Secretaría de Gobierno
ALCALDIA MAYOR DE SANTA FE DE BOGOTA D.C.
DIRECCION DE PREVENCION Y ATENCION DE EMERGENCIAS

FONDO PARA LA PREVENCION Y ATENCION DE EMERGENCIAS DE SANTA FE DE BOGOTA, D.C. - FOPAE -

CONTRATO No. CCS-438-99
ESTUDIO DE RIESGOS POR REMOCION EN MASA, EVALUACION DE ALTERNATIVAS DE MITIGACION Y DISEÑOS DETALLADOS DE LAS OBRAS RECOMENDADAS PARA ESTABILIZAR EL ANTIGUO ESCARPE DE EXPLOTACION FRENTE AL BARRIO EL PORTAL, LOCALIDAD RAFAEL URIBE

INFORME FINAL
Proyecto C.I.C. No. 248

Santa Fe de Bogotá D.C., Marzo 27 del 2000

CONTENIDO

Pag.

1. GENERALIDADES 1

1.1 ALCANCE DEL ESTUDIO 1
1.2 ORGANIZACIÓN DEL INFORME 4
1.3 DESCRIPCION DE ACTIVIDADES REALIZADAS 5
- 1.3.1 Recopilación, depuración y análisis de la información existente 5
- 1.3.2 Reconocimiento preliminar de la zona 5
- 1.3.3 Levantamiento topográfico 6
- 1.3.4 Exploración del subsuelo y ensayos de laboratorio 6
- 1.3.5 Estudio geológico, geomorfológico e hidrogeológico 6
- 1.3.6 Estudio Hidrológico y Diseños Hidráulicos 6
- 1.3.7 Estudio Geotécnico 6
- 1.3.8 Realización de Encuestas 7
- 1.3.9 Evaluación de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo por Fenómenos de Remoción en Masa 7
- 1.3.10 Evaluación de Alternativas de Mitigación 7
- 1.3.11 Diseño de Obras de Mitigación, Cantidades de Obra, Presupuesto y Especificaciones de Construcción 7
- 1.3.12 Informes de Avance y Reuniones periódicas con el FOPAE y la Interventoría 7
- 1.3.13 Informe Final 8

1.4 PERSONAL PARTICIPANTE 8

2. LOCALIZACION Y DELIMITACION GEOMETRICA DEL AREA EN ESTUDIO 8

3. DIAGNOSTICO CONCEPTUAL DE LA PROBLEMÁTICA DEL SECTOR 10

3.1 DESCRIPCION DEL PROBLEMA 10
3.2 CAUSAS DE LAS INESTABILIDADES 10

4. MODELOS Y METODOLOGIAS DE ANALISIS GEOTECNICOS Y DE EVALUACION DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO 12

4.1 RECOPILACION, DEPURACION Y ANALISIS DE INFORMACION EXISTENTE 14
4.2 COMPILACION DE INESTABILIDADES OCURRIDAS EN EL PASADO 14
4.3 LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS 14
4.4 ELABORACION DEL MAPA BASE DIGITAL 14
4.5 ESTUDIO DE LAS VARIABLES O FACTORES DEL TERRENO 14
4.5.1 Geología ingeniería geológica 14
4.5.2 Geomorfología 15
4.5.3 Hidrogeología 15
4.5.4 Geotécnia 15
4.6 EMPLEO DE UN SISTEMA DE INFORMACIÓN GEOGRAFICA (SIG) 15
4.7 EVALUACION DE LOS FACTORES DETONANTES 16
4.8 ZONIFICACION DE LA AMENAZA 16
4.9 IDENTIFICACION, CARACTERIZACION Y LOCALIZACION DE LOS ELEMENTOS EXPUESTOS 16
4.9.1 Elementos Corporales 16
4.9.2 Elementos Estructurales 16
4.9.3 Superficies Naturales 17
4.9.4 Elementos Funcionales 17
4.9.5 Valoración Económica 17
4.10 PROCESOS GENERADORES DE DAÑO 17
4.11 EVALUACION Y ZONIFICACION DE LA VULNERABILIDAD 18
4.12 EVALUACION DE LOS ESCENARIOS DE RIESGO 18
4.13 ALTERNATIVAS DE MITIGACION 18
4.14 DISEÑO DE OBRAS DE MITIGACION 18
4.15 EVALUACION DEL COSTO-BENEFICIO DE LAS OBRAS 18
4.16 ESTUDIO PAISAJISTICO Y MEJORAMIENTO URBANISTICO 18
4.17 PRESUPUESTO DE LAS OBRAS 19
4.18 INFORME FINAL 19
4.19 REUNIONES DE COORDINACION E INFORMES PARCIALES AL FOPAE 19

5. LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO 19

5.1 OBJETIVOS 19
5.2 METODO DE TRABAJO 19
5.2.1 Procedimiento de Campo 20
5.2.2 Procedimiento de Oficina 20
5.3 PUNTOS DE APOYO 21
5.4 PERSONAL, EQUIPO Y SOFTWARE 21
5.5 RESULTADOS OBTENIDOS 22

6. ESTUDIO GEOLOGICO 22

6.1 GENERALIDADES 22

6.2 METODO DE TRABAJO 23
6.2.1 Consecución y Análisis de Información Geológica de Referencia 23
6.2.2 Fotogeología 23
6.2.3 Reconocimiento de Campo 23
6.2.4 Elaboración de Mapas 24
6.2.5 Elaboración del Informe 24
6.3 GEOLOGIA 24
6.3.1 Geología Regional 24
6.3.2 Geología Local 26
6.4 GEOMORFOLOGIA 27
6.4.1 Geomorfología Regional 27
6.4.2 Geomorfología Local 29
6.5 HIDROGEOLOGIA 30

7. ESTUDIO HIDROLOGICO 31

7.1 GENERALIDADES 31
7.2 PRECIPITACION 31
7.2.1 Análisis de Precipitaciones 32
7.2.2 Precipitaciones Máximas en 24 Horas 32
7.2.3 Curvas IDF 33
7.3 CAUDALES 33

8. ESTUDIO GEOTECNICO 34

8.1 INVESTIGACION DEL SUBSUELO 34
8.1.1 Exploración 34
8.1.2 Ensayos In-Situ y de Laboratorio 36
8.1.3 Estratigrafía 37
8.2 INVENTARIO DE PROCESOS 42
8.3 ZONIFICACION GEOTECNICA 44
8.4 EVALUACION PROBABILISTICA DE ESTABILIDAD 46
8.4.1 Cálculos de Estabilidad 46
8.4.1.1 Métodos de Cálculo 46
8.4.1.2 Detonantes de Fenómenos de Inestabilidad 46
8.4.1.3 Casos Analizados y Resultados Obtenidos 47
8.4.2 Evaluación Probabilística 51
8.4.2.1. Metodología e Hipótesis de Cálculo 51
8.4.2.2 . Resultados Obtenidos 53

9. EVALUACION Y ANALISIS DE LA AMENAZA POR FENOMENOS DE REMOCION EN MASA 55

9.1 METODOLOGIA EMPLEADA 56
9.2 CRITERIOS PARA LA EVALUACION DE NIVELES DE AMENAZA 57
9.3 ZONIFICACION DE AMENAZA 57

10. EVALUACION Y ANALISIS DE VULNERABILIDAD POR FENOMENOS DE REMOCION EN MASA 60

10.1 METODOLOGIA EMPLEADA 60
10.1.1 Elementos Corporales 60

10.1.2 Elementos Estructurales 63
10.1.3 Elementos Funcionales 69
10.2 EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD 69
10.3 CRITERIOS PARA LA EVALUACION DE NIVELES DE VULNERABILIDAD 71
10.4 ZONIFICACION DE VULNERABILIDAD 72

11. **EVALUACION Y ANALISIS DE RIESGO POR FENOMENOS DE REMOCION EN MASA** 73

11.1 METODOLOGIA EMPLEADA 73
11.2 CRITERIOS PARA LA EVALUACION DE NIVELES DE RIESGO 74
11.3 ZONIFICACION DE RIESGO 75
11.4 COSTO ESPERADO DE LOS DAÑOS 80

12. **ALTERNATIVAS DE MITIGACION** 81

12.1 DESCRIPCION DE LAS ALTERNATIVAS DE MITIGACION 81
12.1.1 Zona 1 82
12.1.1.1 Alternativa 0 82
12.1.1.2 Alternativa 1 82
12.1.1.3 Alternativa 2 83
12.1.1.4 Alternativa 3 83
12.1.1.5 Alternativa 4 84
12.1.2 Zona 2 84
12.1.2.1 Alternativa 0 84
12.1.2.2 Alternativa 1 85
12.1.2.3 Alternativa 2 85
12.1.2.4 Alternativa 3 86
12.1.2.5 Alternativa 4 86
12.1.3 Zona 3 87
12.2 EVALUACION COMPARATIVA DE LAS ALTERNATIVAS DE MITIGACION 87
12.3 ANALISIS DE COSTO/BENEFICIO DE LAS ALTERNATIVAS DE MITIGACION 98
12.4 ALTERNATIVAS DE MITIGACION RECOMENDADAS 98

13. **DISEÑO DETALLADO DE OBRAS DE MITIGACION** 98

13.1 SELECCIÓN DE PARAMETROS GEOMECANICOS PARA LOS DISEÑOS 98
13.2 DESCRIPCION DE LAS OBRAS 100
12.3.1 Generalidades 100
13.2.2 Zona 1 101
13.2.3 Zona 2 101
13.2.4 Control de Erosión 103
13.3 ESTABILIDAD DEL ESCARPE CON LA IMPLEMENTACIÓN DE LAS OBRAS 104
13.3.1 Zona 1 104
13.3.2 Zona 2 106
13.3.3 Zona 3 106

13.4 CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO 106
13.5 RESUMEN CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO 107

14. **PROCESO CONSTRUCTIVO Y OBRAS PRIORITARIAS** 109

15. **DISEÑO PAISAJISTICO Y DE MEJORAMIENTO URBANISTICO** 109

15.1 ESTUDIO PREVIO DEL LUGAR 109
15.2 OBJETIVOS 109
15.3 MEMORIA DE DISEÑO 110
15.3.1 Empradización 110
15.3.2 Especies Vegetales 111
15.4 PLANTACION 114
15.5 MANTENIMIENTO 114
15.6 DISEÑO DE ESPACIO PUBLICO 114
15.7 CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO 115
16. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 115
BIBLIOGRAFIA 118

ANEXOS

Anexo 1. Carteras Topográficas de Campo
Anexo 2. Ensayos de Laboratorio y Ensayos de Percolación de Campo
Anexo 3. Registro de Perforaciones, Apiques, SEV, Ensayos de penetración con cono (DCP).
Anexo 4. Registro Fotográfico Geológico y Geotécnico
Registro Fotográfico Hidrológico
Registro Fotográfico Apiques
Anexo 5. Memorias de Cálculo
5.1 Cálculos Geotécnicos
5.2 Cálculos de la Amenaza
5.3 Cálculos de la Vulnerabilidad
5.4 Cálculos del Riesgo
5.5 Cálculo de Cantidades de Obra
Anexo 6. Especificaciones Técnicas de Construcción
Anexo 7. Encuestas
Anexo 8. Planos
Plano 1 - Plano Topográfico
Plano 2 - Mapa Geológico Regional
Plano 3 - Mapa Geológico Local
Plano 4 - Secciones Geológicas Transversales
Plano 5 - Mapa Geomorfológico Regional
Plano 6 - Mapa Geomorfológico Local
Plano 7 - Localización Exploraciones. Perforaciones, Apiques y Sondeos Eléctricos Verticales (SEV)
Plano 8.1 - Perfil Estratigráfico Longitudinal
Plano 8.2 - Perfiles Estratigráficos Transversales
Plano 9 - Mapa de Inventario de Procesos

Plano 10 - Mapa de Zonificación Geotécnica
Plano 11 - Mapa de Zonificación de Amenaza por Fenómenos de Remoción en Masa
Plano 12 - Mapa de Zonificación de Vulnerabilidad por Fenómenos de Remoción en Masa
Plano 13 - Mapa de Zonificación de Riesgo por Fenómenos de Remoción en Masa
Plano 14 - Secciones de Análisis Geotécnico
Plano 15 - Localización de Obras de Mitigación
Planos 16.1, 16.2 y 16.3 - Detalles Constructivos
Plano 17 - Paisajismo y Mejoramiento Urbano
Plano 18 - Detalle Espacio Público – Esquema Básico

Secretaría de Gobierno
ALCALDIA MAYOR DE SANTA FE DE BOGOTA D.C.
DIRECCION DE PREVENCION Y ATENCION DE EMERGENCIAS

FONDO PARA LA PREVENCION Y ATENCION DE EMERGENCIAS DE SANTA FE DE BOGOTA, D.C. - FOPAE -

CONTRATO No. CCS-438-99
ESTUDIO DE RIESGOS POR REMOCION EN MASA, EVALUACION DE ALTERNATIVAS DE MITIGACION Y DISEÑOS DETALLADOS DE LAS OBRAS RECOMENDADAS PARA ESTABILIZAR EL ANTIGUO ESCARPE DE EXPLOTACION FRENTE AL BARRIO EL PORTAL, LOCALIDAD RAFAEL URIBE

INFORME FINAL
Proyecto C.I.C. No. 248

Santa Fe de Bogotá D.C., Marzo 27 del 2000

LISTA DE CUADROS

Cuadro 1. Personal Participante en el Proyecto
Cuadro 2. Referencias IGAC
Cuadro 3. Puntos de Apoyo Topográfico
Cuadro 4. Precipitaciones Máximas Calculadas
Cuadro 5. Valores Totales Mensuales de Precipitación (mm)
Cuadro 6. Valores Mensuales Máximos en 24 horas de Precipitación (mm)
Cuadro 7. Caudales Máximos Calculados
Cuadro 8. Perforaciones Exploratorias del Subsuelo
Cuadro 9. Apiques Exploratorios del Subsuelo
Cuadro 10. Sondeos Eléctricos Verticales Exploratorios del Subsuelo (SEV)
Cuadro 11. Ensayos de Laboratorio Realizados
Cuadro 12. Cuadro Resumen de Propiedades del Subsuelo
Cuadro 13. Caracterización de Zonas Geotécnicas Homogéneas
Cuadro 14. Cálculos de Estabilidad Casos Analizados
Cuadro 15. Resultados de Cálculos de Estabilidad
Cuadro 16. Resultados de Evaluación Probabilística de Estabilidad
Cuadro 17. Categorías de Amenaza
Cuadro 18. Construcciones en Zona de Amenaza
Cuadro 19. Criterios de Evaluación de Probabilidad de Resistencia
Cuadro 20. Criterios de Evaluación de Vulnerabilidad Redes y Vías
Cuadro 21. Evaluación de Vulnerabilidad de Construcciones
Cuadro 22. Evaluación de Vulnerabilidad de Postes, Redes y Vías
Cuadro 23. Categorías de Vulnerabilidad

Cuadro 24. Matriz de Combinación de Amenaza y Vulnerabilidad
Cuadro 25. Categorías de Riesgo
Cuadro 26. Evaluación del Riesgo de Construcciones
Cuadro 27. Evaluación del Riesgo de Postes, Redes y Vías
Cuadro 28. Descripción de Zonas de Riesgo
Cuadro 29. Costo Total Esperado por Daños según Tipo de Elemento
Cuadro 30. Resultado Cálculos de Estabilidad con Obras de Mitigación
Cuadro 31. Resultado de la Evaluación Probabilística de Alternativas
Cuadro 32. Costo de Alternativas de Mitigación Zona 1 (Occidente)
Cuadro 33. Costo de Alternativas de Mitigación Zona 2 (Oriente, Occidente)
Cuadro 34. Costo de Alternativas de Mitigación Zona 3 (Centro)
Cuadro 35. Evaluación Comparativa de Alternativas de Mitigación
Cuadro 36. Costo Total de las Obras de Mitigación y Relación Costo Beneficio para todo el Escarpe
Cuadro 37. Estabilidad del Escarpe con Obras de Mitigación Zona 1
Cuadro 38. Beneficio de las Obras Zona 1
Cuadro 39. Estabilidad de Secciones Limitando el Terraceo
Cuadro 40. Estabilidad de las Casas 1, 2 y 3 en Condición Sísmica (0.3g)
Cuadro 41. Estabilidad del Escarpe con y sin Obras de Mitigación Zona 2
Cuadro 42. Estabilidad del Escarpe Zona 3 - Factores de Seguridad
Cuadro 43. Cantidades de Obra y Presupuesto
Cuadro 44. Cuadro Resumen de Costos
Cuadro 45. Especies Vegetales Recomendadas para el Proyecto
Cuadro 46. Cantidades de obra y Presupuesto Obras de Paisajismo

Secretaría de Gobierno
ALCALDIA MAYOR DE SANTA FE DE BOGOTA D.C.
DIRECCION DE PREVENCION Y ATENCION DE EMERGENCIAS

FONDO PARA LA PREVENCION Y ATENCION DE EMERGENCIAS DE SANTA FE DE BOGOTA, D.C. - FOPAE -

CONTRATO No. CCS-438-99
ESTUDIO DE RIESGOS POR REMOCION EN MASA, EVALUACION DE ALTERNATIVAS DE MITIGACION Y DISEÑOS DETALLADOS DE LAS OBRAS RECOMENDADAS PARA ESTABILIZAR EL ANTIGUO ESCARPE DE EXPLOTACION FRENTE AL BARRIO EL PORTAL, LOCALIDAD RAFAEL URIBE

INFORME FINAL
Proyecto C.I.C. No. 248

Santa Fe de Bogotá D.C., Marzo 27 del 2000

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Localización General del Proyecto
Figura 2. Delimitación del Area en Estudio
Figura 3. Diagrama generalizado para la zonificación de amenazas y riesgos
Figura 4. Pluviograma Mensual Interanual
Figura 5. Curva IDF Zona Cuatro
Figura 6. Area Afluentes
Figura 7. Carta de Plasticidad de Casagrande
Figura 8. Distribución Normal de Factor de Seguridad
Figura 9. Correlación entre el FS y la Probabilidad de Deslizamiento, Sección A-A
Figura 10. Correlación entre el FS y la Caída de Bloques de Roca, Sección E-E
Figura 11. Distribución Porcentual de la Amenaza en el Area Estudiada
Figura 12. Correlación entre la Probabilidad de Resistencia y la Vulnerabilidad
Figura 13. Distribución Porcentual de la Vulnerabilidad de Construcciones
Figura 14. Distribución Porcentual del Riesgo de Construcciones (25 años)
Figura 15. Comparación del Beneficio de las Alternativas de Mitigación Zona 1
Figura 16. Comparación del Beneficio de las Alternativas de Mitigación Zona 2
Figura 17. Cobertura Vegetal Existente.
Figura 18. Especies Vegetales Recomendadas.
Figura 19. Vista Isométrica del Area del Proyecto

Secretaría de Gobierno
ALCALDIA MAYOR DE SANTA FE DE BOGOTA D.C.
DIRECCION DE PREVENCION Y ATENCION DE EMERGENCIAS

FONDO PARA LA PREVENCION Y ATENCION DE EMERGENCIAS DE SANTA FE DE BOGOTA, D.C. - FOPAE -

CONTRATO No. CCS-438-99
ESTUDIO DE RIESGOS POR REMOCION EN MASA, EVALUACION DE ALTERNATIVAS DE MITIGACION Y DISEÑOS DETALLADOS DE LAS OBRAS RECOMENDADAS PARA ESTABILIZAR EL ANTIGUO ESCARPE DE EXPLOTACION FRENTE AL BARRIO EL PORTAL, LOCALIDAD RAFAEL URIBE

INFORME FINAL
Proyecto C.I.C. No. 248

Santa Fe de Bogotá D.C., Marzo 27 del 2000

1. GENERALIDADES

1.1 ALCANCE DEL ESTUDIO

En el marco del proyecto 7026, subproyecto 1.2.2.5, el Fondo de Prevención y Atención de Emergencias (FOPAE) adjudicó mediante el Contrato No. CCS-438/99 a la Firma C.I.C. Consultores de Ingeniería y Cimentaciones Ltda. (C.I.C.) la realización del estudio de Riesgos por Remoción en Masa y Diseños Detallados de las Obras de Mitigación para Estabilizar el Antiguo Escarpe de Explotación frente al barrio El Portal, en la Localidad Rafael Uribe de Santa Fe de Bogotá, D.C..

El propósito del estudio es la zonificación de la amenaza, la vulnerabilidad y el riesgo por fenómenos de remoción en masa del área en estudio, con cuyo resultado se llegó al diseño definitivo de obras de mitigación después de una evaluación comparativa pormenorizada de alternativas. El estudio contempló la recopilación y evaluación de la información topográfica, geológica, hidrológica, geotécnica, sísmica y urbanística del sitio, la cual fue procesada para obtener los productos finales que constituyen los diseños de obras contenidas en los planos de construcción.

El proyecto se enfocó desde el punto de vista geotécnico para dar solución a los problemas de inestabilidad actuales o potenciales. No está dentro del alcance del presente estudio la evaluación del efecto sísmico sobre las viviendas a nivel estructural.

El proyecto se encuentra localizado al sur-oriente de Santa Fe de Bogotá, aproximadamente a 1.5 km al sur-occidente de la cárcel La Picota. La zona en estudio cubre parte de los barrios La Paz Cebadal (segundo sector) y El Portal (primero y segundo sector) abarcando un área aproximada de 45.000 m^2. Se

encuentra limitado al norte por la Transversal 5B Bis, Transversal 5B, Carrera 5B y Transversal 4C, al sur por la Calle 52A sur y la Diagonal 51A sur, al este por la Diagonal 51 sur y al oeste por la Calle 53A sur. La localización general del proyecto puede observarse en la Figura 1.

Figura 1- Localización General del Proyecto

En el área en estudio se ubican 211 predios localizados sobre la base del escarpe y a 50m a partir de la corona del mismo, presentándose una alta densidad de población.

El presente Informe constituye el Informe Final del Estudio, el cual es una recopilación de los cinco (5) Informes de Avance presentados al FOPAE a la Interventoría durante el desarrollo del proyecto.

Los Consultores recibieron durante la realización del estudio los valiosos aportes del FOPAE representado por el Ingeniero Danilo Ruíz P. y de la Interventoría realizada por la firma INGEMETRICA LTDA. a través de los Ingenieros Jorge Puerto y Valentina Tshemodanova, su abierta disposición al debate técnico y su compromiso con el proyecto enriquecieron el desarrollo del mismo.

1.2 ORGANIZACIÓN DEL INFORME

El Informe está compuesto por tres (3) Volúmenes así:

Volumen 1- Texto con el siguiente contenido:

Capítulo: 1. Generalidades
2. Localización y Delimitación Geométrica del Area de Estudio
3. Diagnostico Conceptual de la Problemática del Sector
4. Modelos y Metodologías de Análisis Geotécnicos y de Evaluación de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo
5. Levantamiento Topográfico
6. Estudio Geológico
7. Estudio Hidrológico
8. Estudio Geotécnico
9. Evaluación y Análisis de la Amenaza por Fenómenos de Remoción de Masa
10. Metodología Empleada
11. Evaluación y Análisis de Riesgo por Fenómenos de Remoción en Masa
12. Alternativas de Mitigación
13. Diseño Detallado De Obras De Mitigación
14. Diseño Paisajístico y de Mejoramiento Urbanístico
15. Conclusiones y Recomendaciones
Bibliografía

Volumen 2 – Anexos 1 al 7

Anexo: 1. Carteras Topográficas de Campo
2. Ensayos de Laboratorio y Ensayos de Percolación de Campo
3. Registro de Perforaciones, Apiques, SEV, Ensayos de penetración con cono (DCP).
4. Registro Fotográfico Geológico y Geotécnico
5. Memorias de Cálculo
6. Especificaciones Técnicas de Construcción
7. Encuestas

Volumen 3 - Anexo 8. Planos

Plano:
1. Plano Topográfico
2. Mapa Geológico Regional
3. Mapa Geológico Local
4. Secciones Geológicas Transversales
5. Mapa Geomorfológico Regional
6. Mapa Geomorfológico Local
7. Localización Exploraciones. Perforaciones, Apiques y Sondeos Eléctricos Verticales (SEV)
8.1. Perfil Estratigráfico Longitudinal
8.2. Perfiles Estratigráficos Transversales
9. Mapa de Inventario de Procesos
10. Mapa de Zonificación Geotécnica
11. Mapa de Zonificación de Amenaza por Fenómenos de Remoción en Masa
12. Mapa de Zonificación de Vulnerabilidad por Fenómenos de Remoción en Masa
13. Mapa de Zonificación de Riesgo por Fenómenos de Remoción en Masa
14. Secciones de Análisis Geotécnico
15. Localización de Obras de Mitigación
16.1 y 16.2. Detalles Constructivos
17. Paisajismo y Mejoramiento Urbano
18. Detalle Espacio Público – Esquema Básico

1.3 DESCRIPCION DE ACTIVIDADES REALIZADAS

Durante la realización del estudio fueron acometidas las actividades que se describen a continuación.

1.3.1 Recopilación, depuración y análisis de la información existente

En esta etapa de trabajo se buscó y se realizó el análisis de la información en tres aspectos principales: información topográfica, técnica de estudios anteriores y de apoyo cartográfico como sensores remotos tipo fotografías aéreas. De igual forma se recopiló información climatológica y sísmica. Las fuentes de esta información fueron instituciones tales como el DPAE, INGEOMINAS, IGAC, IDEAM y la Universidad de los Andes.

1.3.2 Reconocimiento preliminar de la zona

Se realizó un recorrido del área en estudio y su vecindario por parte de los especialistas y personal técnico a cargo del proyecto. El objeto del reconocimiento fue establecer aspectos relevantes en las áreas de geología, hidrología, geotecnia y delimitar y definir el alcance del levantamiento topográfico.

1.3.3 Levantamiento topográfico

Los trabajos topográficos consistieron en el levantamiento planimétrico y altimétrico del área estudiada al igual que el levantamiento detallado de cinco (5) secciones transversales. Mayores detalles acerca de esta actividad pueden ser consultados en el Capítulo 5 del presente Informe.

1.3.4 Exploración del subsuelo y ensayos de laboratorio

La exploración del subsuelo fue realizada por métodos directos consistentes en perforaciones con equipo mecánico y apiques, en los cuales fueron realizados ensayos de penetración dinámica con cono (PDC), penetración estándar (SPT) y ensayos de percolación en el sitio. Esta investigación fue complementada con exploración indirecta realizada por medio de sondeos eléctricos verticales.

Para la definición de las propiedades fisicomecánicas del subsuelo fueron realizados ensayos de laboratorio de clasificación y de resistencia. Para mayor detalle con respecto a la investigación del subsuelo puede consultarse el Numeral 8.1 del presente Informe.

1.3.5 Estudio geológico, geomorfológico e hidrogeológico

El estudio geológico y geomorfológico fue realizado a escala regional (1.5000) y local (1:500). Comprendió una etapa inicial de fotointerpretación seguida de recorridos de campo, de lo cual se obtuvo la cartografía geológica y geomorfológica para el proyecto. La hidrogeología definió el comportamiento de las aguas subterráneas en el área estudiada. Esta parte del estudio es tratada con detalle en el Capítulo 6 del presente Informe.

1.3.6 Estudio Hidrológico y Diseños Hidráulicos

El estudio hidrológico definió aspectos climáticos básicos incidentes en la estabilidad del escarpe. Dentro de estos aspectos se calculó la precipitación y los caudales para diferentes períodos de retorno. Con los diseños hidráulicos se obtuvo la sección requerida de los canales y cunetas que se encargarán de disponer adecuadamente las aguas de escorrentía. Estos aspectos son tratados con detalle en el Capítulo 7 de este Informe.

1.3.7 Estudio Geotécnico

El estudio geotécnico se encargó de identificar los detonantes de inestabilidades y cuantificar la estabilidad del escarpe en términos del factor de seguridad y de la probabilidad de falla. En esta parte del proyecto fueron prediseñadas las alternativas de mitigación del riesgo las cuales fueron evaluadas comparativamente. Finalmente se realizó el diseño definitivo de la alternativa de mitigación seleccionada y se calculó la estabilidad del escarpe con la implementación de las obras. Estos aspectos son tratados con detalle en el Capítulo 8 de este Informe.

