotécnicos de la parte central del sector denominado "Ciudad Bolívar" en el Distrito Especial de Bogotá, 1987. Gutiérrez G y Colegial, J.
- Zonificación por inestabilidad del terreno para diferentes localidades en la ciudad de Santafé de Bogotá, D.C, INGEOCIM LTDA-UPES-FOPAE, 1998.
- Zonificación de Amenaza por remoción en masa en los barrios Cordillera Sur, Tierra Linda y Los Alpes de la Localidad de Ciudad Bolívar, UT IGR – GIA, 2003.
- Zonificación por remoción en masa en los barrios Villas de Diamante de la Localidad de Ciudad Bolívar, 2003.
- Cardona-Arboleda, O, D, (1989). VULNERABILIDAD Y RIESGO POR DESASTRE – TÉRMINOS DE USO COMÚN EN MANEJO DE RIESGO. Primer taller de planificación en manejo de desastres. Oficina Nacional para la Atención de Desastres. Presidencia de la República de Colombia – Universidad Jorge Tadeo Lozano.
- Ministerio de Obras Públicas y Transporte – La Vialidad Ltda. (1988). Criterios y normas para el diseño geométrico de carreteras: El drenaje como factor determinante en obras viales. Reglamento técnico general de obras viales, Tomo III.

- Leone, F. (1999) Concept de vulnerabilite appliquea L'evaluation des risques generes par les phenomenes de mouvements de terrein. Tesis de doctorado, Universidad de Grenoble.
- Soler, F., González, A. y Vesga, L. (1999). Metodología para el análisis de vulnerabilidad y riesgo por fenómenos de remoción en masa en Santafé de Bogotá, Colombia. XI CPMSIF. Fox de Iguazú, Brasil.
- Adaptado de Leone (1996)
- Soler, F., González, A. y Vesga, L. (1999). Metodología para el análisis de vulnerabilidad y riesgo por fenómenos de remoción en masa en Santafé de Bogotá, Colombia. XI CPMSIF. Fox de Iguazú, Brasil.
- Cruden , D. y Varnes D.(1991). Landslides types and processes. Universidad de Alberta.
- Sánchez-Silva, M. Taylor, C.A. & Blockley, D.I. HAZARD MANAGEMENT OF PROJECTS IN A EARTHQUAKE. In: Applications of Statistics an Probability. Lemaire, Favre & Marbarki (eds). Balkema, Rotterdam. 1995.
- Soler, F., González, A. y Vesga, L. (1999). Metodología para el análisis de vulnerabilidad y riesgo por fenómenos de remoción en masa en Santafé de Bogotá, Colombia. XI CPMSIF. Fox de Iguazú, Brasil.
- Carvalho, C. GERENCIAMIENTO DE RISCOS GEOTÉCNICOS EM ENCOSTAS URBANAS: UMA PROPOSTA BASEADA NA ANALISE DE DECISAO. Tesis de Doctorado. Universidad de Sao Paulo. 1996
- Planchas cartográficas del IGAC escala 1:2000, fotografías aéreas escala 1:16000
- Planchas cartográficas del IGAC escala 1:2000, fotografías aéreas. Útiles como cartografía base.