1.3.8 Realización de Encuestas

Con el objeto de categorizar los elementos expuestos a los fenómenos de remoción en masa fue realizado un inventario de viviendas, vías y redes de servicios públicos. Para el inventario fue diseñado un formulario, el cual se diligenció incluyendo la información referente a los moradores y las características estructurales de las viviendas.

1.3.9 Evaluación de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo por Fenómenos de Remoción en Masa

A partir de los estudios básicos descritos anteriormente fueron definidos los procesos de inestabilidad presentes y potenciales en el área estudiada en lo que respecta al tipo de falla, masa de suelo involucrada en los procesos y el área afectada. Con lo anterior se establecieron los niveles y la distribución areal de la amenaza. Con la definición de la tipología de los elementos expuestos expresada en términos de resistencia a la amenaza, su grado de exposición a los fenómenos de remoción en masa y la velocidad de los mismos se determinó la vulnerabilidad de cada elemento. A partir de los estimativos de amenaza y vulnerabilidad descritos anteriormente se realizó el análisis de riesgo por fenómenos de remoción en masa. Estos tres aspectos son tratados con detalle en los Capítulos 9, 10 y 11 de este Informe.

1.3.10 Evaluación de Alternativas de Mitigación

Para la mitigación del riesgo fueron planteadas varias alternativas, las cuales fueron evaluadas comparativamente tomando como parámetro el cociente existente entre el costo y el beneficio de las obras. De esta evaluación se seleccionó la alternativa más conveniente para el proyecto. Estos aspectos son tratados con detalle en el Capítulo 12 de este Informe.

1.3.11 Diseño de Obras de Mitigación, Cantidades de Obra, Presupuesto y Especificaciones de Construcción

Los elementos seleccionados como la mejor alternativa de mitigación fueron diseñados definitivamente hasta nivel de planos de construcción. De las obras fueron calculadas las cantidades de obra, lo cual dio pie para el cálculo del presupuesto. Los diseños fueron acompañados por las especificaciones Técnicas de Construcción. Estos aspectos son tratados con detalle en el Capítulo 13 de este Informe.

1.3.12 Informes de Avance y Reuniones periódicas con el FOPAE y la Interventoría

Durante el proyecto fueron presentados cinco (5) Informes de Avance, los cuales fueron sustentados frente al FOPAE y la Interventoría. Estos informes constituyen los capítulos terminados del Informe final.

1.3.13 Informe Final

Se realizó la compilación de los cinco (5) informes de Avance, complementándose con los capítulos de Generalidades y Conclusiones. En el Informe Final de incluye la información cartográfica en formato digital.

1.4 PERSONAL PARTICIPANTE

En la realización del estudio participaron las siguientes personas.

Cuadro 1
Personal Participante en el Proyecto

Dirección general del estudio	:	Ing. José N. Gómez S.
Dirección técnica del estudio, evaluación geotécnica, amenaza, vulnerabilidad y riesgo	:	Ing. Gilberto Rodríguez Ch.
Geología, geomorfología e hidrogeología	:	Geól. Martín E. López A.
Hidrología	:	Ing. Juan M. Beltrán
Asesoría en evaluación de amenaza, vulnerabilidad y riesgo	:	Ing. Mauricio Sánchez S.
Ingeniero Auxiliar en Evaluación de amenaza, vulnerabilidad y riesgo	:	Ing. Juan C. Medina
Paisajismo y mejoramiento urbanístico	:	Arq. Alexandra Morales
Sistema de información geográfica (SIG)	:	Ing. Sonia C. Fonseca
Análisis de estabilidad de taludes	:	Ing. Juan C. Medina Ing. Oscar H. Moreno
Cálculo de cantidades de obra y presupuesto	:	Ing. Juan C. Medina
Elaboración de especificaciones técnicas de construcción	:	Ing. Oscar H. Moreno
Digitación de planos	:	Srta. Mónica Salas Sr. Adolfo Duran
Digitación de texto	:	Sra. Claudia P. Montero
Coordinación de perforaciones y apiques	:	Sr. Jorge E. Carvajal
Geoeléctrica		Ing. Alejandro Ulloa

2. LOCALIZACION Y DELIMITACION GEOMETRICA DEL AREA EN ESTUDIO

El antiguo escarpe de explotación en estudio se encuentra localizado sobre los Cerros que bordean a la ciudad de Santa Fe Bogotá, D.C., frente del barrio El Portal aproximadamente a 1.5 km al sur-occidente de la cárcel La Picota, Localidad de Rafael Uribe Uribe. La zona en estudio cubre parte de los barrios La Paz Cebadal (segundo sector) y El Portal (primero y segundo sector) abarcando un área aproximada de 45.000 m^2. Se encuentra limitado al norte por la Transversal 5B Bis, Transversal 5B, Carrera 5B y Transversal 4C, al sur por la Calle 52A sur y la

Diagonal 51A sur, al este por la Diagonal 51 sur y al oeste por la Calle 53A sur. La localización general del proyecto puede observarse en la Figura 1. En la Figura 2 se presenta la delimitación del área en estudio.

El escarpe y su área de influencia tienen una longitud aproximada de 400m y un ancho de 150m, con una pendiente variable entre 45 y 80º. El escarpe está limitado en su base por viviendas unifamiliares de uno y dos pisos y en la corona por una vía y casas de tipología similar.

3. DIAGNOSTICO CONCEPTUAL DE LA PROBLEMÁTICA DEL SECTOR

3.1 DESCRIPCION DEL PROBLEMA

El subsuelo del área estudiada está conformado en la zona oriental del escarpe por limos arcillosos y arcillas limosas de color blanco amarillento a rojizo con niveles de guijarros y bloques de areniscas con un diámetro máximo de 15 cm de la formación Tilatá, de edad terciario-cuaternatio (pleistoceno). Los mencionados suelos presentan diferentes niveles de consistencia y resistencia según su grado de exposición a los agentes climáticos (ver Foto 1 – Anexo 4). En la zona occidental del escarpe y en una longitud aproximada de 100m, aflora un depósito fluviotorrencial compuesto por gravas, cantos y bloques redondeados a subredondeados de arenisca, soportados por una matriz limo-arcillosa. Estos materiales fueron probablemente transportados y depositados a lo largo y ancho del valle del río Tunjuelito (ver Foto 2 – Anexo 4).

La problemática que involucra la estabilidad del área esta dada por los desprendimientos de cuñas de suelos principalmente, localizados en la parte superior del escarpe. Estos desprendimientos son relativamente superficiales y de poca cobertura, de tipo traslacional y comprometen el espesor de suelos que es influenciado por las condiciones climatológicas (incremento y disminución del contenido de agua en los 2m superficiales). El proceso inicia con la formación de grietas de tensión en la corona del escarpe (ver Foto 3 – Anexo 4), con lo cual el fenómeno tiende a ser retrogresivo.

Las masas de suelos alterados que caen de la parte alta del escarpe se depositan sobre la pendiente o en su base, donde alcanzan el reposo. Las masas de suelo que quedan colgadas a lo largo del escarpe pueden experimentar movimientos de reptación, los cuales son de baja velocidad o movimientos abruptos detonados por lluvias o sismos. En el área compuesta por depósitos fluvio-torrenciales también se presentan fenómenos puntuales de remoción en masa y caída de bloques de roca. En este caso las superficies de deslizamiento son muy inclinadas dada la primacía de la componente friccionante (ángulo de fricción interna elevado) en la resistencia al corte de estos materiales. Estos materiales se depositan en la base del escarpe, en donde han dado lugar a geoformas irregulares o abultamientos en el terreno.

3.2 CAUSAS DE LAS INESTABILIDADES

A continuación se presenta el análisis conceptual de las causas de los fenómenos descritos en el párrafo anterior.

Las causas de los procesos de inestabilidad están asociadas a factores inherentes a los materiales comprometidos y a agentes externos que favorecen la ocurrencia del fenómeno. Estos factores son los siguientes:

Alto grado de alteración de las arcillas limosas y limos arcillosos por agentes como la lluvia, los cambios de temperatura y la escorrentía. La exposición a la lluvia y a la escorrentía que generan focos de erosión es favorecida por la carencia de cobertura vegetal en cerca del 40% del escarpe, con lo cual se facilita la acción degradante de este elemento que desencadena posteriormente inestabilidades. En este punto es necesario comentar, que las vías aledañas al escarpe no son pavimentadas y carecen de un sistema de alcantarillado de aguas lluvias, con lo cual todas las aguas de escorrentía fluyen libremente sobre el escarpe. Tan solo existen cárcamos precarios, los cuales permanecen colmatados la mayor parte del tiempo. Las grietas de tensión se llenan con agua generando empujes hidrostáticos que detonan los movimientos. Un segundo efecto del agua sobre estos materiales es incrementar su peso unitario y reducir su resistencia al corte (reduce los esfuerzos efectivos por incremento de la presión en los poros y reduce el valor de la cohesión por incremento en el contenido de agua), lo cual los hace más propensos a deslizarse (incremento de las fuerzas motoras y reducción de las fuerzas resistentes). El desconfinamiento que han experimentado estos suelos como consecuencia de la explotación ha contribuido también a desmejorar su resistencia. Por tratarse en este caso de suelos parcialmente saturados, la succión que induce presiones de poros negativas y por ende incrementos en los esfuerzos efectivos desaparece paulatinamente con el tiempo y el incremento de su humedad.

En el caso del depósito fluvio-torrencial puede destacarse su reducción de la resistencia al corte por la disolución por el agua de los cementantes y la erosión de la matriz por parte de las aguas lluvias, con lo cual los bloques de roca tienden a desprenderse y caer y/o rodar.

Como posible causa de inestabilidades fue también evaluada la incidencia que pueden tener las fugas de tuberías de alcantarillado.

En el área fueron observados también desechos de origen antrópico (basuras y restos de materiales de construcción), los cuales han sido arrojados de manera indiscriminada a lo largo del escarpe. Estos desechos no presentan ningún tipo de control técnico en lo referente a su compactación o drenaje, lo cual los hace muy susceptibles a saturarse provocando que las fuerzas de gravedad venzan su resistencia al corte. Adicionalmente, estos rellenos sobrecargan los taludes del terreno natural.

Con respecto a la incidencia del agua subterránea sobre las inestabilidades, pudo establecerse durante las visitas que estos niveles no son alimentados por la infiltración del agua lluvia en grandes áreas. Al respecto y tomando como base un deslizamiento ocurrido durante la realización del estudio se concluyó, que por la concentración de la escorrentía proveniente de los barrios en la parte alta del escarpe es posible la formación de niveles freáticos de tipo colgante. La formación de niveles freáticos de origen natural que involucren la totalidad de la masa de suelo

bajo el escarpe es poco probable por las razones que se exponen a continuación. Morfológicamente constituye el escarpe el borde de un lomo de ancho reducido cuya superficie ha sido construida casi en su totalidad. El área descubierta disponible para la infiltración de las aguas lluvias es pequeña. Durante las visitas realizadas en el mes de diciembre de 1999, mes de intensas lluvias, no fueron observados afloramientos de agua sobre la superifice del talud. Lo anterior fue confirmado por los habitantes de las viviendas en la base del escarpe, quienes no han registrado afloramientos de agua sobre la superficie del escarpe en los últimos años. Sin embargo, las fugas provenientes del alcantarillado si pueden generar niveles de agua subterránea importantes que pueden detonar deslizamientos. Este aspecto fue objeto de una minuciosa investigación durante el estudio.

A todo lo anteriormente expuesto se debe adicionar las altas pendientes que presenta el escarpe. Estas fuertes pendientes son remanentes de la antigua explotación de materiales de construcción llevada a cabo en el área.. La pendiente favorece la acción de la gravedad sobre los suelos y bloques de roca induciendo su deslizamiento y caída.

Resumiendo todo lo anteriormente expuesto, se tiene que las posibles causas de las inestabilidades que se han presentado en el escarpe son:

- Alto grado de alteración superficial las arcillas limosas y limos arcillosos.
- Alta susceptibilidad de las arcillas limosas y limos arcillosos parcialmente saturados al ser desconfinadas, a desmejorar sus propiedades mecánicas por reducción de la succión
- Inadecuado manejo de las aguas de escorrentía por la carencia de alcantarillado pluvial
- Alta exposición de la superficie del escarpe a las aguas lluvias
- Pobre cobertura vegetal en algunos sectores
- Alta pendiente topográfica del escarpe
- Reducción de la resistencia al corte por incrementos del contenido de agua y las presiones de poros debidos a niveles freáticos de tipo colgante
- Inadecuada disposición y sobrecarga del talud por rellenos antrópicos
- Posibles fugas de tuberías de alcantarillado.

4. MODELOS Y METODOLOGIAS DE ANALISIS GEOTECNICOS Y DE EVALUACION DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO

Para el desarrollo del estudio se siguió, con algunas adaptaciones, la metodología propuesta por VARGAS (1995), la cual se representa de manera esquemática y generalizada en la Figura 3.

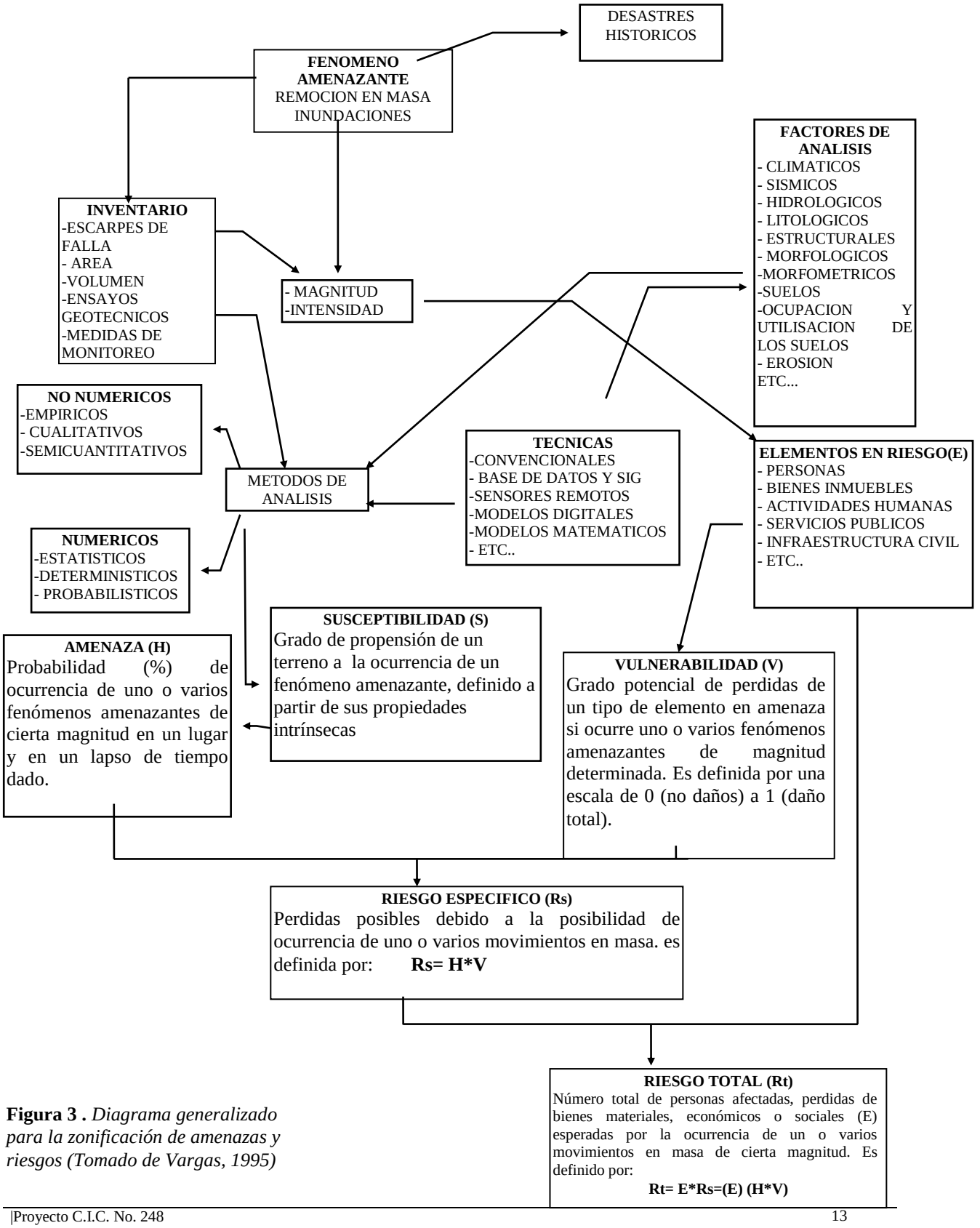


Figura 3 . *Diagrama generalizado para la zonificación de amenazas y riesgos (Tomado de Vargas, 1995)*

4.1 RECOPILACION, DEPURACION Y ANALISIS DE INFORMACION EXISTENTE

En esta etapa de trabajo se buscó y realizó el análisis de la información existente en tres aspectos principales: información topográfica, información técnica de estudios anteriores, información de apoyo cartográfico como sensores remotos de tipo fotografías aéreas y adquisición de datos climáticos y sísmicos.

4.2 COMPILACION DE INESTABILIDADES OCURRIDAS EN EL PASADO

Con el objeto de conocer los antecedentes de inestabilidades ocurridas en el pasado en el área de estudio se realizaron consultas con los habitantes de la región y búsqueda de documentos.

4.3 LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS

Se realizó el levantamiento topográfico de la zona de estudio, identificando todos los atributos cartográficos (viviendas, vías, redes de servicios, etc.).

4.4 ELABORACION DEL MAPA BASE DIGITAL

Tomando la base topográfica levantada se realizaró la digitalización de la información orientada hacia la implementación de un SIG de las diferentes coberturas como: curvas de nivel (con elevación), drenaje, vías, viviendas, redes, etc.

4.5 ESTUDIO DE LAS VARIABLES O FACTORES DEL TERRENO

En el estudio de las variables geoambientales o factores intrínsecos del terreno participaró un grupo multidisciplinario en las diferentes áreas de trabajo.

Los trabajos en cada tema en particular comprendieron: análisis de la información existente, fotointerpretación, elaboración de mapas preliminares, levantamientos detallados de campo, procesamiento de la información y ajuste de los mapas preliminares, edición de mapas y elaboración del informe técnico. Las variables contempladas en este estudio son:

4.5.1 Geología ingeniería geológica

Esta actividad se inició con el marco geólogico regional (escala 1:5000), establecido a partir de la información secundaria obtenida de los estudios del DPAE, Ingeominas y otras entidades.

Mediante la fotointerpretación, el levantamiento geológico en el terreno y el análisis de los resultados de las exploraciones del subsuelo (perforaciones y apiques), se obtuvo una cartografía geológica de las unidades litológicas superficiales para su caracterización en zonas ingenierilmente homogéneas contemplando los siguientes

parámetros físicos: tipo de roca o tipo de suelo según el caso, composición mineralógica, textura, estructura, grado de meteorización, grado de fracturamiento, espesor visible, consistencia (dureza, fragilidad, deslenabilidad, etc.). Como producto del desarrollo de esta actividad se obtuvo un mapa geológico local (unidades ingenieriles) a escala 1:500 y las secciones geológicas.

4.5.2 Geomorfología

La geomorfología fue analizada inicialmente en una marco regional (Escala 1:5.000). Posteriormente los estudios detallados y locales de la zona investigada se realizaron en tres temas principales: morfometría, morfología y morfodinámica.

Los elementos morfométricos del terreno fueron obtenidos a partir de la elaboración de un modelo digital de terreno del mapa base digital. Estos elementos son: contornos de altitud, inclinación de la pendiente y aspecto.

La morfología fue interpretada y levantada a nivel de componentes de terreno, de acuerdo a la escala de trabajo requerida para el estudio. Las unidades morfológicas fueron caracterizadas por : génesis, pendiente, altitud relativa, litología y drenaje entre otras.

La morfodinámica se orientó hacia la cartografía y caracterización de las zonas inestables por movimientos en masa y procesos de erosión. Los movimientos en masa fueron igualmente inventariados. La erosión fue evaluada en la identificación de los procesos y su grado de intensidad.

4.5.3 Hidrogeología

Se evaluó el comportamiento de las aguas subterráneas del sector y su incidencia en la formación de niveles freáticos en el área estudiada. Se definió la permeabilidad del subsuelo según el tipo de unidades presentes.

4.5.4 Geotécnia

Teniendo en cuenta las observaciones de campo, se estableció el plan de exploraciones del subsuelo con la ejecución de apiques, perforaciones y sondeos geoeléctricos verticales. En estas exploraciones se realizaron ensayos insitu y un muestreo sistemático de los suelos para ensayos de laboratorio como granulometrías, humedad, peso especifico, límites de Atterberg y cortes directos.

De esta actividad se establecieron los comportamientos geomecánicos de las unidades ingenieriles y se obtuvo un mapa de zonificación geotécnica.

4.6 EMPLEO DE UN SISTEMA DE INFORMACIÓN GEOGRAFICA (SIG)

Sobre la unidad de referencia definida para el área de estudio y sobre la base digital se digitalizó la información temática georreferenciada y se implementó en los mapas de amenaza, vulnerabilidad y riesgo empleando el programa ARC –INFO.

4.7 EVALUACION DE LOS FACTORES DETONANTES

Como factores externos detonantes de movimientos en masa se evaluó la información los factores de sismicidad y precipitación. La sismicidad fue evaluada por medio de un modelo unidimensional a través de un programa de computador y también por medio de los estudios de microzonificación Sísmica de Santafé de Bogotá (1998), en la cual están contemplados factores de amplificación sísmica como los efectos topográficos. La precipitación fue cuantificada a partir de los datos de lluvias con los registros de las estaciones más próximas. Con base en el estudio hidrológico a partir de los datos históricos recopilados en la estación metereológica más cercana fueron calculadas las lluvias para diferentes periodos de retorno.

4.8 ZONIFICACION DE LA AMENAZA

La amenaza fue valorada partiendo de métodos numéricos que modelaron mecánicamente el comportamiento del escarpe (cálculos de estabilidad). Con los resultados de los cálculos se implementó un análisis probabilístico de estabilidad. Con las anteriores herramientas se definieron los niveles de amenaza y su distribución espacial.

Los cálculos de estabilidad fueron realizados con procedimientos que dependieron del tipo de superficies de falla, correspondiendo las circulares al procedimiento de BISHOP y las planares al procedimiento de JANBU o el bloque deslizante.
Para la modelación del efecto sísmico sobre la estabilidad fueron realizados cálculos pseudoestáticos.

4.9 IDENTIFICACION, CARACTERIZACION Y LOCALIZACION DE LOS ELEMENTOS EXPUESTOS

Un elemento expuesto corresponde a un ser humano, los bienes y servicios existentes en la zona de interés que están sometidos a algún grado de susceptibilidad o amenaza por un fenómeno natural amenazante, que en este caso corresponde a los movimientos en masa. El censo de los elementos expuestos fue realizado en toda el área de estudio separando cinco (5) grandes grupos así: elementos corporales, elementos estructurales, superficies naturales, elementos funcionales y valoración económica.

4.9.1 Elementos Corporales

Los elementos corporales corresponden a las vidas humanas y se evaluron en términos de densidad de población por vivienda o establecimiento. Se recopiló la información levantándola en el terreno.

4.9.2 Elementos Estructurales

Los elementos estructurales se censaron en cuatro tipos según su naturaleza: construcciones o edificaciones, vías (carreteras, caminos), conducciones de servicios (tubería, redes eléctricas, postes) y superficies sin construir (suelo).

- Las construcciones fueron objeto de una tipificación en relación con su resistencia y a su grado de exposición a los fenómenos de inestabilidad.

Esta tipificación fue realizada con base en el censo de viviendas y estructuras considerando aspectos tales como existencia de vigas y columnas de amarre de la mampostería, materiales de los muros, tipo de cimentación, amarre de las cubiertas a la estructura principal, etc..

La evaluación de las redes con respecto a este fenómeno en particular tiene que ver en cierta forma con su resistencia (postes de energía, de teléfono, etc.) y en otros por su ubicación ya que existirá afectación sobre ellos aún con la mínima presencia del fenómeno (acumulaciones y obstrucción).

4.9.3 Superficies Naturales

Como superficies naturales, se caracterizarán aquellas zonas no edificadas como lotes vacíos.

4.9.4 Elementos Funcionales

Como elementos funcionales se consideraron todas aquellas actividades y servicios que se desarrollen a través de un elemento estructural.

Las actividades a considerar en el estudio son las siguientes:

- Habitacional. Construcciones destinadas a viviendas
- Comercial. Construcciones con dedicación comercial
- Habitacional - Comercial. Edificaciones con uso funcional mixto, como tiendas y viviendas.

4.9.5 Valoración Económica

De acuerdo a las condiciones estructurales, los bienes y servicios de los elementos expuestos se estableció un valor económico de los inmuebles, vías y redes.

4.10 PROCESOS GENERADORES DE DAÑO

Los procesos generadores de daño poseen el mismo concepto de lo que en ingeniería sísmica se expresa como Solicitación; esta solicitación busca de alguna forma entender el fenómeno físico generador de daño y poder encaminar esfuerzos a la cuantificación de su magnitud y posteriores medidas correctivas que en un futuro permitan contrarrestar la acción de ese fenómeno amenazante.

Teniendo en cuenta la diversidad, complejidad y variabilidad de los mecanismos que intervienen en un fenómeno como el de remoción en masa, los procesos de daño asociados a este fenómeno pueden ser: **Impactos y acumulaciones** Cada una de ellas puede ser definida de forma espacial dentro del área de influencia e igualmente es posible asociar elementos expuestos susceptibles a ser afectados por cada uno de ellos.

4.11 EVALUACION Y ZONIFICACION DE LA VULNERABILIDAD

Para establecer la vulnerabilidad de los elementos expuestos, se evaluó la resistencia y la exposición de estos con respecto a la magnitud del fenómeno amenazante. Para esta evaluación se establecieron los modos y niveles de daño.

4.12 EVALUACION DE LOS ESCENARIOS DE RIESGO

Con la zonificación de la vulnerabilidad y la base de datos georeferenciada de costos de los elementos expuestos se establecieron los escenarios de riesgo con pérdidas probables de los mismos.

4.13 ALTERNATIVAS DE MITIGACION

Con base en el conocimiento del terreno a través del estudio de las variables geoambientales, la zonificación de la amenaza y el riesgo se establecieron diferentes alternativas de las medidas de mitigación del fenómeno amenazante y reducción del riesgo. En esta etapa del estudio fueron empleados árboles de decisión para la selección de la alternativa de mitigación más favorable para el proyecto

4.14 DISEÑO DE OBRAS DE MITIGACION

Con base en la zonificación del riesgo fueron diseñadas obras de carácter remedial o preventivo. Estos diseños contaron con la participación de los especialistas en geotecnia y estructuras.. Con el objeto de garantizar la estabilidad de las obras propuestas fueron realizados cálculos de estabilidad con el objeto de verificar los factores de seguridad contra el deslizamiento después de ser construidas las obras.

4.15 EVALUACION DEL COSTO-BENEFICIO DE LAS OBRAS

El costo de las obras fue cuantificado y comparado contra otro tipo de alternativas tales como la reubicación de los elementos expuestos. El resultado de esta comparación fue la conclusión acerca de la viabilidad de implementar estas obras y por lo tanto de la zonificación de áreas con riesgo mitigable y riesgo no mitigable.

4.16 ESTUDIO PAISAJISTICO Y MEJORAMIENTO URBANISTICO

Con base en el planteamiento de obras y la zonificación del riesgo fue realizado por parte de un arquitecto un estudio de aprovechamiento del espacio y mejoramiento del sector. Aquí serán tenidos en consideración aspectos sociales y recreativos.

Las etapas que involucraron esta actividad fueron las siguientes:

- Análisis del entorno, con lo cual se evaluaron las condiciones de las viviendas, las vías y en general el paisaje.
- Análisis de aspectos urbanos, con lo cual se estudiaron los accesos al sitio, la existencia de vías principales y secundarias, el tratamiento del espacio público de tal forma que se pudieran integrar con el proyecto.
- Análisis del terreno como punto de influencia sobre el entorno urbano.
- Diseño paisajístico, con el tratamiento de zonas ambientales (arborización) y diseño del espacio público considerando aspectos tales como la recreación pasiva y el amoblamiento urbano.

4.17 PRESUPUESTO DE LAS OBRAS

De las obras diseñadas fueron elaborados planos en planta y detalles que permitan su construcción en el futuro. Fueron calculadas las cantidades de obra y el presupuesto de las obras. Lo anterior fue acompañado con las especificaciones técnicas de construcción.

4.18 INFORME FINAL

Todo la anteriormente expuesto fue compendiado en un informe escrito final, el cual contiene como mínimo la información solicitada por el FOPAE en los términos de referencia.

4.19 REUNIONES DE COORDINACION E INFORMES PARCIALES AL FOPAE

A lo largo del proyecto se realizaron las reuniones de información, control y coordinación con el FOPAE y la Interventoría estipuladas en los términos de referencia. Fueron presentados cinco (5) informes de avance con el contenido y en las fechas estipuladas por el FOPAE en los términos de referencia.

5. LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO

5.1 OBJETIVOS

El levantamiento topográfico detallado abarcó aproximadamente 4 ha., Este tiene por objeto obtener un modelo digital de terreno (DTM) que sirva como base para la evaluación de riesgos por remoción en masa y evaluación de alternativas de mitigación, del área de estudio.

5.2 METODO DE TRABAJO

La metodología consistió en realizar un levantamiento topográfico detallado, ligado a coordenadas del IGAG, mediante el método convencional de radiación por detalles de la siguiente forma:

- Poligonal principal a partir de los CD IGAC 764 y 765A, hasta la zona de proyecto.
- Levantamiento por detalles físicos de la zona de proyecto. Los detalles levantados incluyeron paramentos de viviendas, postes de teléfono, energía, pozos de inspección, etc.
- Los detalles como pozos de inspección se levantaron y se numeraron para identificarlos durante la etapa de inspección de pozos.
- Levantamiento por detalles morfológicos para la elaboración del DTM.
- Materialización de referencias. Se materializaron y se determinaron coordenadas en campo de tres referencias con placa de bronce para futuros replanteos de trabajos de mitigación de riesgos que impliquen obras civiles.
- Se efectuó la inspección de 37 pozos de alcantarillado localizados dentro de la zona en estudio.

5.2.1 Procedimiento de Campo

Se utilizó una Estación Total SOKKIA con cartera electrónica con capacidad para grabar 5000 detalles en donde se almacenaron diariamente los datos del área levantada durante la jornada (ver Anexo 1). En esta cartera se almacenaron los datos de distancias, ángulos de campo y el atributo del punto. Los atributos son campos de texto para identificar el punto levantado como poste, pozo, delta o punto de terreno natural, con el fin de identificarlos durante la etapa de dibujo.

Cada juego de trabajo se anexó al archivo inicial para obtener un archivo total para los cuatro días totales de trabajo. Como complemento, se determinó levantar cinco secciones transversales en las zonas críticas determinadas por la Interventora y la dirección del proyecto. Las carteras de campo del levantamiento planimétrico y altimétrico del área y las secciones transversales se pueden detallar en el Anexo 1.

5.2.2 Procedimiento de Oficina

Una vez terminada la etapa de campo se procedió de la siguiente manera para procesar la información:

- Cálculo y generación del DXF. Con el total de los datos recolectados en campo se calcularon las coordenadas para el proyecto a partir de las coordenadas de origen; en el Anexo 1 se presentan las carteras topográficas.

- Generación del DTM. A partir del DXF y mediante el software “Eagle Point” se generó el modelo digital del terreno y el cálculo de secciones transversales.

- Edición y Toponimia. Una vez obtenido el DTM se exportó a “AutoCad” y se procedió a la elaboración de la planta de detalles de acuerdo con los atributos

grabados en campo para cada punto levantado (ver Anexo 2, Plano Topográfico).

5.3 PUNTOS DE APOYO

Como puntos de arranque del levantamiento topográfico fueron empleados tres (3) placas del IGAC certificadas cuyas características se presentan en el Cuadro 2.

Cuadro 2
REFERENCIAS IGAC

Referencia IGAC No.	Coordenadas		Elevación (msnm)
	N (m)	E (m)	
1	94.455.945	95.408.941	2591.480
2	94.484.394	95.810.760	2586.443
3	94.470.680	95.812.523	2588.989

En el Anexo 1 se presenta para cada referencia la descripción y la localización en un esquema, al igual que las respectivas certificaciones.

La localización de estas placas puede observarse igualmente en el Plano Topográfico del Anexo 8.

Como apoyo para el levantamiento topográfico fueron empleados los puntos presentados en el Cuadro 3:

Cuadro 3.
PUNTOS DE APOYO TOPOGRAFICO

Punto No.	Coordenadas (m)		Elevación (msnm)
	N	E	
CD 764	94322.6120	95163.9480	2570.786
CD 765A	94065.7141	95203.7349	2573.179

5.4 PERSONAL, EQUIPO Y SOFTWARE

Personal
1 Jefe de Topografía
1 Topógrafo de campo
1 Cadenero primero
1 Cadenero segundo
2 Ayudantes

Equipo
1 Estación total electrónica SOKKIA
1 Cartera electrónica HP-DR48

1 Computador portátil AST 420 PRO
1 PC ACER PENTIUM II – 128 MB RAM
1 Vehículo
Accesorios (bastones, radios, cintas, plomadas etc.)

Software
- TRANSIT para colección, cálculo y ajuste de datos
- EAGLE POINT para generación de DTM
- AUTOCAD 14 para dibujo y edición
- Office 98

5.5 RESULTADOS OBTENIDOS

La información básica obtenida a partir del levantamiento topográfico se utilizará para desarrollar las diferentes disciplinas de los estudios. En el Anexo 8 se presenta el Plano Topográfico, el cual corresponde a la planta básica del proyecto. Adicionalmente, se obtuvo la siguientes información:

- DTM, Planta y 5 perfiles del área de estudio en medio magnético.
- Archivo *.TXT de los datos de campo
- Inspección de pozos, 37 formatos

6. ESTUDIO GEOLOGICO

6.1 GENERALIDADES

En este capítulo se presentan los resultados de los estudios geológicos del área en los barrios El Portal y La Paz, sector El Cebadal, para los cuales fueron de gran importancia las exploraciones del subsuelo (perforaciones, geoeléctrica y apiques), lo mismo que los afloramientos rocosos que se encontraron en los cortes de carreteras, canteras y cauces de quebradas.

Regionalmente afloran en el área de la cuenca de la quebrada Chiguaza, afluente del río Tunjuelito, donde se encuentra la zona estudiada, rocas sedimentarias de origen marino y continental depositadas durante el Terciario y el Cuaternario, que corresponden a las unidades litoestratigráficas de la sabana de Bogotá: formación Regadera (Ter), formación Tilatá (TQt), formación Sabana (Qtb) (unidad Terraza baja) y depósitos fluvio-glaciares (Qfg).

En el sector del escarpe estudiado se encontraron de base a techo las siguientes unidades litológicas: formación Tilatá (TQt), depósitos fluvio-glaciares (Qfg), suelos finos transportados (Qsrt), material deslizado (Qmd) y material de recebo (Qmr).

Estructuralmente se encuentra la zona estudiada demarcada dentro del núcleo del sinclinal asimétrico de Usme - Tunjuelito.

Geomorfológicamente se distinguen a nivel regional ocho unidades y a nivel local cuatro, las cuales se describen más adelante.

Ingenierilmente los diferentes tipos de materiales litológicos (suelos, depósitos inconsolidados y rocas) presentan características físicas y químicas que influyen en su comportamiento geomecánico. Por lo tanto, para fines de zonificación de riesgos asociados con éstos materiales ante los procesos de erosión y remoción en masa se deben elaborar mapas de ingeniería geológica, donde se definen unidades litológicas superficiales, con características ingenieriles homogéneas, tema que será tratado en el capítulo de evaluación y análisis de riesgos por fenómenos de remoción en masa.

6.2 METODO DE TRABAJO

Durante la ejecución del estudio geológico se siguieron varias etapas, las cuales se resumen a continuación:

6.2.1 Consecución y Análisis de Información Geológica de Referencia

Se consiguió y analizó la información geológica existente del área de estudio en entidades tales como el DPAE, INGEOMINAS, IDU, DAMA, IDEAM, EAAB, CAR y EEB, entre otras.

Igualmente se obtuvo información de compañías consultoras privadas como INGECON S.A., INGENIERIA Y GEOTECNIA LTDA., INGEOCIM LTDA., Consorcio PROJEKTA LTDA. - CIVILES LTDA., HIDROCONSULTA LTDA., entre otras.

El estudio geológico realizado por la compañía INGEOCIM LTDA. para el proyecto de “Zonificación de Riesgos por Inestabilidades del Terreno para Diferentes Localidades en la ciudad de Santa Fe de Bogotá”, del año 1998, lo mismo que el proyecto “Estudio Geotécnico detallado de una Zona Sur de Santa Fe de Bogotá, Alcaldías de Ciudad Bolívar, Rafael Uribe Uribe, Usme y San Cristóbal” de INGEOMINAS, del año 1995 fueron de gran ayuda para la elaboración de los mapas a nivel regional y del informe geológico.

6.2.2 Fotogeología

La fotogeología fue realizada mediante la interpretación de las fotografías aéreas de los vuelos C-772 y R-1131, escalas 1:9.000 y 1:5.000, de los años 1956 y 1990 respectivamente, tomadas por IGAC-SADEC. Con esta información se elaboraron los mapas geológico y geomorfológico preliminares, los cuales fueron ajustados posteriormente durante los recorridos de campo.

6.2.3 Reconocimiento de Campo

Durante las visitas de reconocimiento en el campo se utilizaron planchas topográficas de Planeación Distrital, IDU y el Catastro Distrital y las fotografías aéreas anteriormente mencionadas. En el recorrido de campo se describieron los

afloramientos rocosos que se encontraron en los cortes de carreteras, canteras y quebradas.

6.2.4 Elaboración de Mapas

Una vez colectada toda la información primaria en campo, incluyendo los registros de perforaciones, apiques y los perfiles de los sondeos eléctricos verticales (SEV) resultantes de la prospección geoléctrica, se procedió a elaborar los mapas geológico y geomorfológico regional escala 1:5.000 tomando como base la cartografía geológica y geomorfológica escala 1:10.000 de INGEOCIM LTDA., 1998. Para los mapas geológico, geomorfológico y de inventario de procesos locales, escala 1:500, se utilizó la base cartográfica realizada por C.I.C. para el presente estudio.

6.2.5 Elaboración del Informe

En el capítulo correspondiente al informe geológico se presenta una descripción de las unidades geológicas y geomorfológicas identificadas en el área, teniendo en cuenta su edad, de más jóvenes a más antiguas, acompañadas de fotografías de los afloramientos (ver mapas geológicos y geomorfológicos - Anexo 8 y Registro fotográfico – Anexo 4).

6.3 GEOLOGIA

6.3.1 Geología Regional

En la cuenca de la quebrada Chiguaza aflora una secuencia estratigráfica de rocas sedimentarias de origen marino y continental, depositadas durante el Terciario y Cuaternario, que corresponden con las unidades litoestratigráficas de la sabana de Bogotá a saber: formación Regadera (Ter) conformada por el conjunto inferior (Teri) y el conjunto superior (Ters), formación Tilatá (TQt), formación Sabana (Terraza baja) (Qtb) y depósitos fluvio-glaciares (Qfg).

La geología regional se puede observar en el Mapa Geológico Regional del Anexo 8.

Estratigrafía

A continuación se presenta una breve descripción de las unidades litoestratigráficas identificadas en el área de la más antigua a la más reciente (ver Anexo 4 - Registro Fotográfico Geológico y Geotécnico).

<u>Formación Regadera (Ter)</u>

Unidad definida por Hubach (1957). Aflora principalmente en la serranía de Guacamayas (ver Foto 1 y 2 Anexo 13). El conjunto inferior de la formación (Teri) está constituido litológicamente por areniscas cuarzo-feldespáticas, grises claras a

blancas, localmente con niveles conglomeráticos, en bancos de 0.5 a 15m de espesor con intercalaciones de arcillolitas de color gris claro a oscuro y abigarradas con espesores que no sobrepasan los 0.3m.

En el conjunto superior de la formación (Ters) predominan las arcillolitas principalmente, aflorando en la prolongación de la carrera décima desde el barrio San Isidro hasta el barrio Marruecos.

El espesor total de la formación Regadera varía entre 350 y 600m, su edad se considera como Eoceno Medio.

Formación Tilatá (TQt)

Descrita por Julivert (1961), aflora en el área en la loma del sanatorio de La Picota y en las márgenes de la quebrada Chiguaza (ver Foto 3 Anexo 4, Registro Fotográfico Geológico y Geotécnico).

Está constituida por arcillas y arenas arcillosas de color blanco, con niveles de cantos y guijarros de pequeño diámetro. La formación Tilatá se considera como el límite entre el Terciario y el Cuaternario en la cuenca de la sabana de Bogotá. Su contacto con la formación Regadera que la suprayace es discordante erosivo. Su espesor se calcula en aproximadamente 200m, su edad pleistoceno.

Formación Sabana (Qs)

Definida por Porta (1961), aflora en los alrededores de la cárcel La Picota conformando la parte plana de este sector de la sabana de Bogotá.

Se encuentra dividida en tres unidades o conjuntos a saber:

- Suelos de la sabana (Qsb) que conforman depósitos de suelos (gris oscuro, rojos y marrones), en terrenos suaves y altos.
- Terraza alta (Qta) constituida por materiales transportados y depositados en el piedemonte de la sabana.
- Terraza baja (Qtb) conformada por el mismo tipo de material que constituyen los suelos de la sabana, pero depositados en la parte plana. En el área estudiada únicamente aflora la unidad Terraza Baja (Qtb). (ver Foto 7 Anexo 4).

La Formación Sabana se halla en contacto erosivo con la formación Tilatá (TQt) y en contacto discordante con los depósitos fluvio-glaciares (Qfg). Su espesor fluctúa entre 4 y 8m, su edad pleistoceno superior - Holoceno.

Depósitos fluvio-glaciares (Qfg)

Se encuentran localizados generalmente en zonas de ladera sobre formaciones blandas o con sedimentos poco consolidados preferiblemente sobre las formaciones Bogotá, Tilatá y Sabana.

Están constituidos por bloques, cantos y guijarros redondeados a subredondeados de areniscas blancas y cuarzosas del grupo Guadalupe dentro de una matriz arcillo-limosa. Sus mejores afloramientos se encuentran frente a la iglesia del barrio San Agustín, conformando el basamento sobre el cual está construido gran parte del barrio Diana Turbay, también en el sector occidental del escarpe del barrio El Portal. Tiene un espesor variable entre 6 y 20m, de acuerdo a lo observado en la zona estudiada (ver Fotos 5 y 6 Anexo 4).

6.3.2 Geología Local

En el sector del escarpe del barrio El Portal se encontraron de base a techo las siguientes unidades litológicas: formación Tilatá (TQt), depósito fluvio-glaciar (Qfg), suelos finos transportados (Qsrt), material deslizado (Qmd) y material de recebo (Qmr).

La descripción de la geología local puede ser observada en el Mapa Geológico Local del Anexo 8.

Estratigrafía

En este aparte se describen las unidades litológicas que afloran en el escarpe del barrio El Portal, las cuales se presentan en las secciones transversales incluidas en el Anexo 8, Plano de Secciones Geológicas Transversales.

Formación Tilatá (TQt)

Se encuentra conformando el basamento del escarpe estudiado en el barrio El Portal. Está constituida por arcillas y arenas arcillosas de color blanco amarillento, friables y deleznables, blandas, con niveles de cantos y guijarros hasta de 6 pulgadas de diámetro, dentro de una matriz arcillo-limosa. El contacto con el depósito fluvio-glaciar que la suprayace es discordante.

Depósito fluvio-glaciar (Qfg)

De acuerdo con los registros obtenidos en las perforaciones, apiques y sondeos geoléctricos, conforma una unidad con un espesor variable (6 a 20m) en sentido oriente-occidente, teniendo su máximo espesor en el sector occidental (ver Foto 10 Anexo 4).

Su composición es principalmente de bloques, cantos y guijarros redondeados hasta de 1.0m de diámetro, de areniscas blancas, cuarzosas, en una matriz arcillo-limosa, poco consolidada.

Suelos finos transportados (Qsrt)

Originados por la meteorización y alteración de la roca madre o parental a partir de materiales arcillosos posteriormente transportados y depositados sobre laderas y antiguos cauces. Estos suelos pueden confundirse con cenizas volcánicas. Sus

colores son principalmente gris, rojizo con vetas verdosas y amarillo ocre (ver Anexo 4). Su espesor varía entre 1.0 y 3.5m, afloran en forma alargada siguiendo un rumbo oriente-occidente pero en el sector occidental son interrumpidos por el depósito fluvio-glaciar (ver Anexo 8, Secciones Geológicas Transversales).

Material deslizado (Qmd)

Está conformado por material que por erosión, especialmente de aguas lluvias, ha sido desprendido y depositado sobre el escarpe, también por acción antrópica (basuras, sobrantes de material de excavación y construcción) (ver Anexo 4). De acuerdo con lo observado en los apiques su espesor varía entre 0.50 y 1.30m.

Material de recebo (Qmr)

Está constituido por escombros de excavación y de construcción, sobrantes de chircales y tejares utilizados para estabilizar el suelo de las vías y accesos durante el período de invierno (ver Anexo 4). El espesor encontrado en las perforaciones oscila entre 0.30 y 0.80m.

Estructuralmente tienen las unidades litológicas que conforman el talud un rumbo $N30^0E$ con un buzamiento variable entre 8 y 12^0 hacia el SE, de acuerdo con lo observado en afloramientos de la loma del sanatorio La Picota.

6.4 GEOMORFOLOGIA

6.4.1 Geomorfología Regional

La cuenca hidrográfica de la quebrada Chiguaza se encuentra localizada en el extremo suroriental de la provincia geomorfológica de la sabana de Bogotá (ver Figura 6). La geomorfología es una de las principales variables del terreno que interviene en la ocurrencia de fenómenos naturales amenazantes, como los movimientos en masa.

La identificación de las unidades geomorfológicas contribuye a la comprensión de los procesos geológicos que afectan el terreno (meteorización, erosión, tectonismo, etc.), al igual que los agentes geológicos (agua, hielo, viento, etc.) y la fuerza de gravedad que contribuyen al modelamiento de la corteza terrestre.

A nivel de paisaje regional se encontraron en el área estudiada las siguientes unidades geomorfológicas.

Relieve montañoso de control estructural (l)

Origina geoformas escarpadas y fuertes, siguiendo las estructuras geológicas de plegamiento, fallamiento y diaclasamiento. Esta unidad geomorfológica está compuesta por dos geoformas:

- Escarpes y frentes estructurales (IA). Con presencia de crestas agudas, pendientes rectas y regulares mayores de 60^0; valles en V, los principales procesos morfodinámicos son caídas de roca latentes y activas, erosión diferencial y canteras.
- Pendientes estructurales (IB). Crestas agudas, pendientes rectas, drenaje subparalelo, valles en V y media caña, presencia de deslizamientos rotacionales, erosión laminar y erosión hídrica concentrada.

Relieve colinado de control estructural plegado (II)

Presenta formas onduladas en sitios de pendiente moderada ($5\text{-}20^0$) y peneplanicies en los de pendiente suave ($5\text{-}10^0$). En las laderas se encuentran geoformas relacionadas con denudación o acumulación. Se observaron dos geoformas:

- Terrenos ondulados (IIB). Con crestas redondeadas a subangulares, pendientes irregulares mayores de 15^0, drenaje dendrítico, valles en V y media caña, deslizamientos y flujos de tierra, erosión hídrica concentrada en surcos y cárcavas, chircales.
- Superficies de aplanamiento (IIC). Caracterizada por crestas redondeadas, pendientes regulares y rectas hasta 15^0, drenaje dendrítico a subparalelo, valles en media caña, presencia de deslizamientos, erosión laminar, erosión en surcos y huellas de ganado o pata de vaca.

Relieve erosional de depósitos no consolidados (IV)

Originados por la acción de la erosión sobre depósitos fluvio-torrenciales y fluvio-glaciares en laderas de piedemonte con pendientes entre 20 y 30^0, en el área se encuentra la geoforma laderas de piedemonte degradadas.

- Laderas de piedemonte degradadas (IV). Conformadas por cimas redondeadas, pendientes irregulares, drenaje dendrítico denso, valles en V y media caña, erosión hídrica concentrada en surcos y cárcavas, erosión laminar, chircales.

Relieve depositacional en laderas (V)

Caracterizado por la acumulación de depósitos fluvio-torrenciales y fluvio-glaciares sobre laderas y antiguos cauces, originando dos geoformas: laderas de acumulación (VA) y colina depositacional (VB).

- Laderas de acumulación (VA). Presenta laderas con pendientes regulares hasta de 40^0, drenaje poco denso, valles en media caña, se observan erosión en surcos y cárcavas, erosión laminar y exiguos deslizamientos.
- Colina depositacional (VB). Con cimas redondeadas, pendientes regulares, drenaje subdendrítico y valles en media caña, erosión en surcos y cárcavas, erosión laminar y exiguos deslizamientos.

Relieve erosional de valles aluviales consolidados (VI)

Son producidos por torrentes sobre valles constituidos por materiales arcillosos, generando formas subhorizontales a ligeramente inclinadas de materiales poco consolidados, en el área se encontró la geoforma valles de planicie (VIB).

- Valles de planicie (VIB). Tiene pendientes rectas menores de 10^0, valles de fondo plano, socavación lateral, depósitos de terrazas y meandros activos y cortados.

El área de estudio se encuentra enmarcada dentro de la unidad geomorfológica Relieve Depositacional en Laderas (V), más exactamente en la geoforma Colina Depositacional (VB).

6.4.2 Geomorfología Local

Teniendo en cuenta lo observado en las fotografías aéreas, tomadas en los años 1956 y 1990, se puede concluir que la morfología actual del sector ha sido modificada radicalmente, debido a la explotación del material fluvio-glaciar para ser empleado como agregado en concretos. Esta explotación, de la cual se encuentran vestigios en la actualidad, fue realizada mediante el sistema de banqueo. La explotación de este depósito fue hecha por los presos de la cárcel La Picota y probablemente finalizó, según la información de los pobladores más antiguos del lugar, hace unos 25 años cuando prácticamente se agotó el material.

En el sector del escarpe estudiado, se diferenciaron de occidente a oriente cinco unidades geomorfológicas (ver Anexo 8, Mapa Geomorfológico Local), las cuales se describen a continuación:

- Unidad A. Localizada en el sector occidental del escarpe, presenta los siguientes características morfométricas y morfodinámicas: escarpe con crestas angulares, pendiente entre 45^0 y la vertical, caída de bloques de roca por erosión hídrica.
- Unidad B. Caracterizada por presentar crestas redondeadas, pendiente entre 30 y 45^0, deslizamientos rotacionales, erosión hídrica concentrada en surcos y cárcavas
- Unidad C. Localizada en la parte media del escarpe, se observan crestas redondeadas, pendientes irregulares y homogéneas mayores de 45^0, erosión laminar, agrietamientos superficiales, deslizamientos rotacionales y exiguos flujos de detritos y tierras
- Unidad D. Esta unidad presenta escarpes con crestas redondeadas, pendientes entre 30 y 45^0, deslizamientos traslacionales, reptación y exiguos flujos de detritos .
- Unidad E. Se encuentra en el extremo oriental del escarpe, presenta crestas angulares a subangulares, pendientes entre 15 y 30^0, desprendimiento latente de rocas por erosión hídrica .

El registro fotográfico de estas unidades puede ser observado en el Anexo 4.

6.5 HIDROGEOLOGIA

La hidrogeología es la ciencia que estudia las aguas subterráneas en sus aspectos químicos, físicos, almacenamiento y circulación en el subsuelo.

En el sector estudiado, el cual se encuentra hidrológicamente dentro de la cuenca de la quebrada Chiguaza, la acumulación de agua subterránea puede tener lugar tanto en materiales consolidados (rocas) como en materiales sueltos no consolidados (depósitos aluviales, fluvio-lacustres, fluvio-glaciares, conos aluviales, abanicos aluviales, terrazas aluviales, etc.).

De acuerdo con el ciclo hidrológico, la generación de agua subterránea viene a ser el resultado de la infiltración producida a través del suelo por ríos, quebradas, lagos y el agua lluvia, en una magnitud que depende de las propiedades del subsuelo como la porosidad y la permeabilidad.

Debido a la morfología de la colina depositacional, la cual le da un aspecto de un lomo amplio, el agua lluvia no se infiltra puesto que el área está protegida en gran parte por construcciones y el agua de escorrentía fluye por las calles aprovechando la pendiente hacia las partes más bajas. Por lo tanto el efecto de recarga es prácticamente nulo en las unidades litológicas que se encontraron en el escarpe de los barrios El Portal y La Paz.

El nivel freático no se detectó en ninguna de las exploraciones del subsuelo (perforaciones y apiques). Tampoco se observaron durante los estudios afloramientos de agua en la parte baja del escarpe, lo cual fue confirmado por los habitantes del lugar.

Los ensayos de permeabilidad en el sitio arrojaron valores del coeficiente de permeabilidad que permiten calificar la permeabilidad de los suelos superficiales como baja a mediana.

Este aspecto sumado a las pendientes altas o moderadas del terreno hacen concluir que la probabilidad de infiltración masiva de agua y por ende la formación de un nivel de agua freática continuo es bajo.

El efecto del agua lluvia se evidencia en los 2m de suelo superficiales, los cuales están sujetos a la acción climatológica. Hasta esta profundidad, la formación de niveles freáticos colgantes es posible. Estos suelos reducen su cohesión por el incremento de su humedad. Para el estudio fue considerada la posibilidad de formación de niveles freáticos artificiales por efecto de las infiltraciones provenientes de las tuberías de alcantarillado.

En el escarpe del barrio El Portal se encuentran cuatro unidades litológicas que tienen características hidrológicas diferentes, las cuales se definen a continuación.

<u>Material deslizado (Qmd)</u>

Debido a su composición arcillosa es poco permeable, con una porosidad efectiva baja, lo cual no le permite el almacenamiento de agua subterránea.

Material de recebo (Qmr)

Tiene una composición heterogénea y su escaso espesor superficial permite la circulación del agua lluvia y de escorrentía que se percola hasta su contacto con la capa que le subyace.

Suelo fino transportado (Qsrt)

Al igual que el material deslizado (Qmd), su permeabilidad es baja debido a su composición arcillosa y a la falta de comunicación entre sus poros, lo cual dificulta la infiltración del agua lluvia. Según los ensayos de percolación en campo, el coeficiente de permeabilidad es del orden de $8x10^{-6}$ m/s.

Depósito fluvio-glaciar (Qfg)

Está conformado por bloques, cantos y fragmentos de areniscas, dentro de matriz arcillo-limosa, se caracterizan por originar acuíferos discontinuos y con escasa interconexión.

Formación Tilatá (TQt)

Conformada por arcillas, arenas y niveles de gravas que poseen pobres características de almacenamiento y transmisión de agua debido a su baja permeabilidad.

7. ESTUDIO HIDROLOGICO

7.1 GENERALIDADES

En este capítulo se presentan los análisis de lluvias y caudales que ocurren en el área de estudio y se evalúan las lluvias para períodos de retorno de 10, 25, 50 y 100 años. Se considera que los caudales que llegan a la zona serán conducidos por el alcantarillado de aguas lluvias que tendrá que construir la EAAB en el futuro. Actualmente, las aguas lluvias drenan por las calles como se muestra en el anexo fotográfico (Anexo 4), generando procesos de erosión.

El área tributaria puede observarse en la Figura 6.

Se han estimado los caudales que pueden llegar al escarpe y poner en peligro la estabilidad del terreno. Estos análisis se presentan en el Numeral 7.3.

7.2 PRECIPITACION

El área de estudio está localizada dentro del radio de influencia de la estación pluviográfica Picota operada por la CAR - Corporación Autónoma Regional de Cundinamarca. Por lo tanto, se utilizó la información de precipitaciones medias mensuales para los análisis estadísticos y la evaluación de precipitaciones medias. La información de máximas precipitaciones se obtuvo a partir de los valores mensuales de máximos en 24 horas de precipitación (mm) y las intensidades máximas se obtuvieron del Estudio de Análisis y Caracterización de Tormentas en la Sabana de Bogotá, 1995, elaborado por IRH para la EAAB.

7.2.1 Análisis de Precipitaciones

La precipitación media anual registrada en la estación Picota es de 569mm para el período 1980 - 1998, con un máximo anual de 836mm en 1986 y un mínimo anual de 223mm en 1992.

La precipitación máxima mensual registrada fue de 179mm en octubre de 1986 y la mínima mensual de 0 mm en enero de 1998.

Los valores totales mensuales de precipitación se presentan en el Cuadro 5. El pluviograma de la precipitación mensual interanual (promedio, máxima y mínima) se presenta en la Figura 4.

El ciclo anual de precipitación en el área del proyecto tiene un régimen bimodal con dos períodos de lluvia en los meses abril - mayo y octubre - noviembre siendo el segundo período más lluvioso y dos períodos secos diciembre - febrero y julio - septiembre, siendo marzo y junio meses de transición.

7.2.2 Precipitaciones Máximas en 24 Horas

Para encontrar las precipitaciones máximas anuales se analizó la serie histórica de máxima precipitación en 24 horas de la estación Picota y se utilizó la distribución Gumbel por ser ésta la que mejor se ajustó a los valores máximos anuales, los cuales se presentan en el Cuadro 6

Las precipitaciones máximas (Pmax.) obtenidas para los períodos de retorno indicados (Tr) se presentan en el Cuadro 4.

Cuadro 4
Precipitaciones Máximas para diferentes Períodos de Retorno

Tr (años)	Pmax (mm)
10	46
25	53
50	58
100	64

7.2.3 Curvas IDF

Con base en el informe general de "Estudios para el Análisis y Caracterización de Tormentas en la Sabana de Bogotá", adelantado por Ingeniería y Recursos Hídricos, IRH Ltda, noviembre de 1995, que analiza los aguaceros más intensos registrados en las diferentes estaciones que poseen pluviógrafos y desarrolla la zonificación de áreas de influencia de la precipitación, se encontró que el área del proyecto corresponde a la zona 4 y las curvas IDF para esta zona son las que se presentan en la Figura 5 Estos datos se utilizan más adelante para la estimación de caudales máximos.

7.3 CAUDALES

Para calcular los caudales que llegan a la zona del escarpe, se delimitó en primer lugar el área tributaria en planos escala 1:2.000 y posteriormente, se dividió en dos sectores que drenan una hacia el norte por la carrera 4C y otro hacia el sur por la calle 53 A sur (ver Figura 6), obteniendo áreas afluentes de 1.3 ha y 1.2 ha, respectivamente.

Para la determinación de los caudales máximos se utilizó el Método Racional, por ser el utilizado normalmente en estos casos y por su sencillez para generar caudales en cuencas pequeñas como la del estudio.

La fórmula Racional se expresa en los siguientes términos:

$$Q = \frac{C*I*A}{3.6}.$$

Donde:

Q = Caudal máximo (m^3/s)
C = Coeficiente de escorrentía, que depende de la pendiente, cobertura y suelos (adimensional < 1.0)

I = Intensidad de la lluvia (mm/h)
A = Superficie de drenaje de la cuenca (km^2)

El coeficiente de escorrentía, relaciona el volumen total del agua con el volumen real de la escorrentía producida después de descontar las pérdidas por el almacenamiento, retención e infiltración, es propio de cada cuenca y depende de la morfometría, el tipo de suelo, la cobertura y la condición de humedad antecedente. Para este estudio se utilizó un valor de C=0.8, por tener una cobertura de viviendas y calles sin asfaltar.

La intensidad se selecciona para una duración igual a la del tiempo de concentración propio de la cuenca y para el período de retorno establecido, por lo cual el caudal calculado corresponderá a la creciente con una frecuencia igual a la

de la precipitación con la intensidad seleccionada. Como las cuencas son pequeñas se utilizaron las curvas IDF para un tiempo de concentración de 15 minutos (mínimo recomendado por la EAAB).

Los caudales máximos obtenidos para diferentes períodos de retorno (Tr) y para cada subcuenca se presentan en el Cuadro7.

Cuadro 7
Caudales Máximos Calculados

Período de Retorno Tr (Años)	Caudales Máximos (L/S)	
	Subcuenca Oriental	Subcuenca Occidental
10	200	180
25	240	220
50	260	250
100	300	280

8. ESTUDIO GEOTECNICO

8.1 INVESTIGACION DEL SUBSUELO

8.1.1 Exploración

Con el propósito de caracterizar los materiales del subsuelo pertenecientes al área del estudio, se realizaron cuatro (4) perforaciones con taladro mecánico Petty, diez y nueve (19) apiques y diez (10) sondeos eléctricos verticales (SEV). En el Anexo 8 se presenta el Plano de localización de todos los puntos de exploración. Los registros de perforaciones, apiques y SEV están contenidos en el Anexo 3.

Las perforaciones se ejecutaron en los suelos superficiales por el método de percusión y lavado, llevando a cabo toma de muestras para ensayos de laboratorio y ensayos de penetración estándar (SPT). Posteriormente se perforó con el método de rotación con corona NQ en los estratos más duros y consolidados. El resumen de las perforaciones realizadas se presenta en el Cuadro 8 .

Cuadro 8
Perforaciones Exploratorias del Subsuelo

Perforación No.	Profundidad (m)	No. de Muestras Extraídas
PT-1	7.0	8
PT-2	7.5	6
PT-3	10.15	15
PT-4	14.50	6

Los apiques se excavaron manualmente hasta profundidades que variaron entre 1.5 y 2.7m. De los apiques fueron extraídas muestras para ensayos de laboratorio y también se ejecutaron ensayos in-situ de cono dinámico, penetrómetro de bolsillo y seis (6) ensayos de percolación en el mismo número de apiques, como se resume en el Anexo 3. En el Anexo 4, Registro Fotográfico Apiques, se muestra un detalle de los apiques al ser excavados.

La relación de apiques excavados se muestra en el Cuadro 9.

Cuadro 9
Apiques Exploratorios del Subsuelo

Apique No.	Profundidad (m)	No. de Muestras Extraídas
1	2.6	3
2	2.6	4
3	2.2	6
4	2.6	7
5	2.5	3
6	2.5	5
7	2.5	4
8	2.5	4
9	2.5	3
10	2.5	6
11	2.2	3
12	2.8	3
13	2.5	3
14	2.5	3
15	1.5	2
16	2.5	3
17	2.5	4
18	2.5	4
19	1.5	2

Los sondeos eléctricos verticales (SEV), se ejecutaron principalmente para corroborar el espesor del depósito fluvio glacial compuesto de bloques redondeados de areniscas en matriz arcillo-limosa, por su dificultad de perforarlos directamente con taladro mecánico. Para la interpretación de las curvas que se muestran en el Anexo 3, se utilizó el programa A.R. Zhody y B.J. Bisdorf, sistema de interpretación automática, publicado por el U.S. Geologycal Survey. Las escalas son logarítmicas en ambos ejes.

La relación de sondeos eléctricos verticales (SEV) se presenta en el Cuadro 10.

Cuadro 10 Sondeos Eléctricos Verticales Exploratorios del Subsuelo (SEV)	
Sondeo No.	Profundidad (m)
1	16.0
2	16.0
3	16.0
4	16.0
5	16.0
6	16.0
7	16.0
8	16.0
9	16.0
10	16.0

8.1.2 Ensayos In-Situ y de Laboratorio

Con el objeto de determinar cualitativamente las variaciones en la consistencia de los suelos cohesivos fue realizado en las perforaciones el ensayo de penetración estándar (SPT) y en los apiques el ensayo de penetración con cono dinámico (DCP) y penetrómetro de bolsillo. Los resultados de estos ensayos están contenidos en el Anexo 3.

La permeabilidad de los estratos superficiales fue determinada por medio de seis (6) ensayos de percolación realizados en los apiques AP-4, AP-5, AP-6, AP-7, AP-10 y AA-13. Los resultados de estos ensayos pueden observarse en el Anexo 2.

Con el objeto de caracterizar los materiales del área en estudio fueron realizados los siguientes ensayos de laboratorio presentados en el Cuadro 11.

Cuadro 11 Ensayos de Laboratorio Realizados	
Tipo de Ensayo	Cantidad
Peso unitario	8
Peso específico	3
Humedad natural	55
Límites de Atterberg	46
Granulometría	15
Lavado sobre tamiz No. 200	32
Corte directo	8
Compresión inconfinada	7

Los resultados de los ensayos de laboratorio se pueden detallar en el Anexo2.

8.1.3 Estratigrafía

Según las perforaciones, apiques y sondeos eléctricos verticales realizados, el subsuelo está conformado superficialmente por rellenos antrópicos heterogéneos (Estrato 1), los cuales son subyacidos por limos arcillosos y arcillas limosas algo arenosas de color habano claro con manchas rojizas, amarillas y grises (Estrato 2). Subyaciendo el anterior estrato fueron encontradas gravas y bloques de arenisca en matriz limo arcillosa de color habano claro (Estrato 3). Hacia la base del depósito fueron detectadas arcillas y arenas arcillosas blancas amarillentas consolidadas (Estrato 4). La estratigrafía determinada puede ser observada en los Planos Perfil Estratigráfico longitudinal Perfiles estratigráficos transversales del Anexo 8. La clasificación de los suelos del lugar puede ser observada en la Carta de Plasticidad de Casagrande de la Figura 7.

A continuación se describen las principales propiedades de los estratos presentes en el área estudiada.

Estrato 1

El estrato 1 está conformado por rellenos antrópicos heterogéneos, compuestos por recebo compactado en el área de las vías del lugar y suelos, basuras, trapos, bolsas plásticas y desechos de construcción los cuales han sido dispuestos de manera indiscriminada sobre la superficie del escarpe. Su espesor es de 0.2-0.8m.

Estrato 2

El estrato 2 está conformado por limos arcillosos y arcillas limosas algo arenosas a muy arenosas de color habano claro, en algunas zonas también café oscuro, las cuales presentan superficialmente manchas de color rojo y amarillo producto de la oxidación. También fueron observadas manchas de color gris claro. La profundidad a la cual fue encontrado este estrato varía entre 0.4 y 1.0m. El espesor del estrato presenta valores máximos del orden de 7.5m en el extremo oriental del escarpe, los cuales se reducen progresivamente hacia extremo occidental, en donde el espesor alcanza 1.5m.

Con base en los ensayos de penetración estándar (SPT), cono dinámico (DCP) y penetrómetro de bolsillo realizados en campo y los índices de consistencia calculados a partir de la humedad y los límites de Atterberg se pudo concluir que la consistencia hasta los 2.0m del espesor del estrato es media. Lo anterior es atribuible a la mayor incidencia que hasta esta profundidad tienen las variaciones climatológicas (lluvias). A partir de esta profundidad, estos materiales presentan una consistencia muy dura (ensayos de penetración presentaron rechazo) atribuible a su cementación, que los hace similares a una roca blanda.

Según los cálculos del grado de saturación realizados, durante la época de la investigación geotécnica estos suelos (los 2.0m superiores) presentaron valores de Sr=30-45%.

Por su contenido arcilloso presentan estos suelos una alta susceptibilidad frente a cambios en su humedad natural, lo cual ocasiona contracciones volumétricas en caso de desecación y reducción sustancial de su resistencia al corte en caso de incrementos excesivos de humedad. Estos fenómenos se presentan, como se mencionó, en los 2.0m superficiales. Lo anteriormente expuesto está directamente relacionado con los procesos de inestabilidad observados en el área (ver Numeral 8.2), que tienen que ver con la caída de bloques de suelo por formación de grietas de tensión y deslizamientos de tipo traslacional superficiales. Con respecto a estos últimos fue detectada en algunos apiques la superficie de deslizamiento en donde están comprometidos estos suelos. En estos sitios su consistencia es blanda a media. A la profundidad de la superficie de deslizamiento detectada fueron recuperadas muestras con tubo shelby de pared delgada para la realización de ensayos de corte directo en el laboratorio.

Con los ensayos de percolación en campo fue determinada una permeabilidad del orden de $K=8x\ 10^{-6}$ m/s, la cual correlaciona muy bien con los valores típicos para este tipo de suelos encontrados en los textos geotécnicos (Grundbau Taschenbuch, Teil 1, 1996, editorial Ernst&Sohn). Esta permeabilidad puede considerarse como media a baja, lo cual explica la incidencia de las aguas lluvias sólo hasta los 2.0m de profundidad.

Las propiedades geomecánicas de este estrato determinadas por medio de ensayos de laboratorio se presentan en el Cuadro 12.

Tomando como base los resultados de los ensayos de laboratorio fueron establecidos para la realización de cálculos de estabilidad en los 3.0m superiores del estrato los siguientes parámetros geomecánicos:

Estrato 2A

Peso unitario:	γ = 19 KN/m^3 (variación $\pm$ 10 KN/m^3)
Angulo de fricción interna:	$\phi = 23.5^0$ (variación $\pm 1.5^0$)
Cohesión:	c = 30 KN/m^2 (variación $\pm$20 KN/m^2)

El peso unitario fue definido con base en los ensayos de laboratorio.
Con respecto al ángulo de fricción interna ϕ, los ensayos de corte directo arrojaron valores de $\phi = 0\text{-}27^0$, con un valor promedio de $\phi=22^0$. De los 5 ensayos realizados, 4 arrojaron valores de ϕ superiores a 20^0, por lo cual se consideró que el rango del seleccionado debía estar por encima de este valor. El límite inferior del rango fue tomado como el valor promedio y los resultados de cálculos retrospectivos de estabilidad. El límite superior fue seleccionado considerando el porcentaje de arenas presente en el material y los valores típicos recomendados en el Cuadro 1a del texto Grundbautaschenbuch, Teil 1, Cuarta Edición, 1996, de la Editorial Ernst & Sohn.

Con respecto a la cohesión c, el límite inferior del rango fue definido con base en cálculos retrospectivos de estabilidad. El límite superior del rango tomó como base

los dos valores mínimos de este parámetro obtenidos en los ensayos de corte directo.

Estrato 2B

Para la porción inferior del estrato se consideraron los siguientes parámetros geomecánicos:

Peso unitario: γ = 21 KN/m^3 (variación $\pm$ 10 KN/m^3)
Angulo de fricción interna: $\phi = 25^0$ (variación $\pm$ 3.0^0)
Cohesión: c = 85 KN/m^2 (variación $\pm$ 35 KN/m^2)

El peso unitario fue definido con base en los ensayos de laboratorio.
El límite inferior del rango del ángulo de fricción interna fue tomado igual al límite inferior del Estrato 2A. El límite superior fue definido con un valor ligeramente superior al límite superior del Estrato 2A, por presentar el Estrato 2B un menor grado de alteración.

Con respecto al rango definido para la cohesión c, el límite inferior se igualó al límite superior del estrato 2A. El límite superior se obtuvo afectando el valor promedio de la cohesión obtenida de los ensayos de corte directo en el Estrato 2A por el cociente entre los índices de consistencia IC de los Estratos 2A y 2B.

Estrato 3

El estrato 3 está compuesto por gravas y arenas bien gradadas con bloques de arenisca redondeado hasta 1.0m de diámetro las cuales presentan una matriz limo arcillosa de color habano claro. La profundidad a la cual fue encontrado el estrato es de 7.5m en el extremo occidental del escarpe, reduciéndose en dirección del costado oriental , en donde alcanza 2.2m. Según los afloramientos observados sobre la superficie del escarpe y la prospección geoeléctrica realizada, el espesor crece en sentido oriente- occidente. Se estimó un espesor mínimo de 8.0m.

De las granulometrías realizadas sobre muestras integrales y representativas (una de ellas de peso total 53Kgs) se concluyó que en este material predomina el componente granular (clastosoportado), siendo el contenido de arcillas y limos de 5-29%. Sin embargo, los finos tienen una alta incidencia en la resistencia al corte constituyendo en este caso el material cementante del conjunto. La matriz limoarenosa presenta una consistencia dura a muy dura (IC>1.2). Lo anterior explica la adecuada estabilidad de este material en altas pendientes topográficas.

Los ensayos de percolación realizados en este material arrojaron resultados variando en un amplio rango. Esta variación es atribuible a la variación en el contenido de finos, los cuales tienen una alta incidencia en el coeficiente de permeabilidad, del cual fueron obtenidos valores en el rango de k= 1x10^{-3}- 8x10^{-6}m/s. Estos valores correlacionan bien con los valores típicos para estos materiales encontrados en la literatura geotécnica. Dado que en general estos materiales están

asociados con altas pendientes topográficas, la posibilidad de infiltración del agua de escorrentía es baja. Considerando el comportamiento del estrato en conjunto (con zonas muy permeables y otras menos permeables), puede asignársele una permeabilidad entre alta y media. De lo anterior y de las características morfológicas del área (ver Numeral 6.5 Hidrogeología) puede concluirse que la posibilidad de acumulación de agua y la presencia de niveles freáticos es baja.

Con respecto a su susceptibilidad frente a la erosión hídrica pudo establecerse que esta es alta cuando presenta bajos contenidos de finos. En presencia de finos la susceptibilidad es baja.

Las propiedades geomecánicas de este estrato determinadas por medio de ensayos de laboratorio se presentan en el Cuadro 12.

Con la ayuda de los resultados obtenidos de los ensayos de corte directo realizados sobre la matriz y de las correlaciones existentes para estos materiales en la literatura geotécnica fueron establecidos para la realización de cálculos de estabilidad los siguientes parámetros geomecánicos:

Peso unitario: $\gamma = 21$ KN/m^3 (variación $\pm$ 10 KN/m^3)
Angulo de fricción interna: $\phi = 38^0$ (variación $\pm$ 2^0)
Cohesión: c = 27.5 KN/m^2 (variación $\pm$ 22.5 KN/m^2)

El peso unitario fue definido con base en un ensayo de campo (determinación del volumen de un apique y el peso del suelo excavado) y los valores recomendados para este tipo de suelos en la Tabla 1a del texto Grundbautaschenbuch, Teil 1, 4ª. Edición 1996, de la Editorial Ernst & Sohn.

El rango del ángulo de fricción interno ϕ se definió con base en los valores recomendados en la literatura geotécnica y los ensayos de corte directo realizados a la matriz. El límite inferior se tomó como un valor cercano al menor valor obtenido en los ensayos de la matriz. El límite superior se tomó con base en los valores de la literatura.

Con respecto a la cohesión, se tomó como límite inferior del rango el valor recomendado por la Interventoría.

El límite superior fue definido con base en el mayor valor de la cohesión obtenido en los ensayos de corte directo a la matriz.

Cuadro 12 Resumen de Propiedades del Subsuelo				
Estrato	*Profundidad (m)	Espesor (m)	Descripción de los Suelos	Características Geotécnicas
1	0.0	0.2- 0.8	Rellenos antrópicos heterogéneos: recebo compactado en el área de las vías; suelos, basuras, trapos, bolsas plásticas y desechos de construcción sobre la superficie del escarpe	Gran heterogeneidad. Han sido dispuestos indiscriminadamente sobre el terreno. Sueltos.
2	0.4- 1.0	1.5- 7.5	Limos arcillosos y arcillas limosas algo arenosas a muy arenosas de color habano claro, también café oscuro. Superficialmente con manchas de color rojo y amarillo por oxidación, también manchas de color gris claro.	γ =17.4 – 20.9 KN/m^3 Peso específico = 2.51-2.59 tn/m^3 W =8-71%, W=27%, σ =10% WL=30 - 61%, WL=45%, σ =9% WP=19-38%, WP=27%, σ =5.5% IP=9-35, IP=19, σ =5.4 IC=0.21-1.68, IC=1.1, σ =0.34 Pasa Tamiz 200 =68-93% Sr = 30-45% K= 8.10^{-6} m/s c_u=36-41tn/m^2 φ= 10 – 27^0 c= 46 – 146 KN/m^2 Clasificación USCS: CL, ML, MH
3	2.2- 7.5	> 8.0	Gravas y arenas bien gradados con bloques de arenisca redondeado hasta 1.0m de diámetro, Matriz limo arcillosa de color habano claro	γ =20KNn/m^3 W =7-21%, W=13%, σ =4% WL=24-41%, WL=33%, σ =7% WP=18-24%, WP=21%, σ =2% IP=5-7, IP=12, σ =5 IC=1.25-2.1, IC=1.72, σ =0.43 Gravas: 10 - 76% Arenas: 19 - 55% Finos: 4 - 52% K = 1.10^{-3} - 8.10^{-6} m/s φ= 35 - 40^0 (matriz) c= 50 - 110 KN/m^2 (matriz) Clasificación USCS: GM, SM, SC
4	> 20.0	> 40.0	Arcillas y arenas arcillosas blancas amarillentas cementadas, muy consolidadas. Pueden clasificarse también como rocas blandas	Muy duras, Alta resistencia al corte.

*Límite superior del estrato con respecto a la superficie actual del terreno

Estrato 4

El estrato 4 está conformado por arcillas y arenas arcillosas blancas amarillentas cementadas, muy duras, que pueden clasificarse como una transición entre suelos y rocas. Este estrato constituyó alguna vez la superficie del terreno (paleotopografía), la cual fue recubierta con un evento fluviotorrencial que depositó los materiales del Estrato 3. Esta es la razón por la cual los sondeos eléctricos verticales registran su aparición a profundidades variables. Se estima que su profundidad mínima es de

25m. Por su profundidad con respecto a la altura del escarpe, no tiene incidencia en la estabilidad.

8.2 INVENTARIO DE PROCESOS

En este capítulo se describirán los procesos observados en el área estudiada con los diferentes tipos de movimientos en masa, teniendo en cuenta las causas intrínsecas (litología, meteorización, fracturamiento, textura y estructura) y los agentes detonantes asociados tanto de origen natural (precipitación, pendientes fuertes, socavación y erosión hídrica entre otros) como antrópicos (descarga de agua, excavaciones, drenajes obstruidos, basuras, etc.) que contribuyen a la inestabilidad del escarpe estudiado.

Esta descripción de los distintos movimientos en masa servirá como base para la evaluación de la amenaza y el riesgo actuales.

De acuerdo con lo observado sobre el terreno se elaboró un Mapa de Inventario de Procesos Actuales (ver Anexo 8). A continuación se hará una descripción de los tipos de procesos observados.

Caída de Bloques de Roca. Se presentan especialmente en el depósito fluvio-glaciar. El fenómeno está asociado al lavado de la matriz limo arcillosa la cual soporta los bloques redondeados de roca. Por la carencia de un sistema de captación de aguas de escorrentía, estas fluyen sobre la superficie del escarpe ocasionando erosión sobre la matriz. Los bloques caen posteriormente por acción de la gravedad. Los bloques que caen pueden alcanzar diámetros hasta de 1m.

Caídas de Suelo. Involucra tanto suelo como cobertura vegetal (pastos) y está asociado a suelos arcillo-limosos y finogranulares. El fenómeno inicia con la formación de grietas de tensión por retracción volumétrica de estos materiales, los cuales están ubicados sobre pendientes moderadas o abruptas. El agua de escorrentía ingresa a los agrietamientos, agrandándolos y generando presiones hidrostáticas que finalmente ocasionan el volteo y la caída de los bloques. Los espesores de los bloques de suelo que caen pueden variar entre 0.5 - 1.5m con longitudes hasta de 5m.

Deslizamientos traslacionales

Afecta a suelos y niveles arcillosos, los cuales se encuentran cubriendo gran parte del talud y se constituyen como el fenómeno de remoción en masa predominante en el escarpe estudiado. El fenómeno está asociado a la disminución de la resistencia al corte por incremento de la humedad (producto de la infiltración del agua lluvia) en combinación con el efecto de la gravedad en áreas de altas pendientes. Según las superficies de deslizamiento detectadas en algunos apiques, involucra espesores de suelos que no sobrepasan 1.5m con dimensiones en planta reducidas. La ocurrencia de pequeños deslizamientos en áreas cercanas da una conformación irregular (con pequeños montículos) de la superficie del terreno.

Por la concentración de humedad del subsuelo coinciden estas áreas con el incremento de la vegetación y pastos de verde intenso.

Reptación o movimientos lentos de suelos

Se produce en suelos arcillosos y suelos finos transportados debido a la fuerte pendiente y a la saturación de la escasa y delgada cobertura vegetal. Estos movimientos son lentos, casi imperceptibles y generalmente se activan en época de lluvias.

Flujos de detritos

Está relacionado más que todo con el tipo de litología, grado de meteorización, pendiente y fracturamiento de las rocas. En el escarpe se observó cerca al contacto entre el depósito fluvio-glaciar y los suelos residuales.

Flujos de tierra

Está asociado a la intervención antrópica, ya que se utiliza el talud como botadero de materiales provenientes de excavaciones (suelos y tierra).

Erosión en surcos

Zanjas o canales paralelos y en dirección de la pendiente menores de 50cm de profundidad, originadas por la acción del agua lluvia sobre sedimentos arcillosos poco cohesivos y carentes de cobertura vegetal.

Erosión en cárcavas

Son zanjas o canales con una profundidad mayor de 50cm formadas por acción del agua lluvia sobre materiales arcillosos de baja cohesión, con escasa cobertura vegetal.

Escarpes

Constituye una línea de quiebre, que marca el cambio brusco de pendiente entre dos tipos de unidades litológicas, debido a fenómenos de erosión diferencial.

Teniendo en cuenta la concentración o predominio de procesos actuales, se pudieron definir tres zonas características (ver Mapa de Inventario de Procesos, Anexo 8) a saber:

- Zona 1. Localizada en los extremos occidental y oriental del escarpe y caracterizada por la caída de bloques de roca debido a erosión hídrica principalmente.

- Zona 2. Predomina la erosión hídrica en surcos y cárcavas, con algunos deslizamientos traslacionales. Está localizado en el área centro-occidental del escarpe.
- Zona 3. Constituye la zona central y la de mayor extensión, donde se observan deslizamientos traslacionales, flujo de detritos, flujo de tierras, erosión laminar, reptación y agrietamientos superficiales especialmente.

8.3 ZONIFICACION GEOTECNICA

Con la zonificación geotécnica fueron definidas áreas de comportamiento geomecánico similar frente a la solicitación objeto del estudio, que son los fenómenos de remoción en masa.

Para ello fueron considerados aspectos tales como el tipo de material superficial, su origen, el relieve, la cobertura superficial, y la evidencia de procesos antiguos de inestabilidad (Ramírez, et al, 1989).

La distribución areal del tipo de material superficial y su origen fueron establecidos inicialmente por medio de la información obtenida del levantamiento geológico de formaciones superficiales. Del levantamiento geomorfológico y del inventario de procesos en el área fueron definidas zonas con materiales característicos desde el punto de vista de los fenómenos que modelaron la superficie actual del terreno. La delimitación de estas zonas fue complementada con la información obtenida de la exploración del subsuelo por medio de perforaciones, apiques, sondeos eléctricos verticales y los ensayos de laboratorio realizados sobre las muestras de suelos recuperadas a lo largo del escarpe. El resultado de lo anterior fue la distribución espacial de materiales de comportamiento geotécnico similar dentro del área estudiada, lo cual se materializó en el Mapa de Zonificación Geotécnica del Anexo 8. Este mapa fue empleado para la definición de secciones transversales características dentro de cada zona homogénea con las cuales se llevaron a cabo los cálculos de estabilidad.

En el Cuadro 13 se presenta la caracterización de las zonas geotécnicas homogéneas.

CUADRO 13- CARACTERIZACION DE ZONAS GEOTECNICAS HOMOGENEAS

8.4 EVALUACION PROBABILISTICA DE ESTABILIDAD

8.4.1 Cálculos de Estabilidad

8.4.1.1 Métodos de Cálculo

De cada zona de comportamiento geotécnico similar fueron seleccionadas una o dos secciones representativas con las cuales fueron realizados los cálculos de estabilidad. Las secciones de cálculos empleados por zona están definidas en el Cuadro 14 y pueden ser observadas en el Anexo 8. Con base en la observación de los modos de falla en el área estudiada (algunos de los cuales fueron confirmados con la detección de superficies de falla en algunos apiques) y en áreas vecinas con suelos y morfología similares, el tipo de suelos involucrados y la morfología del terreno, fueron investigadas las siguientes hipótesis de falla: deslizamiento traslacional superficial, deslizamiento rotacional superficial y caída de bloques de roca por erosión hídrica de la matriz. Para la realización de los cálculos en los dos primeros casos fue empleado el programa de computador PCSTABL5 versión V.5.24 desarrollado en la Universidad de Purdue, Indiana, Estados Unidos, con el cual fueron empleadas las opciones de bloque deslizante, falla irregular con la metodología de JANBU (1954) y falla circular empleando la metodología de BISHOP (1954). La caída de bloques de roca por erosión hídrica de la matriz fue modelada por medio de un bloque de roca esférico, cuya mitad está embebido en una matriz arcillosa. La erosión hídrica fue simulada con la pérdida de parte de la matriz bajo el bloque y la formación de una superficie inclinada. Con el modelo fue establecida la relación de fuerzas resistentes y fuerzas motoras a través del factor de seguridad frente al deslizamiento empleando la metodología propuesta por JANBU.

8.4.1.2 Detonantes de Fenómenos de Inestabilidad

Como detonantes de las inestabilidades fueron considerados la acción de la gravedad, los sismos y las lluvias. El efecto de los sismos fue incluido en los análisis a través de cálculos pseudoestáticos con una aceleración máxima horizontal. Para la determinación del efecto sísmico fue realizado un análisis unidimensional de la amplificación sísmica por medio del programa de computador SHAKE91, el cual fue desarrollado por SCHNABEL, LYSMER & SEED, 1972 y modificado por IDRISS & SUN, 1992. Para los cálculos fue empleado el sismo registrado el 8 de noviembre de 1999 en el acelerógrafo de la Escuela de Artillería, localizado a unos 200m del sitio del proyecto, el cual fue escalado a 0.2g. Como estratigrafías de cálculo fueron considerados los correspondientes a las Secciones A-A' y E-E'. De estos cálculos se concluyó, que para ambas secciones de cálculo la amplificación corresponde a una aceleración de 0.25g en el caso más desfavorable, es decir con un amortiguamiento de β=5%.

De manera complementaria y para la determinación de la aceleración máxima horizontal, se localizó el área del proyecto dentro de la Zona II del Mapa de Microzonificación Sísmica de Santa Fe de Bogotá, producto del estudio realizado por el INGEOMINAS y la UNIVERSIDAD DE LOS ANDES, 1997. Según dicho estudio, la amplificación local de la señal proveniente de la roca por efectos topográficos y el tipo de suelos involucrados es de 0.3g. Cabe en este punto mencionar, que dicha aceleración es la máxima establecida por el estudio para la ciudad de Santa Fe de Bogotá.

Para los cálculos se tomó una aceleración máxima de 0.3g.

El efecto de las lluvias fue considerado directamente como detonante de inestabilidades y en el sentido de menguar la resistencia a corte de los suelos por reducción de los esfuerzos efectivos debido a la presencia de aguas freáticas. La suposición de un nivel freático en los cálculos cubre también la eventualidad de rotura de tuberías del alcantarillado, y el acueducto, con lo cual se formarían niveles freáticos de tipo colgante.

Indirectamente, la incidencia de las lluvias fue considerada con la disminución de la cohesión de los suelos arcillosos y la erosión de la matriz que soporta a los bloques de roca. Con referencia al primer aspecto, las muestras de suelos superficiales involucrados en las inestabilidades y por lo tanto ubicados en la zona activa de cambios de humedad debido a efectos climatológicos fueron extraídas poco después de un fuerte período invernal. Con estas muestras fueron realizados los ensayos para la determinación de su resistencia sufriendo las muestras un proceso de saturación previa en el laboratorio. El segundo aspecto fue considerado de manera analítica con el modelo desarrollado para la caída de bloques de roca descrito en el Numeral 8.4.1.1.

8.4.1.3 Casos Analizados y Resultados Obtenidos

Para la sección o las secciones representativas de cada zona geotécnica fue evaluada la estabilidad en condición estática (sin sismo) y en condición dinámica (con sismo). La zona geotécnica 1 constituida por el material de afirmado de las vías en zona plana no ameritó la realización de cálculos de estabilidad. Teniendo en mente la realización de la evaluación probabilística de la estabilidad en cada sección de análisis, fueron realizadas combinaciones de los valores máximos y mínimos del ángulo de fricción interna (φ) y la cohesión (c) para cada condición. En el Cuadro 14 se resumen los diferentes casos analizados por medio de los cálculos de estabilidad.

Cuadro 14 Cálculos de Estabilidad: Casos Analizados					
Zona Geotécnica	Sección de Cálculo	Condición	Combinaciones de φ y c	Ubicación	Tipo de Falla, método de cálculo
2A	A-A	Estática Y Dinámica	$\varphi_{máx}$, $c_{máx}$ $\varphi_{mín}$, $c_{mín}$ $\varphi_{máx}$, $c_{mín}$ $\varphi_{mín}$, $c_{máx}$	Todo el talud	Traslacional, bloque deslizante
	C-C			Abajo	Rotacional, BISHOP
	D-D			Todo el talud	Traslacional, bloque deslizante.
	F-F			Abajo	Traslacional, JANBU
2B	C-C			Arriba	Rotacional, BISHOP
	F-F			Arriba	Rotacional, BISHOP
3	E-E			Todo el Talud	Traslacional, JANBU
	E-E, caída de bloques			Todo el Talud	Desprendimiento, JANBU

Los resultados de todos los cálculos realizados se presentan en el Cuadro 15.

CUADRO 15- RESULTADOS DE CALCULOS DE ESTABILIDAD

Continuación

8.4.2 Evaluación Probabilística

8.4.2.1. Metodología e Hipótesis de Cálculo

En cada zona geotécnica representada por la sección característica fue calculada la probabilidad de inestabilidad por medio de la ley de probabilidades totales. La probabilidad total de ocurrencia de una inestabilidad está dada por la siguiente expresión:

$$P_T(I) = P(I/LS) \times P(LS) + P(I/LS) \times P(LS) + P(I/LS) \times P(LS) + P(I/LS) \times P(LS)$$

En donde:

$P_T(I)$ =Probabilidad total de ocurrencia de inestabilidad
P(I/LS) =Probabilidad de ocurrencia de inestabilidad dada lluvia y sismo.
P(I/LS) =Probabilidad de ocurrencia de inestabilidad dada lluvia y no sismo
P(I/LS) =Probabilidad de ocurrencia de inestabilidad dada no lluvia y sismo.
P(I/LS) =Probabilidad de ocurrencia de inestabilidad dada no lluvia y no sismo.
P(LS) =Probabilidad de ocurrencia de lluvia y sismo.
P(LS) =Probabilidad de ocurrencia de lluvia y no sismo.
P(LS) =Probabilidad de ocurrencia de no lluvia y sismo.
P(LS) =Probabilidad de ocurrencia de no lluvia y no sismo.

La probabilidad de ocurrencia del sismo y la lluvia se calculan con las expresiones:

$$P(S)=(1-(1-1/T_S)^N)$$

$$P(L)=(1-(1-1/T_{LL})^N)$$

En donde:
T_S =Período de retorno del sismo
T_{LL} =Período de retorno de la lluvia
N =Tiempo de exposición de los elementos

La probabilidad de no ocurrencia del sismo y la no lluvia se calculan con las expresiones:

$$P(S) = 1 - \overline{P(S)} = (1 - 1/T_s)^N$$

$$P(L) = 1 - P(L) = (1 - 1/T_{LL})^N$$

Para el proyecto fueron considerados un período de retorno del sismo de T_S=475, de la lluvia de T_{LL} = 25 años y un tiempo de exposición de N=25años, los cuales son los criterios de diseño establecidos por el FOPAE para este tipo de proyectos.

Las diferentes combinaciones de probabilidad de ocurrencia de sismo, no sismo, lluvia y no lluvia se calculan con las expresiones:

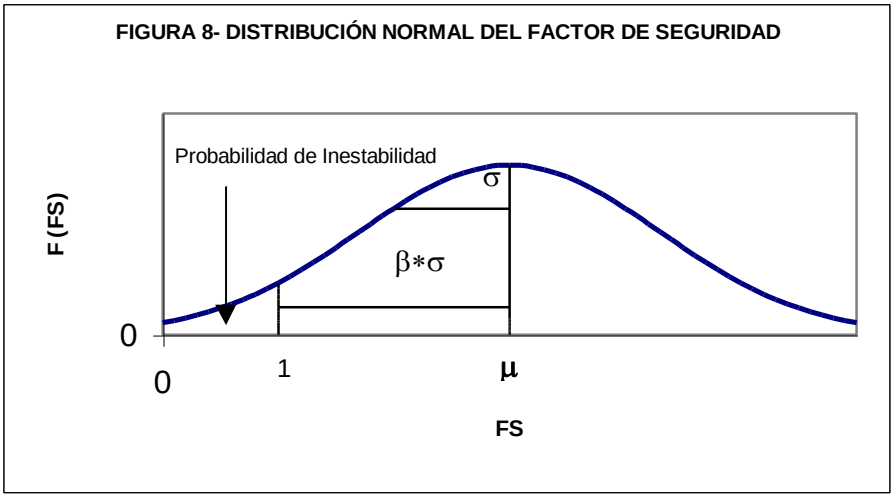
P(LS) = P(L) x P(S)
P(LS) = P(L) x P(S)
P(LS) = P(L) x P(S)
P(LS) = P(L) x P(S)

La probabilidad de ocurrencia de inestabilidad con sismo, sin sismo, con lluvia y sin lluvia fue calculada como una función de los factores de seguridad en cada sección analizada, suponiendo que su comportamiento se ajusta a una distribución normal. A su vez, el factor de seguridad es una función de los parámetros de resistencia φ y c, los cuales fueron tomados como variables en los cálculos de estabilidad. Por la certidumbre con respecto al peso unitario de los suelos y su baja dispersión, este se tomó como constante para cada estrato en todos los cálculos del factor de seguridad realizados.

Tomando una distribución normal como representativa del factor de seguridad, fue necesario determinar el valor medio del mismo y su desviación estándar para poder calcular la probabilidad de ocurrencia de una inestabilidad. Como criterio de falla, es decir la ocurrencia de la inestabilidad, fue considerado un factor de seguridad menor a la unidad (FS<1).

En la Figura 8 se ilustra la distribución normal del factor de seguridad y el criterio de falla (FS<1) para la evaluación de la probabilidad de ocurrencia de la inestabilidad.

FIGURA 8- DISTRIBUCIÓN NORMAL DEL FACTOR DE SEGURIDAD



El cálculo del valor medio fue realizado por medio del método de la estimación puntual (PEM), ROSENBLUETH, 1975b, 1981.

Según este método, el valor medio (μ) y la desviación estándar (σ) están dadas por las expresiones:

$$\mu = 1/2^n \ [FS(\varphi^+, c^+)+FS(\varphi^-, c^-) + FS(\varphi^+, c^-)+FS(\varphi^-, c^+)]$$

$$\sigma = \{1/2^n [FS^2(\varphi^+, c^+)+FS^2(\varphi^-, c^-) + FS^2(\varphi^+, c^-)+FS^2(\varphi^-, c^+)] - \mu^2\}^{1/2}$$

En donde:

μ = Valor medio del factor de seguridad
σ = Desviación estándar del factor de seguridad
$FS(\varphi, c)$ = Factor de seguridad calculado con una combinación de φ y c
φ^+, φ^- = Valor máximo y mínimo del ángulo de fricción interna (φ)
c^+, c^- = Valor máximo y mínimo de la cohesión (c).
n = número de variables, en este caso φ y c.

Para el caso de la Zona Geotécnica 3, en donde las inestabilidades están representadas por dos fenómenos diferentes (deslizamientos y caída de bloques de roca), la probabilidad total se calcula a partir de la suma de probabilidad de ocurrencia de cada fenómeno (determinadas por el método de Rosenblueth descrito anteriormente) por medio de la ecuación

$$P_T(I) = P_T(D) + P_T(CBl) - P_T(D) \times P_T(CBl)$$

En donde:

$P_T(I)$ = Probabilidad total de ocurrencia de inestabilidad
$P_T(D)$ = Probabilidad total de ocurrencia del deslizamiento
$P_T(CBl)$ = Probabilidad total de ocurrencia de caída de bloques

De manera similar, en aquellas secciones en donde se haya analizado la estabilidad en la parte superior y en la parte inferior del talud de manera independiente, la probabilidad total de ocurrencia de una inestabilidad en toda la sección será la suma probabilística de ocurrencia de inestabilidades en la parte superior y en la parte inferior.

Para el caso particular de la caída de bloques de roca, se consideró de manera indirecta al efecto de la erosión de la matriz que los soporta a través del período de retorno de las lluvias y no del sismo. La probabilidad de caída de bloques de roca se asoció a la probabilidad de ocurrencia y no ocurrencia de lluvias para un período de retorno de T_{LL}=25 años.

8.4.2.2. Resultados Obtenidos

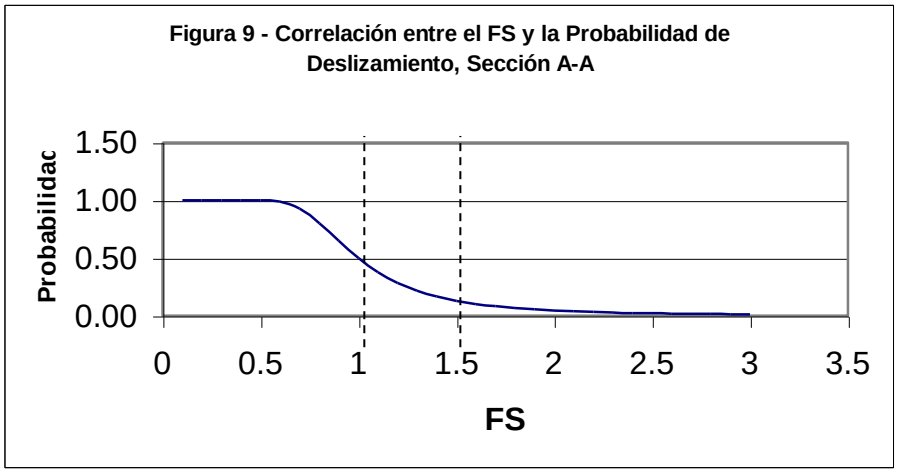
Para las diferentes secciones representativas de las zonas geotécnicas fue calculada la probabilidad total de ocurrencia de inestabilidad, teniendo como criterio de falla el factor de seguridad menor a la unidad (FS<1) y siguiendo la metodología descrita en los párrafos anteriores. Los resultados de los cálculos se presentan en el Cuadro 16.

CUADRO 16- DE RESULTADOS DE EVALUACION PROBABILISTICA

Con el objeto de poder relacionar en posteriores análisis el factor de seguridad con los niveles de amenaza, fue calculada en esta parte del estudio la probabilidad de deslizamiento asociada a diferentes valores del factor de seguridad para cada sección representativa.

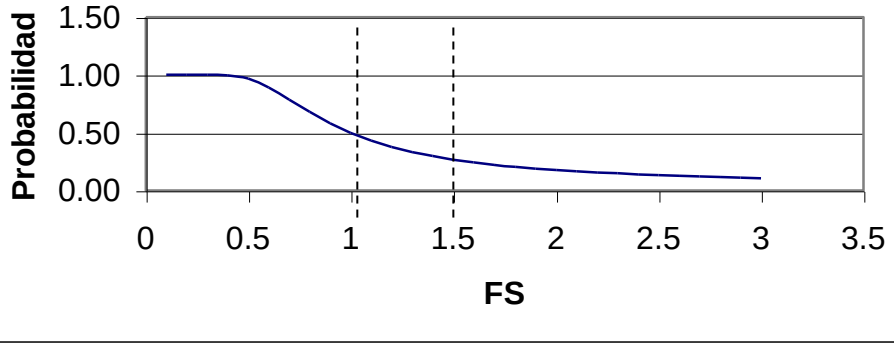
En la Figura 9 se presenta la curva que describe la correlación entre el factor de seguridad y la probabilidad de deslizamiento para la sección A-A, la cual puede considerarse como típica del comportamiento de las secciones analizadas.

Figura 9 - Correlación entre el FS y la Probabilidad de Deslizamiento, Sección A-A



En la Figura 10 se presenta una correlación similar para la caída de bloques de roca.

Figura 10 - Correlación entre el FS y la Caída de Bloques de Roca, Sección E-E



9. EVALUACION Y ANALISIS DE LA AMENAZA POR FENOMENOS DE REMOCION EN MASA

9.1 METODOLOGIA EMPLEADA

Para el presente estudio se tomó como definición de amenaza la propuesta por VARNES (1984), según la cual la amenaza por fenómenos naturales es la probabilidad de ocurrencia de un fenómeno potencialmente dañino en un área determinada y en un período de tiempo específico.

Por la escala de trabajo adoptada para el estudio (E1:500) y la disponibilidad de información detallada en las áreas topográfica, geológica, hidrológica y geotécnica, la amenaza fue estimada a partir del cálculo de los factores de seguridad frente a deslizamientos y caída de bloques de roca, con lo cual podría clasificarse como un modelo determinístico o de caja blanca (white box model) según la clasificación de CARRARA (1983). Sin embargo, en el cálculo del factor de seguridad no se tiene en cuenta de manera directa la incertidumbre con respecto a la confiabilidad de los datos para el análisis, incertidumbre con respecto a los modelos matemáticos y a las incertidumbres humanas (MORGENSTEM, 1997).

Por este motivo se recurrió a la evaluación probabilística del comportamiento del factor de seguridad, considerando como variables los parámetros de resistencia del suelo (φ y c), los cuales presentan a menudo una alta dispersión. Por esta razón, la zonificación de amenaza debe interpretarse como un medio por el cual se facilita la toma de decisiones con respecto a las medidas a emprender para su mitigación.

La metodología consistió en establecer en primer lugar para cada zona geotécnica una correlación entre el factor de seguridad y la probabilidad de ocurrencia del deslizamiento, tal y como fue descrito en el Numeral 8.4.2.2 con las Figuras 9 y 10. Por medio de la discusión y el consenso entre expertos fue realizada una clasificación de la amenaza, en alta, media y baja tomando como base los rangos de factores de seguridad aceptables para cada caso. En el presente estudio se consideró la siguiente correlación entre el factor de seguridad y el nivel amenaza:

- FS<1: Amenaza Alta
- 1<FS<1.5: Amenaza Moderada
- FS>1.5: Amenaza Baja

Estos factores de seguridad se asociaron a la probabilidad de ocurrencia de una inestabilidad, con lo cual se pudo definir también el nivel de amenaza asociado a rangos de probabilidad.

Con el conocimiento del factor de seguridad particular para cada zona asociado a su probabilidad de falla se calificó el nivel de amenaza según las categorías establecidas por los expertos.

Con base en la definición de la superficie de falla más crítica a través de los cálculos de estabilidad se calculó el volumen de suelo movilizado, el cual se afectó por un factor de expansión que varió entre 1.2 y 1.25 según el tipo de material. Con un ángulo de reposo estimado para los diferentes tipos de suelo y con el volumen

suelto calculado se definió una franja a partir de la base del talud que podría ser afectada por los materiales deslizados. Con la localización del escarpe superior producto del deslizamiento y el punto que alcanzaría la masa deslizada a partir de la base del talud fue definida espacialmente el área de amenaza.

En el caso de la caída de bloques de roca, el procedimiento para determinar la distancia que alcanza el bloque a partir de la base del talud fue el propuesto por RITCHIE, 1963, para el diseño de fosas para trampas de roca.

Este procedimiento establece una relación entre la altura del talud y su inclinación con la distancia horizontal de caída del bloque, lo cual está consignado en una tabla con rangos característicos. Dependiendo de la inclinación del talud, el bloque tenderá a caer en caída libre, rebotar y rodar o solo rodar. Para el caso presente y tomando una inclinación promedio del talud de 60º y una altura promedio de 20m, el bloque tenderá a rebotar y rodar alcanzando una distancia horizontal aproximada de 10m a partir de la base del talud. Esta distancia define el área de amenaza por caída de bloques de roca.

9.2 CRITERIOS PARA LA EVALUACION DE NIVELES DE AMENAZA

Por medio de la metodología descrita en el numeral anterior, la cual correlaciona el factor de seguridad, la probabilidad de inestabilidad y el nivel de amenaza fueron definidas las categorías presentadas en el Cuadro 17.

Cuadro 17
Categorías de Amenaza

Nivel de Amenaza	Probabilidad de Inestabilidad
Alto	0.5- 1.0
Moderado	0.15- 0.5
Bajo	0.01- 0.15
Ninguno	0

9.3 ZONIFICACION DE AMENAZA

Con la metodología anteriormente descrita se generó una distribución del área en estudio según las categorías de amenaza, lo cual fue consignado en el Mapa de Zonificación de Amenaza por Fenómenos de Remoción en Masa del Anexo 8.

De esta parte del estudio se concluyó que gran parte del área estudiada presenta amenaza nula o baja y que tan sólo una pequeña zona localizada al occidente del escarpe corresponde a una amenaza moderada y alta.

La distribución porcentual de la amenaza con respecto al área total estudiada se presenta en la Figura 11.

FIGURA 11 -DISTRIBUCION PORCENTUAL DE LA AMENAZA EN EL AREA ESTUDIADA

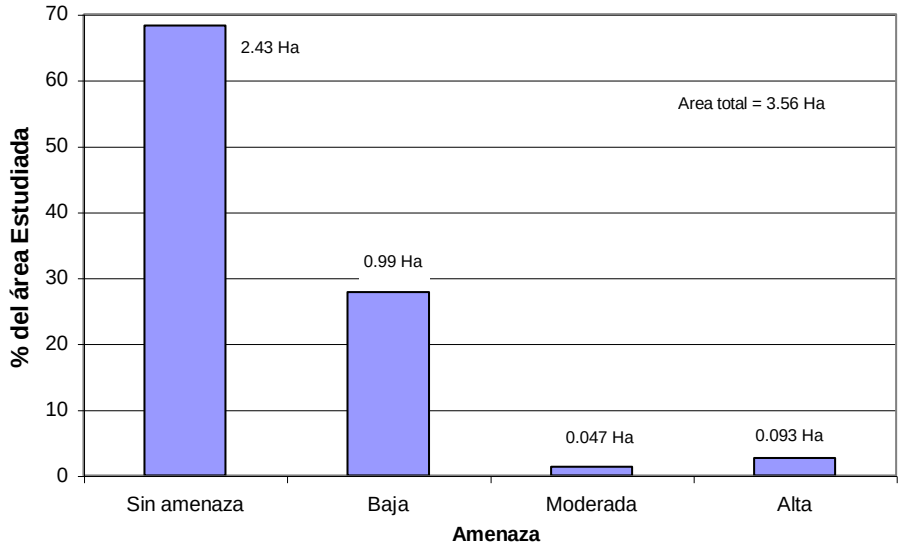


Figura No. 3

A continuación se describen las diferentes zonas delimitadas según la intensidad de la amenaza.

Zona de Amenaza Alta (Zona 3B)

Corresponde al extremo occidental del escarpe con pendientes abruptas y está caracterizada por la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos detonados por sismos y caída de bloques de roca por erosión hídrica de la matriz que los soporta. La probabilidad total de ocurrencia de inestabilidad considerando ambos fenómenos fue calculada en 0.804. Por las características de los suelos involucrados se estima que el deslizamiento presentaría una velocidad rápida (1.5m/día- 0.3m/min según la escala de tasas de movimiento establecida por VARNES, 1978). Los materiales involucrados en los deslizamientos corresponden a gravas y bloques de roca redondeados de diámetro máximo 1.0m en matriz limo arcillosa. Se estima con base en los cálculos de estabilidad realizados que el volumen de material removido sería del orden de 120m^3 por metro lineal de talud. En el caso de la caída de bloques de roca, se estima según la observación de los bloques en la cara del talud, que su tamaño no sobrepasará un diámetro de 1.0m.

Zona de Amenaza Moderada (Zona 3A)

Corresponde a la corona del escarpe en el extremo occidental y está caracterizada por la caída de pequeños bloques de suelo de volumen limitado (2x1x1m) debida a

las pendientes abruptas en esta área. Los bloques de suelo al caer se disgregan y dispersan a lo largo del talud.

Zona de Amenaza Baja (Zonas 2A, 2B, 2C y 2D)

La zona de amenaza baja se dividió en dos sectores diferenciables desde el punto de vista de la velocidad de los posibles deslizamientos.

- Zonas 2A, 2B y 2D

Corresponde a zonas de pendientes moderadas localizadas en la parte inferior del escarpe caracterizadas por la ocurrencia de deslizamientos traslacionales de poca profundidad y cobertura areal una probabilidad total de ocurrencia que varía entre 0.037 y 0.129. Constituye un área con presencia de deslizamientos antiguos con tendencia a reactivarse en forma de movimientos lentos (1.5m/año- 1.5m/mes según la escala de tasas de movimiento establecida por VARNES, 1978). Los materiales involucrados corresponden a limos arcillosos y arcillas limosas que suprayacen al estrato de gravas y bloques de roca en matriz limoarcillosa. Se estima con base en los cálculos de estabilidad realizados que el volumen de material removido sería del orden de 24 - 42m^3 por metro lineal de talud.

- Zona 2C

Corresponde al área central superior del escarpe con pendientes abruptas y probabilidad de ocurrencia de deslizamientos rotacionales de 0.020. En el terreno, esta zona está delimitada con la Zona 2B por un camino peatonal a media ladera, en construcción durante la realización del proyecto.

Los deslizamientos rotacionales de la parte superior del escarpe presentarían una velocidad de desplazamiento rápida e involucrarían un volumen de suelo que varía entre 14 y 47m^3 por metro lineal de talud calculados a partir de la geometría dada por los cálculos de estabilidad. Los suelos comprometidos en los deslizamientos corresponden a arcillas limosas y limos arcillosos.

Zona sin Amenaza (Zona 1)

Corresponde a zonas planas fuera del alcance de deslizamientos y caída de bloques de roca.

10. EVALUACION Y ANALISIS DE VULNERABILIDAD POR FENOMENOS DE REMOCION EN MASA

10.1 METODOLOGIA EMPLEADA

Para el presente estudio se tomó como definición de vulnerabilidad la propuesta por el IUGS, Grupo de Trabajo en Deslizamientos, (1997), según la cual vulnerabilidad es el grado de probabilidad de pérdida de un determinado elemento o grupo de elementos dentro del área afectada por un deslizamiento de determinada magnitud. En este caso, la vulnerabilidad está expresada en una escala de 0 (ninguna pérdida) hasta 1 (pérdida total).

La identificación de los elementos vulnerables dentro del área estudiada fue posible con la superposición de los mapas de los elementos corporales, estructurales y funcionales presentes en toda el área del proyecto con el mapa de zonificación de amenaza.

Los elementos vulnerables identificados por este procedimiento se describen a continuación.

10.1.1 Elementos Corporales

Constituyen las personas que habitan o trabajan en el área expuesta a los deslizamientos y la caída de bloques de roca.

Para la clasificación y cuantificación de estos elementos fueron realizadas encuestas en cada vivienda, cuyo resultado fue la distribución de la población en hombres, mujeres y niños y la cuantificación de la población permanente y la población flotante que trabaja durante el día y solo regresa a la vivienda en la noche a pernoctar.

Lo anterior fue empleado para la evaluación diferencial de un escenario diurno y uno nocturno en la ocurrencia del evento amenazante.

El resultado de esta investigación es el siguiente:

- Número de hombres: 91 (29%)
- Número de mujeres: 85 (27%)
- Número de niños: 134 (44%)

Total 310 (100%)

- Población diurna: 93 (30%)
- Población nocturna: 310 (100%)

La distribución de las personas por vivienda puede ser observada en el Cuadro 18.

CUADRO 18

Continuacion CUADRO 18

La vulnerabilidad de los elementos corporales fue asociada al nivel de daño de las viviendas. Para el caso del presente estudio no se diferenció entre personas heridas y fallecidas. El resultado se expresó en términos de personas damnificadas.

10.1.2 Elementos Estructurales

Constituyen las construcciones, en este caso las viviendas, vías, red eléctrica (postes de energía y alumbrado), red de alcantarillado (tuberías, pozos) y red de acueducto.

- Construcciones

Las construcciones son en este caso de tipo habitacional (viviendas). Constituyen en su gran mayoría edificaciones en ladrillo y bloque de uno y dos pisos. La calidad en la construcción es muy variable, existiendo estructuras con algún tipo de tecnificación en su concepción estructural (amarre de muros por medio de columnas, vigas de cimentación) y estructuras con severas deficiencias constructivas (muros sin confinar, etc.). Para efectos de la estimación de la vulnerabilidad, fue tipificada cada vivienda durante los recorridos de campo según el tipo de cimentación, estructura, material de los muros y tipo de cubierta. En total fueron identificadas como vulnerables dentro del área de amenaza 59 viviendas.

Para la evaluación de la vulnerabilidad de las construcciones fueron consideradas la resistencia que ofrecen a ser destruidas por las inestabilidades, su grado de exposición a las mismas y la velocidad del movimiento de la masa de suelo involucrada en el evento. En el presente estudio no fue dividida la evaluación de la vulnerabilidad por resistencia y por exposición de manera independiente por considerarse que la resistencia de un elemento es relativa a las características del fenómeno amenazante representadas en este caso por el grado de exposición y la velocidad del evento. La resistencia fue correlacionada de manera integral con las características del evento mencionadas.

Para la determinación de la vulnerabilidad de cada elemento, es decir la probabilidad de ser dañado, se partió de la probabilidad de este elemento a no ser dañado, es decir la probabilidad de resistir a la amenaza. Lo anterior tuvo como propósito facilitar por medio del empleo de un concepto más familiar dentro del ámbito de la ingeniería (la resistencia) la asignación por parte de los especialistas participantes en el proyecto de los puntajes de calificación para las diferentes combinaciones. Una vez establecida la probabilidad de resistir frente al evento, se calculó la probabilidad de ser dañado, es decir la vulnerabilidad, por medio de la siguiente expresión:

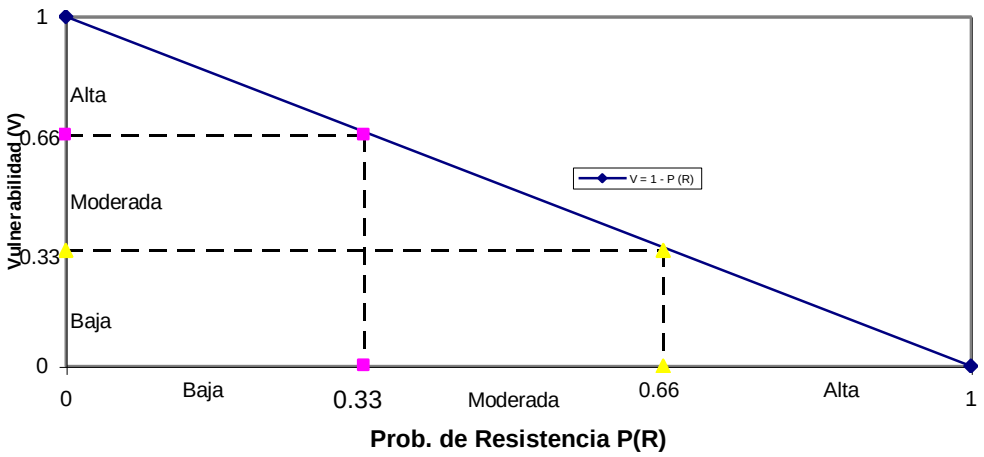
$$V=1- P(R)$$

En donde:

V =Vulnerabilidad o probabilidad de daño del elemento frente a la amenaza
P(R) =Probabilidad de resistir a la amenaza

La Figura 12 describe la relación entre la probabilidad de resistencia con la vulnerabilidad.

FIGURA 12 - CORRELACIÓN ENTRE LA PROBABILIDAD DE RESISTENCIA Y LA VULNERABILIDAD



La probabilidad de resistencia de los componentes de cada construcción (cimentación, estructura, muros y cubierta) fue clasificada en los siguientes rangos para garantizar la consistencia en la evaluación:

- Probabilidad de resistencia alta: 0.66- 1.0
- Probabilidad de resistencia moderada: 0.33- 0.66
- Probabilidad de resistencia baja: 0- 0.33

A cada rango le fue asignado un valor característico (0.75, 0.45 y 0.25 para probabilidad de resistencia alta, moderada y baja respectivamente), con el cual se calificó al componente según el tipo de solicitación.

La probabilidad de resistencia de cada componente de una construcción (cimentación, estructura, muros y cubierta) en combinación con los tipos de solicitación fue definida por medio de la discusión y el consenso entre los especialistas participantes en el proyecto fijándose los criterios contenidos en el Cuadro 19.

CUADRO 19- CRITERIOS DE EVALUACIÒN DE PROBABILIDAD DE RESISTENCIA

Esta evaluación corresponde a una asignación subjetiva de la probabilidad y no a un análisis clásico de probabilidades.

Como puede observarse en el Cuadro 19, para el caso de los deslizamientos, la exposición fue tenida en cuenta con la altura de afectación (H) del elemento por parte de la masa deslizada. Se diferenciaron tres alturas de afectación, las cuales son asociadas con los siguientes niveles de daño:

- H=0.5m : Daños menores
- H=1.5m : Daños moderados
- H>1.5m : Daños de consideración

En la evaluación se consideró la velocidad de desplazamiento de la masa deslizada como lenta para velocidades menores a 1m/año y rápida para velocidades mayores a 1m/día, con lo cual se incluyó de manera tácita en el análisis la incidencia del impacto. La incidencia de la velocidad se consideró de la siguiente forma:

- Velocidad lenta (V<1m/año) : Genera daños menores
- Velocidad rápida (V<1m/día) : Genera daños de consideración

Con base en los criterios establecidos en el Cuadro 19 se analizó cada construcción y se asignó una probabilidad de resistencia a sus elementos, según las condiciones particulares de la solicitación (altura H de afectación y velocidad del evento). La probabilidad total de resistencia de la construcción fue calculada por medio de la suma de las probabilidades de resistencia de cada componente.

- Vías

En el proyecto fueron identificados como vulnerables el camino peatonal que bordea la corona del escarpe y que en el extremo occidental coincide con la Carrera 5a y el sendero escalonado que da acceso a la parte superior del escarpe. El camino no es pavimentado, presenta pobres especificaciones de construcción y drenaje y ha sido adecuado frecuentemente con desechos de construcción. Su exposición en el evento de un deslizamiento es total pudiendo ser arrastrada más de la mitad de su área. Por esta razón le fue asignado un valor de vulnerabilidad de 1. En el caso del sendero escalonado, será configurado con piedra pegada. Por su alto grado de exposición le fue asignado un valor de vulnerabilidad de 1.

Los criterios para la calificación de la vulnerabilidad de las vías están contenidas en el Cuadro 20.

- Red Eléctrica

Como elementos vulnerables de la red eléctrica fueron identificados 5 postes, incluyendo 1 poste de la red telefónica. La vulnerabilidad se determinó teniendo en cuenta la localización de los postes con respecto el deslizamiento de la siguiente forma: Postes localizados sobre el deslizamiento y postes localizados en el área de caída de la masa deslizada. Para la segunda circunstancia, la asignación de la vulnerabilidad fue dependiente de la altura H del poste que sería afectada por la masa deslizada y por la velocidad del movimiento, de manera similar a lo realizado para las construcciones. En el caso de impacto por caída de bloques de roca, fue considerado que el poste sufriría daño total, es decir que su vulnerabilidad es 1.

Los criterios de evaluación de la vulnerabilidad de la red eléctrica fueron fijados según el consenso de los especialistas participantes en el proyecto y están condensados en el Cuadro 20.

CUADRO 20- CRITERIOS DE EVALUACION DE VULNERABILIDAD REDES Y VIAS

- Red de Alcantarillado

Como elementos vulnerables fueron identificados 5 tramos de la red de alcantarillado y 4 pozos. La vulnerabilidad se determinó considerando su posición relativa al deslizamiento así: tuberías y pozos dentro del deslizamiento y tuberías y pozos por debajo del deslizamiento. En el primer caso se asignó un valor de vulnerabilidad de 1, mientras en el segundo caso fue asignado un valor de vulnerabilidad de 0, tal y como se presenta en el Cuadro 20. Por ser elementos bajo tierra, se asignó un valor de vulnerabilidad de 0 frente a la caída de bloques de roca.

- Red de Acueducto

Para la red de acueducto no fue realizado un análisis de vulnerabilidad. Se estima que la valoración económica del costo esperado de las pérdidas por colapso de tuberías de acueducto se cubre con la evaluación realizada para las viviendas.

10.1.3 Elementos Funcionales

Como elementos funcionales vulnerables fueron identificados 2 establecimientos de comercio informal (tiendas de barrio), los cuales fueron evaluados según la metodología y los criterios definidos para las construcciones. Por ser establecimientos que operan diariamente con bajas cuantías de dinero no se consideraron en el análisis las pérdidas ocasionadas por lucro cesante.

10.2 EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD

Con base en la metodología y los criterios de evaluación definidos en el numeral anterior fue analizada la vulnerabilidad de cada elemento expuesto a los deslizamientos y la caída de bloques de roca. Los resultados se presentan en los Cuadros 21 y 22.

CUADRO 21- EVALUACIÒN DE VULNERABILIDAD DE CONSTRUCCIONES

Cuadro 22 Evaluación de Vulnerabilidad de Postes, Redes y Vías			
Elemento Expuesto	ID	Vulnerabilidad	
Poste Red Energía	P70	0	Baja
Poste Red Energía	P29	1	Alta
Poste Red Energía	P72	1	Alta
Poste Red Energía	P87	1	Alta
Poste Red Teléfonos	P71	1	Alta
Red Alcantarillado	Pz37-Pz14	1	Alta
Red Alcantarillado	Pz5-Pz6	1	Alta
Red Alcantarillado	Pz5-Pz7	1	Alta
Red Alcantarillado	Pz23-Pz43	1	Alta
Red Alcantarillado	Pz5-Pz38	1	Alta
Pozos Red Alcantarillado	Pz5	1	Alta
Pozos Red Alcantarillado	Pz37	1	Alta
Pozos Red Alcantarillado	Pz21	1	Alta
Pozos Red Alcantarillado	Pz36	0	Baja
Vía Peatonal	Cra. 5	1	Alta
Sendero Escalonado	SE	1	Alta

CLASIFICACIÓN DE VULNERABILIDAD	
ALTA	0.66 - 1.0
MODERADA	0.33 - 0.66
BAJA	0.0 - 0.33

10.3 CRITERIOS PARA LA EVALUACION DE NIVELES DE VULNERABILIDAD

Por medio de la discusión y consenso entre los especialistas participantes en el proyecto fueron definidas las categorías de la vulnerabilidad descritas en el Cuadro 23.

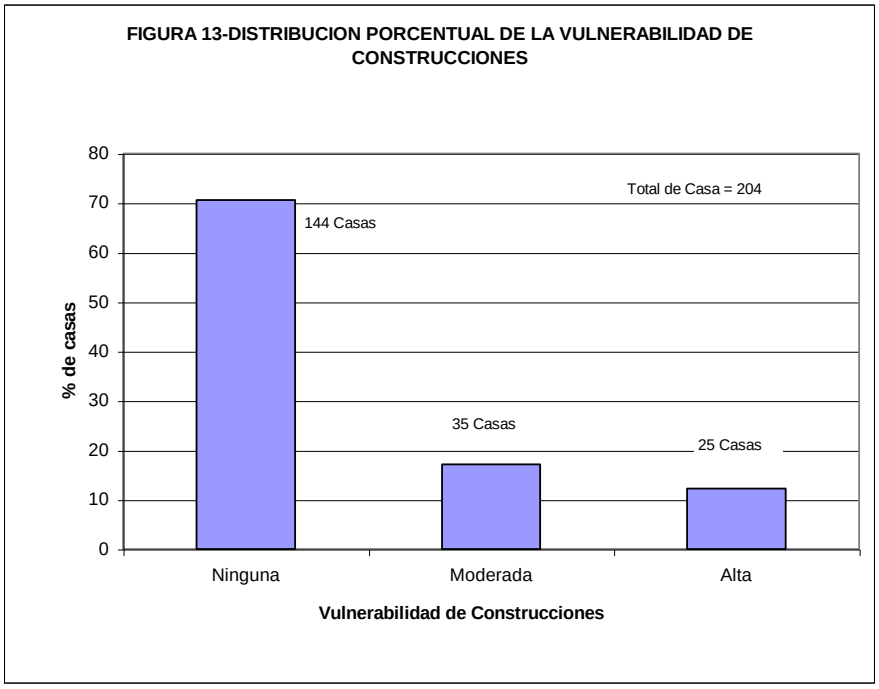
Cuadro 23 Categorías de Vulnerabilidad		
Categoría	Vulnerabilidad	Descripción
Alta	0.66 – 1.0	Los elementos expuestos a la amenaza sufrirían daños severos. En el caso de construcciones, estas presentarían colapso total con daños irreparables en estructura y muros. En el caso de redes y postes, la pérdida de serviciabilidad sería total.
Moderada	0.33 – 0.66	Daños de consideración en los elementos expuestos a la amenaza. En construcciones agrietamiento severo de muros, algunas fisuras leves en elementos estructurales. Fisuras en tuberías e inclinación de postes de energía y teléfono con suspensión temporal del servicio.
Baja	0.01 – 0.33	Daños leves en los elementos expuestos a la amenaza. Agrietamiento leve de muros en construcciones. Leve inclinación de postes de energía y teléfono. Deformación de tuberías con aparición de pequeñas fisuras, sin pérdida del servicio.
Ninguna	< 0.01	Los elementos expuestos a la amenaza no sufrirían ningún daño.

10.4 ZONIFICACION DE VULNERABILIDAD

Con los resultados de la evaluación de la vulnerabilidad para cada elemento presentados en los Cuadros 21 y 22 y las categorías de vulnerabilidad establecidas en el Cuadro 23 fue elaborado el Mapa de Zonificación de Vulnerabilidad por Fenómenos de Remoción en Masa del Anexo 8. En el caso de las construcciones, se agruparon elementos de igual categoría para conformar zonas que abarcan uno o más elementos. En el caso del camino peatonal que bordea la corona del escarpe y el sendero escalonado, la zona corresponde al área de camino y sendero que sería destruida por un deslizamiento. En sentido estricto, las redes y los postes que soportan la red de eléctrica no pueden conformar zonas por la linearidad en el caso de las primeras y la puntualidad en el caso de los segundos. Estos elementos fueron identificados por medio del color representativo de la categoría de vulnerabilidad.

De esta parte del estudio se concluyó que la vulnerabilidad de los elementos expuestos a la amenaza de deslizamientos y caída de bloques de roca es moderada y alta.

La distribución porcentual de los niveles de vulnerabilidad de las construcciones se presenta en la Figura 13.



11. EVALUACION Y ANALISIS DE RIESGO POR FENOMENOS DE REMOCION EN MASA

11.1 METODOLOGIA EMPLEADA

Para el presente estudio se tomo como definición de riesgo la propuesta por el IUGS, 1997, según la cual riesgo es una medida de la probabilidad y severidad de un efecto adverso a la vida, la salud, la propiedad o el ambiente.

La metodología empleada para la obtención del riesgo consistió en obtener el producto de la amenaza por la vulnerabilidad de cada elemento dentro del área amenazada por deslizamientos y caída de bloques de roca según la expresión

R= AxV

En donde:

R= Riesgo Total para un período de 25 años
A= Amenaza
V= Vulnerabilidad

Una vez cuantificado el riesgo, fue calculado por elemento el costo esperado de las pérdidas debidas a la ocurrencia de deslizamientos y caída de bloques de roca.

11.2 CRITERIOS PARA LA EVALUACION DE NIVELES DE RIESGO

Para la evaluación del riesgo fue realizada una combinación matricial de los tres rangos definidos para la amenaza y la vulnerabilidad, tal y como se ilustra en el Cuadro 24. Esta valoración es de tipo subjetivo y fue el resultado del consenso entre los participantes del proyecto.

Cuadro 24
Matriz de Combinación de Amenaza y Vulnerabilidad

	Vulnerabilidad		
Amenaza	Alta * 0.80	Moderada * 0.50	Baja * 0.16
Alta	Alta	Alta	Moderada
* 0.75	0.60	0.375	0.123
Moderada	Alta	Moderada	Moderada
* 0.35	0.28	0.175	0.056
Baja	Moderada	Moderada	Baja
* 0.10	0.08	0.05	0.016

* Números característico del rango

A cada uno de los tres rangos de amenaza y vulnerabilidad le fue asignado un valor característico, que coincide de manera aproximada con el valor medio del rango. Estos valores fueron multiplicados obteniéndose los valores contenidos en la matriz del Cuadro 24, los cuales se consideraron como característicos de los niveles de riesgo (alto, medio, bajo) determinados de manera subjetiva. Con el procedimiento anterior fueron obtenidos varios valores característicos para cada nivel de riesgo, a partir de los cuales fue definida la escala de riesgo que se presenta en el Cuadro 25.

Cuadro 25 Categorías de Riesgo (tiempo exposición 25 años)		
Categoría	Riesgo	Descripción
Alto	0.45 – 1.0	Daños irreparables en estructuras y muros de construcciones. Colapso total o parcial de construcciones con alta probabilidad de personas fallecidas. Colapso total de redes de acueducto, alcantarillado y teléfono. Caída de postes de energía y teléfono. Lotes vacíos pierden posibilidad de ser construidos. Vías y caminos pierden totalmente su serviciabilidad.
Moderado	0.25 – 0.45	Daños de consideración en construcciones. Daños reparables en estructuras y muros. Personas heridas de consideración. Disminuye la probabilidad de personas fallecidas. Fisuras en redes de acueducto y alcantarillado. Pérdida temporal del servicio telefónico. Inclinación de postes de energía y teléfono. Los lotes vacíos pueden ser recuperados para fines de construcción con una inversión moderada.
Bajo	0.01 – 0.25	Daños leves en construcciones. Fisura de muros. Personas con contusiones menores. Baja probabilidad de personas fallecidas. Deformación de tuberías de acueducto y alcantarillado. Leve inclinación de postes de energía y teléfono sin pérdida del servicio. Lotes vacíos recuperan su aptitud para fines de construcción con una pequeña inversión.
Ninguno	< 0.01	Las personas, construcciones, redes de acueducto, alcantarillado y energía, postes, vías y caminos no son afectados.

11.3 ZONIFICACION DE RIESGO

Para la zonificación del riesgo fueron evaluados cada uno de los elementos estructurales (construcciones, vías, redes de alcantarillado, energía) y funcionales presentes en el área estudiada considerando un escenario diurno y uno nocturno y una expansión de 25 años. La evaluación del riesgo de elementos corporales fue asociado al riesgo de las construcciones y expresado en términos de personas damnificadas.

En el caso de las construcciones, se agruparon aquellas que presentan igual categoría de riesgo definiendo zonas más amplias. En el caso de las líneas de alcantarillado y los postes de energía y teléfonos, la zonificación no es posible por ser elementos lineales y puntuales respectivamente.

El resultado de la zonificación se presenta en los Cuadros 26 y 27, los cuales fueron tomados como base para la elaboración del Mapa de Zonificación de Riesgos

por Fenómenos de Remoción en Masa del Anexo 7. En dicho mapa fueron definidas las zonas de riesgo presentados en el Cuadro 28.

CUADRO 26- EVALUACION DEL RIESGO DE CONSTRUCCIONES

CUADRO 27- EVALUACION DEL RIESGO DE POSTES, REDES Y VIAS

Cuadro 28 Descripción de Zonas de Riesgo	
Zona de Riesgo	Descripción
1	Riesgo representado por la ocurrencia de deslizamientos de alta velocidad detonados por sismos. Caída de bloques de roca (D.máx.=1.0m) debido al lavado de la matriz que los soporta por parte del agua de escorrentía.
2	Riesgo representado por deslizamientos superficiales (H<2m) de baja velocidad y de poca cobertura aérel (4-6m^2). Caída de pequeños bloques de suelo (2x1x1m) desde la corona del escarpe. Puntualmente algunas manifestaciones de erosión laminar.
3	Riesgo representado por erosión laminar y en surcos.
4	Ningún riesgo por deslizamientos de suelo y caída de bloques de roca. Areas fuera del alcance de estos fenómenos.

* Ver localización de zonas en Mapa de Zonificación de Riesgo.

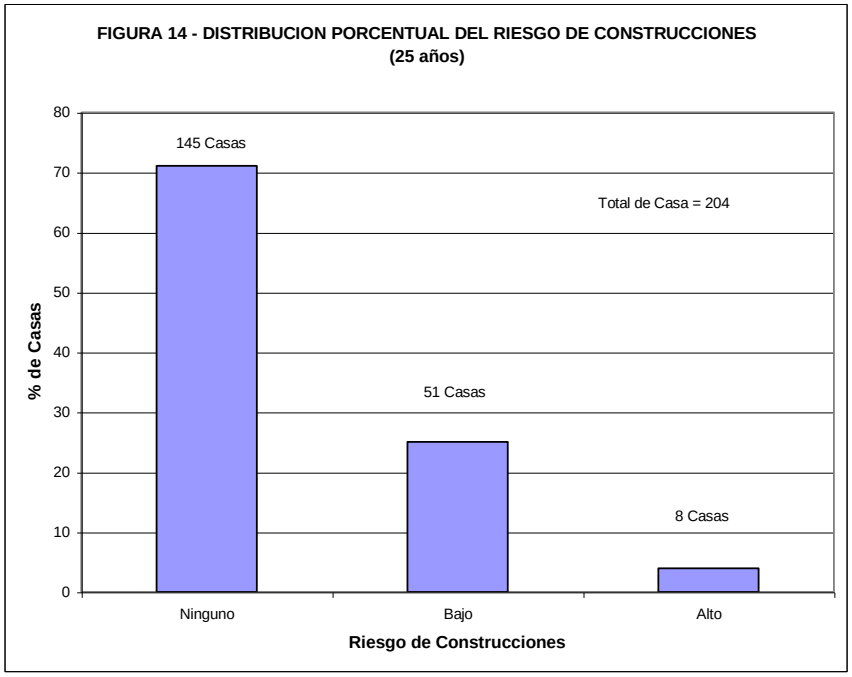
De los resultados de la evaluación de riesgo puede concluirse que en el área estudiada existe la siguiente situación:

- Elementos en zona de riesgo baja
  - 51 casas
  - Camino peatonal que bordea la corona del escarpe, sendero escalonado
  - 4 tramos de alcantarillado
  - 3 pozos del alcantarillado
  - 4 postes de energía
  - 6870.16m^2 de área de lotes sin construir

La distribución porcentual del riesgo de las construcciones con respecto al área total estudiada se presenta en la Figura 14.

- Elementos en zona de riesgo moderado
  - Ninguno

- Elementos en zona de riesgo alto
  - 8 casa
  - 1 poste de energía
  - 571.18m^2 de área de lotes sin construir



En el caso de las personas, 310 serían damnificadas en el caso de un evento nocturno, mientras 81 lo serían en el caso de un evento diurno. De las 310 personas damnificadas en un evento nocturno, 52 personas se encontrarían en zona de alto riesgo (con probabilidad elevada de personas fallecidas y heridas de gravedad), mientras las restantes 258 personas estarían en zona de riesgo bajo (contusiones menores, baja probabilidad de personas fallecidas). Para la cuantificación de las personas damnificadas durante la ocurrencia de un evento diurno no se consideraron los transeúntes en las calles. El Mapa de Zonificación de Riesgo para los escenarios diurno y nocturno es el mismo en cuanto a la distribución areal del riesgo. Su diferencia radica en el diferente numero de damnificados.

11.4 COSTO ESPERADO DE LOS DAÑOS

Para la cuantificación de los costos esperados relacionados con los daños se incluyeron el costo por pérdidas de las construcciones, el camino peatonal que bordea la corona del escarpe, el sendero escalonado la red de alcantarillado y los postes. Los costos por pérdida de la red de acueducto están cubiertos con los costos calculados para las construcciones. Los costos por pérdida de vidas humanas no fueron evaluados, por considerarse que la vida humana no puede cuantificarse en términos de dinero.

La valoración de las construcciones fue realizada durante la realización de las encuestas, en las cuales le fue asignado por parte del propietario un valor a su vivienda (lote y construcción) y a sus enseres. El costo de la vivienda asignado por el propietario fue revisado por el ingeniero encargado de la realización de las

encuestas, considerando el tipo de construcción, su estado y localización, entre otros aspectos.

El costo esperado de los daños fue calculado como el producto del riesgo total por el costo de cada elemento según la expresión:

CE=RxC

En donde:

CE= Costo esperado de los daños en pesos($)
R= Riesgo total frente a los deslizamientos y las caídas de bloques de roca (tiempo de exposición 25 años).
C= Costo del elemento en pesos ($)

El costo esperado por tipo de elemento expuesto se presenta en el Cuadro 29.

Cuadro 29
Costo Total Esperado por Daños Según Tipo de Elemento

Tipo de Elemento	Costo Total Esperado ($)
Construcciones	120’428.782,00
Redes de Alcantarillado	577.243,00
Pozos de Alcantarillado	339.000,00
Postes	263.700,00
Camino Peatonal	2’997.575,00
Sendero Escalonado	133.0000,00
Lotes	27’138.415,00
Total	151’877.716,00

12. ALTERNATIVAS DE MITIGACION

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 (ver Numeral 11.3 Informe de Avance No. 3). Las Zonas definidas en el Mapa de Zonificación del Riesgo son las siguientes:

- Zona 1. Localizada en el extremo occidental del escarpe de una longitud aproximada de 50m. Se caracteriza por la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos de alta velocidad detonados por sismos y caída de bloques de roca.

- Zona 2. Como Zona 2 han sido clasificadas dos zonas dentro del área en estudio: un área localizada sobre el costado occidental contigua a la Zona 1 de

una longitud aproximada de 70m y un área localizada sobre el costado oriental del escarpe, de aproximadamente 100m de longitud. Se caracteriza por la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos traslacionales superficiales, de poca cobertura (4-6m^2) y de baja velocidad. También por la ocurrencia de erosión laminar.

- Zona 3. Localizada en la parte central del escarpe. Se caracteriza por la ocurrencia de erosión laminar y en surcos.

A continuación se describen las alternativas de mitigación evaluadas para cada zona.

12.1.1 Zona 1

12.1.1.1 Alternativa 0

Esta alternativa no contempla la realización de obras de mitigación, es decir dejar el escarpe como está actualmente.

12.1.1.2 Alternativa 1

Esta alternativa contempla la realización de las siguientes actividades:

- Reducción de la pendiente del talud por medio de la remoción de suelo.
- Construcción de un canal de base y uno de corona para captar las aguas de escorrentía
- Instalación de una malla eslabonada para el control de caídas de roca
- Instalación de pernos (L=1m) para soporte de malla eslabonada.
- Empradización de la superficie del talud para control de la erosión

Ventajas

- Se puede cuantificar en términos del factor de seguridad la eficacia de la medida.
- Demanda de procedimientos sencillos en los cuales se puede emplear mano de obra local
- Favorece la estética del entorno
- El material extraído puede ser empleado en la Alternativa 1 de la Zona 2

Desventajas

- Demanda la demolición de 5 casas y la reubicación de las familias
- Durante el movimiento de tierras, los moradores de las casa en la base del talud deberán ser reubicados temporalmente
- Presenta dificultad de evacuación de los materiales sobrantes (no existe acceso de vehículos desde la parte inferior del escarpe)
- La eficiencia de los canales depende del mantenimiento a que sean sometidos

Equipos requeridos: Retroexcavadora, perforadora para pernos (“jacklet”), bomba de inyección

12.1.1.3 Alternativa 2

Esta alternativa contempla la realización de las siguientes actividades:

- Terraceo del talud con confomación de bermas
- Construcción de un canal de base y uno de corona para captar las aguas de escorrentía
- Construcción de cunetas revestidas en las bermas
- Impermeabilización de la superficie de las bermas con mortero reforzado con malla electrosoldada para evitar su fisuramiento.
- Instalación de una malla eslabonada para el control de caídas de roca en la parte inferior de talud
- Instalación de pernos (L=1m) para soporte de malla eslabonada.
- Empradización de la superficie del talud para control de la erosión

Ventajas

- Se puede cuantificar en términos del factor de seguridad la eficacia de la medida.
- Demanda de procedimientos sencillos en los cuales se puede emplear mano de obra local
- Favorece la estética del entorno
- El material extraído puede ser empleado en la Alternativa 1 de la Zona 2
- Las bermas retienen los bloques de roca que caigan desde las partes altas del talud
- Se pueden aprovechar las bermas para la adecuación paisajística del lugar

Desventajas

- Demanda la demolición de 5 casas y la reubicación de las familias
- Durante el movimiento de tierras, los moradores de las casas en la base del talud deberán ser reubicados temporalmente
- Presenta dificultad de evacuación de los materiales sobrantes (no existe acceso de vehículos desde la parte inferior del escarpe)
- La eficiencia de los canales depende del mantenimiento a que sean sometidos

Equipos requeridos: Retroexcavadora, perforadora para pernos (“jacklet”), bomba de inyección

12.1.1.4 Alternativa 3

Esta alternativa contempla la realización de las siguientes actividades:

- Instalación de pernos de anclaje de 10m de longitud
- Construcción de un canal de base y uno de corona para captar las aguas de escorrentía
- Instalación de una malla eslabonada para el control de caídas de roca
- Empradización de la superficie del talud para control de la erosión
- Protección temporal de viviendas en la base del talud (con la malla eslabonada que posteriormente se fijará definitivamente).

Ventajas

- Se puede cuantificar en términos del factor de seguridad la eficacia de la medida.
- Rapidez en la ejecución de los trabajos
- No es necesario reubicar familias durante los trabajos
- No demanda la demolición de casa ni reubicación definitiva de familias

Desventajas

- Requiere de mano de obra especializada.
- Requiere de equipo de perforación más pesado (“track drill”) y la construcción de un andamio colgante que lo soporte
- La eficiencia de los canales depende del mantenimiento a que sean sometidos

Equipos requeridos: Perforadora para pernos (“track drill”), bomba de inyección, andamios colgantes.

12.1.1.5 Alternativa 4

Esta alternativa contempla dejar el escarpe en su estado actual y relocalizar cuatro (4) viviendas al borde de la corona y cuatro (4) viviendas al pie de la base.

Ventajas

- Las áreas de las viviendas puede readecuarse como zona verde.

Desventajas

- No se reduce la probabilidad de ocurrencia de una inestabilidad.
- En el caso de una inestabilidad, serían afectados el camino peatonal que bordea al escarpe, parte de la Calle 53 bis sur y las redes eléctricas.
- En las áreas libres podrían ser construidos de nuevo viviendas en el futuro.

12.1.2 Zona 2

12.1.2.1 Alternativa 0

Esta alternativa no contempla la realización de obra de mitigación, es decir dejar el escarpe como está actualmente

12.1.2.2 Alternativa 1

Esta alternativa contempla la realización de las siguientes actividades:

- Construcción de trincheras estabilizantes con material granular
- Contrucción de canales de corona, intermedio y de base para la acaptación del agua de escorrentía
- Empradización en áreas de erosión laminar
- Sellamiento de grietas de tracción existentes

Ventajas

- Se puede cuantificar en términos del factor de seguridad la eficacia de la medida.
- Demanda de procedimientos sencillos en los cuales se puede emplear mano de obra local
- Se puede emlpear para la contrucción de las trincheras estabilizantes el material granular presente en el escarpe

Desventajas

- Dificil evacuación del material sobrante
- La eficiencia de los canales depende del mantenimiento a que sean sometidos

Equipos requeridos: Retroexcavadora

12.1.2.3 Alternativa 2

Esta alternativa contempla la realización de las siguientes actividades:

- Remoción del suelo potencialmente inestable en la parte superior del talud
- Contrucción de canales de corona, intermedio y de base para la acaptación del agua de escorrentía
- Empradización en áreas de erosión laminar y áreas en donde haya sido realizado el movimiento de tierras
- Sellamiento de grietas existentes

Ventajas

- Se puede cuantificar en términos del factor de seguridad la eficacia de la medida.
- Demanda de procedimientos sencillos en los cuales se puede emplear mano de obra local

Desventajas

- Dificil evacuación del material sobrante
- Molestias a los habitantes en la base del talud
- Es necesario retirar la cobertura vegetal para reinstalarla posteriormente, con lo cual se requiere de un sitio de acopio
- La eficiencia de los canales depende del mantenimiento a que sean sometidos

Equipos requeridos: Retroexcavadora

12.1.2.4 Alternativa 3

Esta alternativa contempla la realización de las siguientes actividades:

- Remoción del suelo potencialmente inestable a lo largo de todo el talud
- Construcción de canales de corona, intermedio y de base para la captación del agua de escorrentía
- Empradización en áreas de erosión laminar y en áreas en donde haya sido realizado el movimiento de tierras
- Sellamiento de grietas de tracción existentes

Ventajas

- Se puede cuantificar en términos del factor de seguridad la eficacia de la medida.
- Demanda de procedimientos sencillos en los cuales se puede emplear mano de obra local

Desventajas

- Dificil evacuación del material sobrante
- Molestias a los habitantes en la base del talud
- Es necesario retirar el cesped para resembrarlo posteriormente, con lo cual se requiere de un sitio de acopio
- La eficiencia de los canales depende del mantenimiento a que sean sometidos

Equipos requeridos: Retroexcavadora

12.1.2.5 Alternativa 4

Esta alternativa contempla la realización de las siguientes actividades

- Siembra de arbustos en retícula de 4x4m
- Construcción de canales de corona, intermedio y de base para la captación del agua de escorrentía
- Empradización en áreas de erosión laminar
- Sellamiento de grietas de tracción existentes

Ventajas

- Se puede cuantificar de manera aproximada en términos del factor de seguridad la eficacia de la medida.
- Demanda de procedimientos sencillos en los cuales se puede emplear mano de obra local
- Favorece el embellecimiento del entorno

Desventajas

- Demanda el cuidado inicial de los árboles mientras estos se afianzan
- La eficiencia de los canales depende del mantenimiento a que sean sometidos

12.1.3 Zona 3

En la Zona 3 se han planteado las siguientes medidas, las cuales tendrán como propósito el control de la erosión..

- Empradización en áreas con erosión laminar
- Construcción de trinchos de madera y piedra para control erosión en surcos
- Construcción de canales de corona, intermedio y de base para la captación del agua de escorrentía

12.2 EVALUACION COMPARATIVA DE LAS ALTERNATIVAS DE MITIGACION

Además de las ventajas y desventajas para cada alternativa descritas en el numeral anterior fue realizada una comparación de las mismas por medio de una evaluación probabilística de su eficacia con respecto a la condición actual del escarpe (sin obras) y una evaluación de la relación costo beneficio.

Para la evaluación probabilística fue requerido realizar cálculos de estabilidad con las obras de mitigación propuestas. Los resultados de los cálculos se presentan en el Cuadro 30. Los resultados de la evaluación probabilística se presentan en el Cuadro 31.

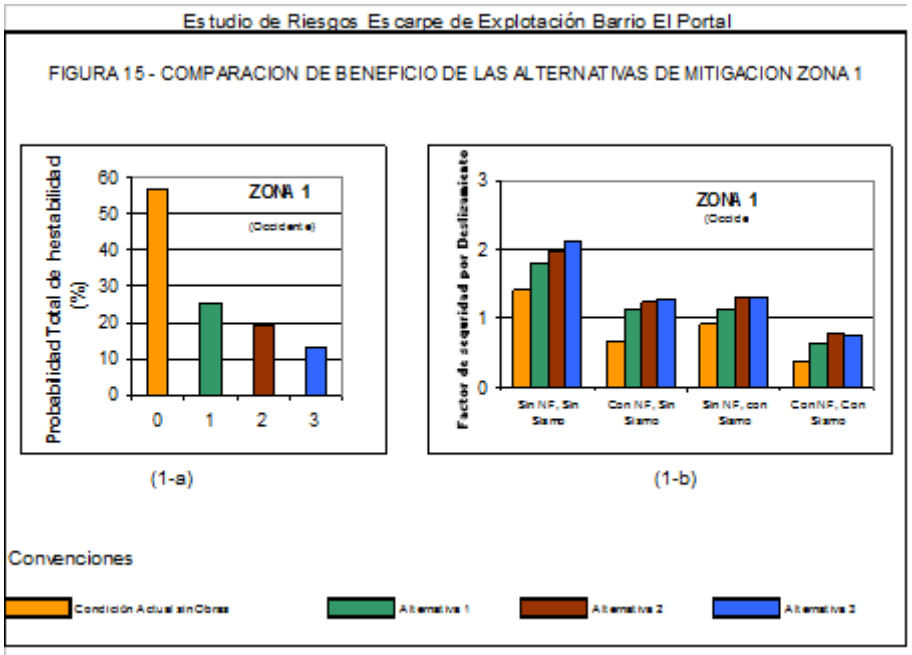
CUADRO 30-

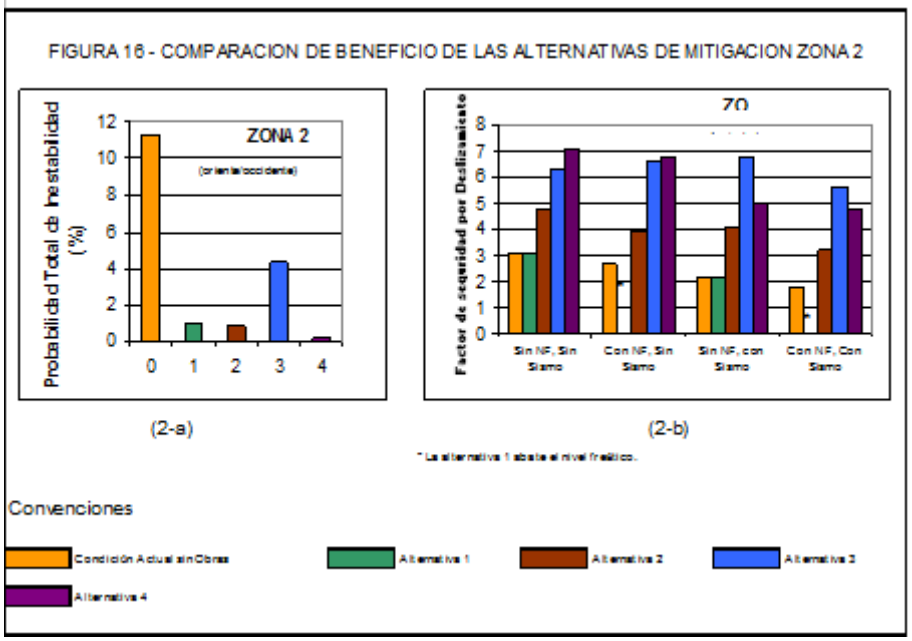
Continuación Cuadro 30

CUADRO 31-

Como puede concluirse del Cuadro 31, todas las alternativas propuestas reducen la probabilidad de ocurrencia de una inestabilidad con respecto a la condición actual del escarpe (sin obras).

Los beneficios obtenidos con la implementación de obras de mitigación en cada alternativa propuesta con respecto a la condición actual del escarpe se presentan en las Figuras 15 y 16 para las Zonas 1 y 2 respectivamente.





Con base en los prediseños de las alternativas fue calculado para cada zona el costo aproximado de cada una de ellas. En los Cuadros 32, 33 y 34 se presenta la discriminación de los costos para cada alternativa.

CUADRO 32

CUADRO 33

CUADRO 34

La comparación de las diferentes alternativas para cada zona tomó como parámetros la probabilidad de ocurrencia de una inestabilidad después de construídas las obras (Figuras 15 y 16, el costo de las mismas y el beneficio obtenido.

La comparación de las alternativas para cada zona considerando estos criterios se presenta en el Cuadro 35. En el Cuadro 35 los valores de las columnas son el resultado de las siguientes consideraciones:

- El costo de las consecuencias es el resultado de la evaluación probabilística de alternativas. Se calculó como la suma de los productos de la probabilidad de falla y no falla por los costos respectivos de las consecuencias. El costo de las consecuencias en el caso de la falla es el costo de los daños en los elementos expuestos más el costo de las obras de mitigación. El costo de las consecuencias en el caso de la no falla es el costo de las obras de mitigación. La anterior es una forma de evaluar comparativamente las diferentes alternativas de mitigación para un problema dado (A.K. Turner y R.L. Schuster 1996).

- Otra forma con la que se evaluó comparativamente las diferentes alternativas de mitigación es el cálculo de la relación costo/beneficio. Para este caso particular, el beneficio es el costo esperado de los daños, calculado como el costo de los elementos expuestos por el riesgo para cada zona evaluada. El costo de cada alternativa es el costo calculado en los Cuadros 32, 33 y 34 y la relación costo beneficio es el cociente entre ambos valores.

Del Cuadro 35 puede concluirse que en la Zona 1 la mejor opción está representada por la Alternativa 2.

Según los anteriores análisis, en la Zona 2 la mejor alternativa es la Alternativa 4. En la Zona 3 la mejor opción es la Alternativa 2.

CUADRO 35

12.3 ANALISIS DE COSTO/BENEFICIO DE LAS ALTERNATIVAS DE MITIGACION

Para la evaluación de las alternativas de mitigación considerando la totalidad del escarpe fue generada la matriz de combinación presentada en el Cuadro 36. Esta matriz combina las diferentes alternativas planteadas para cada zona determinando el costo total de las obras para todo el proyecto. Bajo el costo total de las obras en cada combinación de la matriz se presenta la relación costo beneficio correspondiente. Según el Cuadro 36, la mejor opción está representada por la combinación de la Alternativa 2 de la Zona 1 con la Alternativa 4 de las Zonas 2 y 3, lo cual corrobora la conclusión obtenida con la evaluación de las alternativas por zonas. Esta combinación de alternativas arrojan un costo total de $146'446.000,00 y una relación costo beneficio de 1.16, el cual es el más bajo dentro de las combinaciones que contemplan la realización de obras en todo el escarpe.

Considerando el beneficio desde el punto de vista de la probabilidad de inestabilidad, la Alternativa 2 en la Zona 1 reduce este parámetro de 0.803 (condición actual) a 0.18.

En la Zona 2, la Alternativa 4 reduce la probabilidad de inestabilidad de 0.113 (condición actual) a prácticamente 0.

12.4 ALTERNATIVAS DE MITIGACION RECOMENDADAS

Por las razones anteriormente expuestas, se recomienda para la Zona 1 la Alternativa 2 consistente en el terráceo del talud con el control del agua de escorrentía y la erosión. Para la zona 2 y 3 se recomienda la Alternativa 4, consistente en la siembra de arbustos, drenaje superficial y el control de la erosión. En la Zona 2 se recomienda adicionalmente la construcción de trincheras estabilizantes.

13. DISEÑO DETALLADO DE OBRAS DE MITIGACION

13.1 SELECCIÓN DE PARAMETROS GEOMECANICOS PARA LOS DISEÑOS

Estrato 1

Material de afirmado de vías y caminos, desechos de construcción, suelos. Este estrato no tiene incidencia en la estabilidad del escarpe

Estrato 2A

Arcillas limosas y limos arcillosos algo arenosos de consistencia media a firme. Para los diseños se tomaron los siguientes parámetros geomecánicos:

Peso unitario: $\gamma = 19$ KN/m^3
Angulo de fricción interna: $\phi = 22^0$
Cohesión: $c = 45$ KN/m^2

El peso unitario fue seleccionado con base en los resultados de los ensayos de laboratorio. El ángulo de fricción interna se tomó como el promedio del ángulo obtenido de los cinco (5) ensayos de corte directo realizados. Para la cohesión se tomó un valor ligeramente inferior al menor valor obtenido en los ensayos de corte directo.

Como puede observarse, los parámetros de resistencia al corte para los diseños fueron definidos tomando como base ensayos de laboratorio de tipo estático y una condición de saturación (las muestras fueron saturadas antes de correr los ensayos de corte directo).

Para la condición estática con obras, la resistencia al corte tenderá a ser mayor que la calculada con los parámetros definidos, puesto que los drenes que se construirán evitarán la saturación del suelo. De esta forma, estos suelos desarrollarán la succión típica de los suelos parcialmente saturados, que implica un incremento de la resistencia al corte con respecto a la condición de saturación Sr=1.

En condición dinámica (sismo), los parámetros de resistencia al corte, especialmente la cohesión, son mayores que los parámetros establecidos con ensayos estáticos (ISHIHARA Et al, 1983). Por las anteriores razones, los suelos pertenecientes a este estrato tendrán una reserva, la cual puede considerarse como un factor de seguridad adicional.

Estrato 2B

Arcillas limosas y limos arcillosos algo arenosos de consistencia media a firme, algo cementados, de consistencia dura a muy dura.

Para los diseños se tomaron los siguientes parámetros geomecánicos:

Peso unitario: $\gamma = 20$ KN/m^3
Angulo de fricción interna: $\phi = 25^0$
Cohesión: $c = 85$ KN/m^2

En este estrato se definió el peso unitario con base en los ensayos de laboratorio realizados. Tanto el ángulo de fricción interna como la cohesión se tomaron como los valores medios de los rangos definidos para el estrato.

Estrato 3

Gravas y bloques de roca redondeados en matriz limo arcillosa algo cementada.

Para los diseños se tomaron los siguientes parámetros geomecánicos:

Peso unitario: $\gamma = 22$ KN/m^3
Angulo de fricción interna: $\phi = 40^0$
Cohesión: c = 10 KN/m^2

El peso unitario fue definido con base en un ensayo de campo y los valores recomendados en la literatura para este tipo de materiales.

El ángulo de fricción interna fue definido tomando en cuenta el predominio del comportamiento granular de este suelo, su buena gradación y su alta densidad. El valor de la cohesión definido es ligeramente superior al límite inferior de rango establecido para este estrato. Para la selección de la cohesión de diseño se tomaron como base los resultados de tres (3) ensayos de corte directo realizados a la matriz limo arcillosa. El valor de la cohesión adoptada es la mitad del menor valor de la cohesión obtenida con los ensayos. En este punto se debe mencionar, que por haber sido realizados los ensayos con muestras alteradas y haber sido fabricadas las probetas para ser montadas en el aparato de corte directo, la estructura del suelo y por ende su cementación se destruyeron. Por este motivo, el valor de la cohesión obtenida de los ensayos es inferior a la que presenta el material en el sitio. De manera similar a lo expuesto para el estrato 2A, en condición dinámica el valor de la cohesión es superior al valor definido haciendo uso de pruebas de laboratorio en condición estática. Estas consideraciones en la reducción del valor de la cohesión del material se toman como factores de seguridad adicionales.

13.2 DESCRIPCION DE LAS OBRAS

12.3.1 Generalidades

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, la caída de bloques de roca e igualmente controlar la erosión. 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. Con respecto a las aguas de escorrentía, tanto el barrio La Paz como el Portal I y II Sector carecen en la actualidad de un sistema de alcantarillado pluvial. Sin embargo, este sistema de recolección de aguas será construido próximamente según información de los funcionarios del proyecto KSW-Proyecto Sur con Bogotá, ente coordinador de las obras de recuperación del sector. Los diseños consideraron la situación del futuro inmediato, en la cual las aguas de escorrentía serán captadas por el alcantarillado pluvial en la parte superior del escarpe.

La localización de las obras propuestas puede observarse en el Plano de Localización de Obras de Mitigación del Anexo 8. Los detalles constructivos de las mismas pueden ser observados del Plano de Detalles Constructivos del Anexo 8.

13.2.2 Zona 1

Terraceo del Talud

En esta zona se ha propuesto un terraceo del talud, con lo cual se pretende reducir la masa de suelo que pueda ser movilizada por la gravedad o por el efecto de un sismo. Con el terraceo se logrará la división del talud actual de altura promedio 18m en taludes de menor altura separados por dos bermas cuya estabilidad pueda ser garantizada. En el caso eventual de caída de bloques de roca, las bermas cortarán su trayectoria y evitarán que sean afectadas las viviendas localizadas en la base del talud. Esta medida tiene igualmente como propósito acortar el recorrido del agua de escorrentía disminuyendo de esta manera su potencial erosivo. Los taludes deberán tener una inclinación de 1H:3V, con lo cual se evitará que eventuales bloques de roca rueden excesivamente y rebasen las bermas. De igual forma se pretende que su superficie esté menos expuesta al efecto erosivo de las gotas de agua. Las bermas intermedias deberán ser de ancho mínimo 5m, con lo cual se podrán generar espacios de recreación (ver Capítulo 14). Estas deberán impermeabilizarse con una cobertura de mortero reforzado con malla electrosoldada Q-3, con lo cual se evitará su fisuramiento y la infiltración del agua. La superficie deberá disponer de una pendiente mínima de 0.5% hacia el talud que permita el flujo del agua lluvia. En la base del talud deberá ser construida una cuneta revestida con concreto de resistencia a los 28 días de 210 Kg/cm^2, la cual deberá captar y evacuar las aguas hacia el alcantarillado pluvial que será construido próximamente.

En este punto es importante anotar, que probablemente las obras de mitigación serán construidas antes que el alcantarillado pluvial. Se recomienda descolar provisionalmente las obras de drenaje del proyecto al alcantarillado sanitario, para posteriormente, una vez se disponga de alcantarillado pluvial realizar la conexión definitiva.

Instalación de Malla Eslabonada

Sobre la cara del talud inferior que se encuentra enfrentado a las viviendas en la base del escarpe se deberá instalar una malla eslabonada con el propósito de contener los bloques de roca que eventualmente se desprendan. La malla deberá ser fijada al terreno con 1 perno por cada 6.25m^2 de superficie. La longitud mínima de los pernos deberá ser L=1m.

Relocalización de Viviendas

El terraceo del talud demandará la relocalización de dos (2) viviendas cercanas a la corona. Las viviendas corresponden a las casas identificadas en el proyecto con los números 1 y 2.

13.2.3 Zona 2

Siembra de Arbustos

Con la siembra de arbustos se pretende incrementar la resistencia al corte de los suelos por el efecto del empotramiento de las raíces por debajo de la superficie de deslizamiento constituida en el presente caso por el contacto entre los estratos 2A y 3. Las raíces de los arbustos alcanzan generalmente una profundidad que varía entre 1-3m, con una densidad de raíces muy alta en el primer metro. La metodología empleada para la cuantificación del incremento de la resistencia al corte por el efecto de las raíces es la propuesta por GRAY-OHASHI, 1984. El diseño fue realizado para una separación entre arbustos mínima de 5m. En el capítulo dedicado a planteamiento paisajístico (Capítulo 14) se hace referencia a las especies de arbustos que podrían ser empleados en este caso, considerando aspectos como el tipo de suelo, el régimen de lluvias, la temperatura ambiente, etc.

Canales en Piedra Pegada

Con el objeto de recolectar las aguas que se acumulen sobre la superficie del escarpe, se deberá construir un sistema de canales en piedra pegada que las dispongan de manera adecuada en el sistema de alcantarillado pluvial. La sección de los canales, de 0.4.x0.5m y 0.25x0.25m fue diseñada considerando un caudal correspondiente a un período de retorno de la lluvia de 25 años. Dado que en la actualidad no existe un sistema de alcantarillado pluvial al cual descolar las aguas, los proyectos de alcantarillado que serán construidos en un futuro próximo deberán considerar dentro del diseño y construcción el empate de las obras diseñadas y construidas por le FOPAE.

Provisionalmente, los canales deberán descolar al alcantarillado sanitario. El empalme deberá realizarse en un pozo, del cual las aguas se descargarán al alcantarillado sanitario por medio de una tubería de concreto de diámetro 10”.

Trincheras Estabilizantes

Con el objeto de captar las aguas subsuperficiales, evitar la saturación de los suelos y disipar las presiones de poros en el caso de sismos se deberán construir una serie de trincheras estabilizantes (drenantes) tal y como se muestra en el Plano de Localización de Obras de Mitigación en el Anexo 8. Las trincheras a su vez actuarán como refuerzo del suelo incrementando las fuerzas resistentes. Estos elementos tendrán dimensiones en planta de 5x1m y deberán empotrar como mínimo 0.5m en el Estrato 3. Las trincheras deberán rellenarse con material granular de tamaño máximo 4” con un contenido de finos (Pasa Tamiz No. 200) menor a 10%. Como material de relleno podrá ser empleado el material granular extraído para la conformación de las bermas en la Zona 1 (extremo occidental del escarpe), el cual deberá ser limpiado del exceso de finos antes de ser introducido en la trinchera. Con el objeto de evitar su colmatación, parte de las trincheras en cercanías del descole a los canales en piedra pegada deberán ser envueltas en un geotextil no tejido. En el geotextil deberá ser envuelto material granular de tamaño máximo 3” que presente un contenido de finos (Pasa Tamiz No. 200) inferior a 5%. Las trincheras deberán descolar hacia los canales en piedra pegada, para lo cual

deberán ser provistas de una tubería perforada de PVC aguas lluvias de diámetro 4".

Sellamiento de Grietas de Tracción

Las grietas de tracción existentes en el terreno como consecuencia del movimiento de los suelos en dirección de la pendiente deberán sellarse para evitar el ingreso del agua de escorrentía y la formación de presiones hidrostáticas. Para el rellenado de las grietas podrá emplearse una mezcla de suelo-cal hidratada conformada por cinco partes de suelo por una parte de cal hidratada. Para la mezcla podrán emplearse los suelos arcillo limosos presentes en el escarpe. La mezcla deberá apisonarse con pisón de madera una vez haya sido dispuesta en la grieta. Finalmente se deberá excavar una caja de 0.2m de espesor en la parte superior de la grieta, la cual deberá ser rellenada con la mezcla de suelo cal apisonada en dos capas de 10cm.

Remoción de Materiales Sueltos

En los materiales que hayan experimentado deslizamientos y que puedan continuar moviéndose en el futuro deberán ser removidos. Estas superficies deberán ser nuevamente empradizadas.

13.2.4 Control de Erosión

El control de la erosión laminar y en surcos deberá realizarse en las Zonas 1, 2 y 3 por medio de las obras descritas a continuación.

Empradización con Cespedones

Esta medida deberá aplicarse en áreas desprovistas de cobertura vegetal, cuya pendiente no supere los 45º. Para mayor detalle ver Capítulo 14.

Empleo de Geomantos

El empleo de geomantos es adecuado en áreas cuya pendiente supere los 45º. El geomanto proverá a las semillas un medio adecuado de soporte mientras las plantas desarrollan raíces que las fijen al terreno. Para mayor detalle ver Capítulo 14.

Trinchos de Madera

El control de la erosión en surcos podrá realizarse con la construcción de trinchos en madera, que impedirán su propagación lateral. Los trinchos deberán construirse cada 4m en sentido de la pendiente. Los surcos podrán rellenarse posteriormente con las piedras provenientes de la conformación de bermas en la Zona 1.

13.3 ESTABILIDAD DEL ESCARPE CON LA IMPLEMENTACIÓN DE LAS OBRAS

13.3.1 Zona 1

Con el objeto de verificar la estabilidad del escarpe con la implementación de las obras fueron realizados cálculos de estabilidad empleando los parámetros geomecánicos de diseño descritos en el Numeral 13.1. La sección de diseño fue la Sección E-E' la cual es la más crítica desde el punto de su altura. De los cálculos se obtuvieron los resultados en términos del factor de seguridad presentados en el Cuadro 37 Los detalles de los cálculos pueden observarse en el Anexo 5 – Memorias de Cálculo Geotécnico.

Cuadro 37
Estabilidad del Escarpe con Obras de Mitigación Zona 1

Talud Analizado	Caso Analizado		
	Sin sismo, sin NF	Con sismo 0.3g, sin NF	Sin sismo, con NF
Talud completo	2.00	1.22	1.40
Talud Intermedio	1.79	1.31	1.54

Como puede observarse en el Cuadro 37, los factores de seguridad son en todos los casos superiores a FS=1.22, lo cual se considera adecuado para este tipo de proyectos. Con respecto a la estabilidad sin sismo y considerando nivel freático, el factor de seguridad calculado es inferior a 1.5 (FS=1.4). Esta situación es puntual, considerando que el cálculo fue realizado con la sección más crítica. En las secciones aledañas, de menor altura, los factores de seguridad en esta condición serán mayores con lo cual se presentará un aporte tridimensional de la resistencia al cortante (cálculos de estabilidad son realizados con modelos bidimensionales). A esto debe sumarse que la resistencia al corte real del suelo es superior a la establecida por medio de los parámetros de cálculo definidos. La argumentación en este sentido se presentó en el Numeral 13.1.

En el Cuadro 38 se presenta el beneficio en términos del factor de seguridad con respecto a la condición actual del talud, tomando como base la Sección E-E'.

Cuadro 38
Beneficio de las Obras Zona 1

	Factor de Seguridad	
Caso Analizado	Escarpe actual	Escarpe con obras
Sin sismo, sin NF	1.42	2.00
Con sismo 0.3g, sin NF	0.91	1.22
Sin sismo, con NF	0.68	1.40

Con el objeto de delimitar el área del terráceo lateralmente, fueron realizados cálculos de estabilidad en las secciones E-E1 y E-E2 del terreno actual localizadas al occidente y oriente de la Sección E-É, respectivamente. Los cálculos fueron

realizados para la condición estática sin nivel freático como referencia y para la condición sísmica, la cual es la más crítica. Los resultados de los cálculos se presentan en el Cuadro 39.

Cuadro 39 Estabilidad de Secciones Limitando el Terraceo		
Sección	Caso Analizado	
	Sin sismo, sin NF	Con sismo 0.3g, sin NF
E-E1	2.33	1.42
E-E2	2.18	1.28

Como puede concluirse del Cuadro 39, en las secciones aledañas al terráceo, los factores de seguridad son adecuados.

Para las casas 1, 2 y 3 contiguas al escarpe fueron realizados análisis de estabilidad particulares en la condición sísmica, la cual es la más crítica. Para las Casas 1 y 2, cuya cimentación quedaría sin apoyo en caso de ser realizado el terraceo fue necesario suprimir una berma para proveer dicho apoyo.

La evaluación para la Casa 3 fue realizado considerando las dos bermas.

Como referencia fueron realizados cálculos de estabilidad para la condición actual del talud en condición sísmica. Los resultados de los cálculos se presentan en el Cuadro 40.

Cuadro 40 Estabilidad de las Casas 1, 2 y 3 en Condición Sísmica (0.3g)			
Casa	Caso Analizado		
	Condición actual	Terraceo sin casa	Terraceo con casa
1	0.93	1.36	1.13
2	0.98	1.37	1.16
3	0.97	1.38	1.29

De los cálculos puede concluirse, que las Casas 1 y 2 presentan factores de seguridad precarios, por lo cual se recomienda relocalizarlas. Para estas casas fue evaluada una alternativa de mitigación particular consistente en el refuerzo local del escarpe por medio de pernos de anclaje. En este caso, los pernos presentaron una longitud aproximada de 10m con un requerimiento aproximado de 10 pernos por metro lineal de talud. El costo de esta alternativa rebasa en más de cuatro veces el costo de la relocalización de las casas 1 y 2. Esta alternativa fue por esta razón descartada. La casa 3 presentó un factor de seguridad aceptable, por lo cual podrá permanecer en el sitio a pesar del terraceo.

Los detalles de los cálculos pueden observarse en el Anexo 5.

13.3.2 Zona 2

Con la implementación de las obras se obtienen los factores de seguridad presentados en el Cuadro 41. Estos factores de seguridad se consideran adecuados para el tipo y la importancia del proyecto.

Cuadro 41
Estabilidad del Escarpe con y sin Obras de Mitigación Zona 2

Talud Analizado	Caso Analizado		
	Sin sismo, sin NF	Con sismo 0.3g, sin NF	Sin sismo, con NF
Escarpe con Obras	7.10	5.01	6.7
Escarpe sin Obras	3.12	2.3	3.96

En el mismo Cuadro se observa el beneficio que presenta la realización de las obras con respecto a la condición actual de estabilidad del escarpe.

13.3.3 Zona 3

En la Zona 3 las obras tendrán como objetivo el control de la erosión. Estas obras no tendrán incidencia directa en los factores de seguridad frente al deslizamiento.

Los factores de seguridad promedio para los diferentes casos analizados se presentan en el Cuadro 42.

Cuadro 42
Estabilidad del Escarpe Zona 3 – Factores de Seguridad, Caso Analizado

Sin sismo, sin NF	Con sismo 0.3g, sin NF	Sin sismo, con NF
3.27	2.21	2.82

Estos factores de seguridad se consideran adecuados para las características e importancia del proyecto.

13.4 CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO

Las cantidades de obra fueron calculadas de acuerdo a los volúmenes de obra diseñados. Los precios unitarios fueron definidos con base en los precios unitarios de proyectos vigentes adjudicados por el Distrito Capital, en los cuales el Consultor actúa como Interventor.

Tanto las cantidades de obra como el presupuesto se encuentran especificados en el Cuadro 43.

Cuadro 43
Cantidades de Obra y Presupuesto
Fecha: Marzo 15 del 2000

ITEM	DESCRIPCION DE LA OBRA	Un.	CANTIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
1	INICIALES				
1.a	Localización y replanteo	m^2	4,000.0	3,000	12,000,000
2	CAMPAMENTO				
2.a	Campamento 18 mt^2 (Tabla , teja, sin piso)	gl	1.00	800,000	800,000
3	EXCAVACION				
3,a	Excavación sobre el talud	m^3	4,041	5,000	20,205,500
4	BERMAS				
4.a	Mortero impermeabilizante	m^3	20	205,000	4,022,100
5	CUNETAS EN BERMAS	ml	98.0	8,000.0	784,000.0
6	MALLA ESLABONADA	m^2	129	6,000	776,400
7	SOPORTE				
7.a	Pernos malla eslabonada L=1mt	mL	20	50,000	1,000,000
8	REVEGETACION CON GEOMANTO Y SEMILLAS	m^2	960	7,000	6,720,000
9	ARBUSTOS Y ARBOLES				
9.a	Arboles	Un	18	16,240	292,320
9.b	Arbustos	Un	27	7,960	214,920
10	EMPRADIZACION CON CESPEDON	m^2	3,874	3,000	11,622,000
11	CANALES PIEDRA PEGADA				
11.a	Canal piedra pegada Ancho 0.50mt	mL	282.5	11,375	3,213,438
11,b	Canal piedra pegada Ancho 0.25mt	mL	131.5	5,514	725,091
12	TRINCHERAS DRENANTES	un	28	228,958	6,410,824
13	TRINCHOS EN MADERA	un	8	230,000	1,840,000
14	REMOCION MATERIAL SUELTO	m^3	200	4,000	800,000
15	DEMOLICION	un	2	780,000	1,560,000
16	POZOAS EMPALMES CANALES CON TUBERIA	un	2	148,500	297,000
17	TUBERIA PVC 10"	ml	50	10,355	517,750
18	REUBICACION TEMPORAL (UN MES)	casas	12	150,000	1,800,000
				VALOR TOTAL DE LA PROPUESTA	75,601,343

13.5 RESUMEN CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO

En el Cuadro 44 se encuentran especificados los costos por obras de mitigación, costos de relocalización, obras de paisajismo e imprevistos.

Cuadro 44
Cuadro Resumen de Costos
Fecha: Marzo 15 del 2000

Item	Descripción de la Obra	Un.	Cantidad	Valor Unitario	Valor Total
1	Obras de Mitigación	Global	1	79,327,843.00	75,601,343.00
2	Obras de Paisajismo	Global	1	21,117,767.00	21,117,767.00
3	Relocalización de Casas	un	2	10,000.00	20,000.00
4	Imprevistos (5% sobre ítems 1, 2 y 3)	Global	1	4,836,955.50	4,836,955.50
				Valor Total	101,576,065.50

14. 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: Zona 1
- Prioridad 2: Zona 2
- Prioridad 3: Zona 3

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 6. Se deberá en lo posible emplear mano de obra local.

Zona 1

1. Localización y replanteo
2. Construcción del campamento
3. Delimitación del área de trabajo e instalación de señalización preventiva
4. Relocalización de las familias que habiten en la base del talud y en las casas 1 y 2 que serán demolidas
5. Protección temporal de las casas en la base del talud con la malla eslabonada
6. Demolición de las casas 1 y 2
7. Excavación de canal temporal en la corona del talud (sin revestimiento)
8. Excavación para conformación de terrazas (bermas)
9. Construcción de pernos de anclaje para malla eslabonada
10. Construcción de canales y cunetas
11. Instalación del geomanto y siembra de semillas
12. Instalación de la malla eslabonada en el talud inferior
13. Siembra de cespedones en la corona del talud
14. Fundición del mortero de impermeabilización de las bermas

Zona 2

1. Localización y replanteo

2. Construcción del campamento
3. Delimitación del área de trabajo e instalación de señalización preventiva
4. Excavación de canal temporal en la corona del talud (sin revestir)
5. Remoción de materiales sueltos
6. Sellamiento de grietas en el terreno
7. Construcción de canales en piedra pegada
8. Construcción de trincheras estabilizantes
9. Siembra de árboles y cespedones

Zona 3

1. Localización y replanteo
2. Delimitación del área de trabajo e instalación de señalización preventiva
3. Sellamiento de grietas en el terreno
4. Construcción de trinchos de madera
5. Instalación del geomanto y siembra de semillas
6. Siembra de cespedones

15. DISEÑO PAISAJISTICO Y DE MEJORAMIENTO URBANISTICO

15.1 ESTUDIO PREVIO DEL LUGAR

El estudio previo del lugar consistió en la realización de las siguientes actividades y consultas.

- Localización general del área de estudio
- Entorno (limites y usos)
- Planos topográficos
- Inventario de lo existente (zonas verdes, zonas duras redes)
- Localización futuras redes y drenajes
- Definición del clima
- Definición de los materiales del suelo

15.2 OBJETIVOS

Esta parte del proyecto busca los siguientes objetivos:

- Lograr la estabilidad del escarpe e iniciar formación de suelo fértil.
- Enriquecer el paisaje urbano.
- Reducir la contaminación ambiental (reducción emisión de polvo)
- Mejorar el espacio público logrando una mejor calidad de vida por medio de la función ornamental y paisajística de la vegetación.

- Mejorar el mal impacto visual, causado por el descuido del lugar al cual se han arrojado en partes basuras.
- Hacer que la comunidad cuide el espacio verde al entender que constituye un bien común.

15.3 MEMORIA DE DISEÑO

15.3.1 Empradización

Inicialmente fue realizada una zonificación del espacio existente de acuerdo a su cobertura vegetal (ver Figura 17).

Un alto porcentaje del área está cubierta de kikuyo (Pennisetum Clandestinum). Se utilizará esta misma especie para revegetar las áreas sin recubrimiento, ya que su presencia estimula la formación de suelo fértil, da homogeneidad a la zona y ayuda a cumplir con cada uno de los objetivos propuestos.

En las zonas donde la pendiente sea inferior a 45º, se colocarán cespedones utilizando estacas de 30cm. Para ello se debe prepara el suelo de tal manera que ofrezca al cespedón un medio propicio para su crecimiento.

Inicialmente se debe poner tierra negra enriquecida evitando utilizar abonos orgánicos que se pierden fácilmente en las aguas de escorrentía.

Después de mejorar el suelo se colocan los cespedones. El porcentaje de ellos que no prospere, morirá y servirá de abono que ayudará a crecer el que se logre fijar, colaborando además a la germinación de las semillas presentes en los cespedones antes de su colocación.

Para llevar a cabo la revegetación en zonas con pendiente superior a 45º se utilizan 2 elementos que conforman el geomanto:

- Un anclaje mecánico mediante un sistema reticular que ofrezca estabilidad laminar en la superficie.
- Una estructura foliar que disminuya el impacto de la lluvia.

La cobertura comprende todas las especies vegetales rastreras y arbóreas estableciendo asociaciones que facilitan el mutuo desarrollo bajo condiciones agresivas. En este caso utilizaremos semillas de kikuyo.

En este tipo de taludes se pierde el sustrato del suelo que sostiene el desarrollo vegetal. Por lo tanto se necesita un suelo con alto contenido de materia orgánica que favorezca el desarrollo de una microfauna, dándole vida al suelo. Este sustrato se elabora por medios convencionales de mezcla de tierra negra con abonos comunes.

Dentro del proceso constructivo, se debe manejar la homogeneidad de la superficie trabajable del suelo, evitando surcos y cárcavas que concentren el flujo de agua y dañen la revegetación. Luego se debe colocar la capa de material orgánico en espesores constantes y en las proporciones que faciliten el desarrollo de las especies a sembrar. Esta mezcla se debe humedecer hasta lograr un lodo de consistencia tal que permita ser aplicado como un pañete homogéneo.

Sobre el nuevo perfil se coloca el geomanto en sentido de la pendiente. En su parte superior se fija mediante una zanja de 15 cm de profundidad y se rellena con material excavado. La fijación secundaria se realiza mediante estacas uniformemente repartidas que garanticen traslapos de al menos 5 cm entre rollos adyacentes. Se puede fijar con grapas metálicas en U de unos 10 cm de longitud.

Para el mantenimiento de las especies vivas se recomienda el riego, la fertilización y la poda.

15.3.2 Especies Vegetales

Las especies vegetales a ser empleadas en el proyecto se pueden clasificar en tres grupos:

- Cobertura vegetal
- Arboles
- Arbustos

Para la selección de especies se tiene en cuenta dos aspectos, el estético y el funcional. Para ello fueron realizadas consultas en el Jardín Botánico.

Al hablar de lo estético es importante considerar el porte de la especie, cobertura, forma, textura del follaje, color de hojas flores y frutos.

El aspecto funcional implica considerar especies que contribuyan con la estabilidad del suelo, que se desarrollen en zonas secas y toleren la contaminación atmosférica del sector. Además, las especies seleccionadas deben ajustarse al clima, régimen de lluvias y temperatura del sitio.

Para la ubicación de las especies se debe dejar una distancia mínima según el grupo al que pertenezca (árbol o arbusto) y el porte, clasificado de la siguiente manera:

Porte alto - más de 15 m
Porte medio – de 10 a 15 m
Porte bajo – de 5 a 10 m

En este caso todas las especies quedarán distanciadas mínimo 10 m. La distribución geométrica está basada en la morfología del lugar y la ubicación de drenajes y canales.

Se diseñaron tres zonas diferentes, en la primera solo se sembrarán arbustos, en la segunda únicamente árboles y la tercera tiene un manejo mixto.

Por medio de los árboles se establece una barrera visual distanciada 5.0m de las casas localizadas en la parte inferior del escarpe.

En general, todos los árboles se sembrarán a tres bolillos.

En el Cuadro 45 se presentan las especies cuyo empleo es recomendable en el proyecto.

Cuadro 45
Especies Vegetales recomendadas para el Proyecto

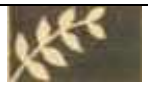
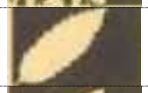
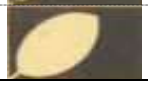
Nombre	Forma Hoja	Altura Mts.	Color Hoja	Color Flor	Color Fruto	Forma Copa	Otro
Falso Pimiento		10	Verde Claro	Blancas	Rosados	Arqueada	
Dividivi		8	Verde Claro	Rosado Amarillo	Rojizo	Redondeada	Espinas
Cerezo		10	Verde Claro	Blanca	Rojo	Ovalada	
Hayuelo		3	Verde claro	Naranja	Rojo	Aparasolada	
Garrubo		4	Verde Claro	Morada	Verde	Arqueada	

Figura 18. Especies Recomendadas

Arboles

		
Cerezo	Falso Pimiento	Divi Divi

Arbustos

		
Hayuelo		Gurrubo

15.4 PLANTACION

Arboles y Arbustos

Al iniciar el proceso de plantación es importante tener en cuenta la época de la siembra para que los seis meses de mantenimiento necesarios correspondan a verano; de esta forma al dejar el árbol sin mantenimiento, el invierno ayudará a su crecimiento.

El material de cobertura vegetal debe presentar características homogéneas.

La arborización debe de seguir el siguiente procedimiento:

- Preparación adecuada y limpieza del terreno.
- Trazado. Con base en la distribución geométrica se colocarán estacas que indiquen la distancia de plantación.
- Plateo. Se debe erradicar la maleza en un radio mínimo de un metro alrededor del árbol.
- Ahoyado. Se excavarán agujeros de 60 cm de diámetro y 60 cm de profundidad.
- Selección del material vegetal. El árbol debe estar en perfecto estado morfológico, contar con una altura mínima de 150 cm contados desde el borde de la bolsa y tener buena conformación de follaje y fuste.
- Plantación. La base del tallo debe quedar al mismo nivel que la superficie del terreno de tal manera que las raíces queden completamente cubiertas. El suelo que rodea el tallo debe quedar moderadamente compactado, utilizando métodos manuales.
- Para el relleno de los espacios se utilizará una mezcla 8:1 de tierra negra fértil tamizada con cascarilla de arroz. A cada metro cúbico de la mezcla anterior, se le aplicará un kilogramo de cal viva.

15.5 MANTENIMIENTO

A partir del momento de la plantación, se sugiere un periodo de seis meses de mantenimiento, incluyendo las siguientes actividades:

- Riego. Efectuar al menos una vez por semana.
- Replateo. Efectuar cada 45 días cubriendo un metro de diámetro.
- Fertilización. A los cuarentaycinco y noventa días de la plantación.
- Poda. Solo en los árboles que lo requieran.

15.6 DISEÑO DE ESPACIO PUBLICO

En el diseño de espacio público se concentró en el extremo occidental del escarpe, en el cual serán conformadas bermas para aliviar la pendiente general del talud.

Este diseño trató de ser coherente con los diseños proyectados para el camino peatonal que bordeará la corona del escarpe, trabajos coordinados por el proyecto KSW – Proyecto Sur con Bogotá.

En el límite superior del escarpe, se diseñó una zona de espacio público, que se complementará con las que diseñamos en las bermas del escarpe.

De esta manera, se cumple con el doble propósito de estabilizar el talud y suministrar zonas con diseño de espacio público adecuado en un sector que carece de ellas.

A continuación se describen los conceptos del diseño.

Para el piso se utilizará adoquín enmarcado mediante una cenefa de loseta prefabricada de 40x20cm color gris de la Cartilla de Andenes (IDU DAPD). Esta combinación de adoquín con losetas, contrasta con el concreto que se utilizará en las otras zonas del proyecto.

El diseño esta basado en tres zonas con divergentes usos. La primera será recreativa, la segunda de permanencia y la tercera de circulación. Estas zonas se adecuaron con mobiliario urbano como complemento para lograr su función.

Se utilizarán bancas en concreto modular. Además se dispusieron elementos de apoyo y servicio para los usuarios del espacio, tales como canecas, luminarias, barandas y materas determinadas por los modelos especificados en la Cartilla de Mobiliario Urbano (DAPD).

Como complemento visual y ambiental, se colocó arborización dentro de las bermas.

El juego para niños dispuesto en la zona recreativa, será en madera con el fin de evitar el contraste visual con el ambiente natural circundante.

El acceso al espacio, se logrará mediante una escalera recubierta en piedra que a su vez será la articulación entre los dos espacios.

16.7 CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO

Las cantidades de obra y presupuesto de las obras de paisajismo se encuentra especificados en el Cuadro 46.

Cuadro 46
Cantidades de obra y presupuesto Obras de Paisajismo
Fecha: Marzo 15 del 2000

Item	Descripción de la Obra	Un.	Cantidad	Valor Unitario	Valor Total
1	CANECA m-120	un	4	46,400.00	185,600.00
2	BANCA m-40 MODULAR EN CONCRETO	un	3	101,912.00	305,736.00
3	BANCA m-31 CONCRETO SIN ESPALDAR	un	3	193,461.00	580,383.00
4	BARANDA m-80	ml	102	40,000.00	4,080,000.00
5	LUMINARIA m-130 PEATONAL SENCILLA	un	5	705,000.00	3,525,000.00
6	LUMINARIA PEATONAL DOBLE	un	1	955,000.00	955,000.00
7	ZONA DE JUEGO				
7.a	Arena	m3	3.5	18,000.00	63,000.00
7.b	Juego de madera.4.0x4.5m2 Capacidad 15 niños	un	1	694,000.00	694,000.00
8	ESCALERA CONCRETO	ml	26	80,000.00	2,080,000.00
9	SARDINEL f´c 10kg/cm2 0.60x0.20	ml	18	28,762.00	517,716.00
10	ADOQUIN	m2	200	17,528.00	3,505,600.00
11	MATERAS	un	6	163,298.00	979,788.00
12	LOSETA PREFABRICADA (A-60)	m2	31	28,224.00	874,944.00
13	RECUBRIMIENTO PIEDRA PEGADA	m2	77	3,000.00	231,000.00
14	PISO EN CONCRETO	m2	127	20,000.00	2,540,000.00
				Valor Total	21,117,767.00

16. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Con base en los análisis y los resultados obtenidos en el presente estudio, los cuales han sido reportados en el Informe Final, se han obtenido las siguientes conclusiones:

- Los fenómenos de inestabilidad existentes en el área durante la realización del estudio son: deslizamientos traslacionales de poca cobertura areal (máximo 25m^2) y poca profundidad (máximo 2m), caídas de bloques de roca de tamaño máximo 1m y caídas de bloques de suelo de reducido volumen (2x2x2m en promedio).

- En al área fueron definidas cuatro (4) zonas de riesgo asociadas con los fenómenos de inestabilidad descritos anteriormente.

- En la Zona 1 de Riesgo, el escarpe es estable en condición estática y sin nivel freático ,según los cálculos de estabilidad. Sinembargo, en condición dinámica y

con la incidencia de aguas freáticas que abarquen la totalidad del subsuelo del escarpe, este fallaría. Estos deslizamientos, que comprometerían considerables volúmenes de suelo pondrían en grave peligro las vidas de personas y los inmuebles localizados en cercanías de la base y la corona del escarpe. En esta zona se presenta también la caída de bloques de roca por lavado de la matriz que los soporta por parte del agua de escorrentía.

- En la Zona 2 de Riesgo, el escarpe presenta en condiciones estáticas y sin nivel freático una adecuada estabilidad. La formación de niveles freáticos de tipo colgante como producto de las aguas de escorrentía infiltradas detonan deslizamientos, como de hecho fue observado durante el estudio. En condición dinámica, el escarpe presentaría una estabilidad precaria. Los volúmenes de suelo involucrados en los deslizamientos no son muy grandes.

- En la Zona 3 de Riesgo el escarpe presenta una estabilidad adecuada para las condiciones estática y dinámica, con y sin nivel freático. En esta zona son evidentes los fenómenos de erosión laminar y en surcos por efecto de las aguas de escorrentía.

- En la Zona 4 de Riesgo, localizada sobre la parte plana en vecindad de la corona y la base del escarpe y fuera del alcance de los deslizamientos y la caída de bloques de roca no se presentan problemas de estabilidad.

- La erosión laminar y en surcos en algunas áreas del escarpe es evidente y de no controlarse podría detonar en el futuro inestabilidades.

- Del área estudiada, 0.093 Ha están localizadas en zona de amenaza alta, 0.047Ha en moderada, 0.99 Ha en baja y 2.43 Ha en zonas sin amenaza.

- De las construcciones del área estudiada, 26 casas presentan vulnerabilidad alta frente a los fenómenos de inestabilidad descritos, 35 casa moderada y 144 casas ninguna.

- Para un período de exposición de 25 años, 8 casas se encuentran en zona de alto riesgo, 51 casas en bajo y 145 casas en zona de riesgo nulo.

- El costo esperado de pérdidas por fenómenos de inestabilidad asciende a $181’877.716,oo.

- 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 fue la que representa la menor relación costo/beneficio, la mayor garantía desde el punto de vista técnico y los menores traumatismos desde el punto de vista social .

- El costo de las obras de mitigación asciende a $101’576.065,5.

- En caso de ser requerido por el FOPAE, las obras podrán construirse en varias etapas. El orden de prioridades en la realización de las obras según zonas de riesgo es el siguiente: Zona 1, Zona 2 y Zona 3.

- 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.

- Las obras de mitigación planteadas demandan la relocalización de las casas identificadas en el proyecto con los números 1 y 2, cuyo costo individual se ha estimado en $10’000.000,oo.

- Los barrios en los que se localiza el proyecto no disponen de áreas de recreación. Como resultado del estudio en su parte paisajística y de mejoramiento urbanístico fueron diseñados espacios que suplan esta necesidad.

- 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.

- En el área del proyecto se realizan actualmente obras de pavimentación e instalación del alcantarillado de aguas lluvias, los cuales son coordinados por la organización KSW- Proyecto Sur con Bogotá. Se recomienda establecer un contacto Inter-institucional para coordinar de manera adecuada estos trabajos con los de la construcción de obras de mitigación.

GRCH/cm/248-informefinaltexto/rev.3,abr-6-00.

BIBLIOGRAFIA

ABRAMSON, L.W., LEE, T.S., SHARMA, S., BOYCE, G.M. (1996): Slope Stability and Stabilization Methods, Jhon Willey & Sons, 1996

AIS, Asociación Colombiana de Ingeniería Sismica (1998) NSR-98 Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes, Santafé de Bogotá

CORTES, R., (1989): Clasificación de Zonas Geotécnicamente Homogeneas, I Simpisio Suramericano de Deslizamientos, Paipa, Colombia, Agosto 1989

CHRISTIAN, J.T., LADD, Ch.C., BAECHER, G.B. (1994): Reliability Applied to Slope Stability Analysis, ASCE – Journal of Geotechnical Engineering, Vol 120, No. 12, Diciembre 1994.

DINIS DA GAMA, C. (1987): Sensitivity Analysis For Failure Probability of Slopes, VIII CPMSIF, Cartagena, Colombia, Agosto 16-21 1987

GARCIA, M. (1998): Manual de Estabilidad de Taludes – Geotécnica Vial, Ministerio de Transporte, INV, Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, Santafé de Bogotá, 1998

GOMEZ, S. (1992): Metodología para predicción de Movimiento de Masa Asociados con Lluvias en Medios Tropicales, VII Jornadas Geotécnicas, SCI, Santafé de Bogotá, Octubre 1992

GUDEHUS, G. (1981): Bodenmechanika, Enke, 1981
HARR, M.E. (1987): Reliability – Based Design in Civil Engineering, Mc-Graw Hill, 1987

INGEOCIM Ltda. – UPES (1998) Estudio de Amenaza, vulnerabilidad y riesgo por inestabilidad del terreno para las localidades de Ciudad Bolivar, Rafael Uribe Uribe, San Cristóbal, Santafé, Chapinero, Usaquén y Suba de Santafé de Bogotá.

INGEOMINAS (1988) Convenio 200-86. Zonificación Geotécnica de Bogotá.

INGEOMINAS (1997). Catálogo de desastres ambientales del departamento de Cundinamarca. Dos volumenes. Convenio Gobernación de Cundinamarca.

INGEOMINAS (1998). Estudio de las amenazas geológicas del departamento de Cundinamarca. Convenio Gobernación de Cundinamarca Corpes Centro Oriente.

INGEOMINAS y UNIVERSIDAD DE LOS ANDES, (1997). Microzonificación Sísmica de Santafé de Bogotá. Publicación especial de INGEOMINAS.

ISHIHARA, K., KASUDA, K. (1984): Dynamic Strength of a Cohesive Soil, 6 th CSMFE, Budapest, Hungria, 1984

ISHIHARA, K., NAGAO, A., MANO, R. (1983): Residual Strain and Strength of Clay Under Seismic Loading, 4 th Canadian Conference on Earthquake Engineering, pp 602-613, Vancouver, Canada, 1983

LEONE, F., ASTE, J.P., LEROI, E. (1996): Vulnerability Assesment of Elemente Exposed to Mass – Movement: Working Toward a better Risk Perception, Landslides, Senneset (ed.), Balkema 1996.

RAMIREZ, F., GONZALEZ, A.J. (1989): Evaluación de Estabilidad para Zonas Homogeneas, I Simposio Suramericano de Deslizamientos, Paipa – Colombia, Agosto 1989

RODRIGUEZ, J.A. (1987): Análisis del Comportamiento Dinámico de un Talud, VIII CPPMSF, Cartagena, Colombia, Agosto 16-21 1987

SMOLTCZYK, U. (1990): Grundbautaschenbuch, Vierte Auflage, Teil 1, 2,3, Ernst & Sohn, 1990

SOETERS, R. y VAN WESTEN, C. 1996. Slope Instability Recognition Analysis and Zonation. En: Landslide Investigation and Mitigation. Special Report 247. Washington D.C. National Academy Press.

SOLER, F., GONZALEZ, A.J., VESGA, L.F. (1999): Metodología para Análisis de Vulnerabilidad y Riesgo por fenómenos de Remoción en Masa en Santafé de Bogotá, X Congreso Panamericano de Macánica de Suelos, Foz d'Iguazu, Brasil, 1999

SUAREZ, J., (1998): Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales, Ingeniería de Suelos Ltda., 1998

VARGAS, CUERVO G., (1995). Developement de Methodes de Cartographie des mouvements de Masse et de Zonage de L'alea dans le Andes de Colombie. These de Doctorat, Université Pierre et Marie Curie, Paris, France.

VARNES, D.J. (1978) Slope movement and types and processes. In Landslides: Analysis and Coontrol. Edited by RL. Schuster and R.J. Krizek. Transportatión Research Board, National Academy of Science, Washington, Special Report 176: 11-33.