IDENTIFICACIÓN Y EVALUACIÓN DE RIESGOS POR REMOCIÓN EN MASA Y DISEÑOS DETALLADOS PARA ESTABILIZAR EL ANTIGUO ESCARPE DE EXPLOTACIÓN - BARRIO CAROLINA MIRADOR DE MARROCOS

INFORME FINAL

CONTENIDO GENERAL

		Pág.
LISTA DE FIGURAS		**5**
LISTA DE TABLAS		**9**
LISTA DE PLANOS		**10**
LISTA DE ANEXOS		**11**
1	**INTRODUCCIÓN**	**1-1**
2	**GENERALIDADES**	**2-1**
2.1	LOCALIZACIÓN	2-1
2.2	DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA	2-1
2.3	ANALISIS DE LA INFORMACION CONSULTADA	2-4
2.4	PROCEDIMIENTO DE ELABORACION DEL ESTUDIO	2-5
2.5	TERMINOLOGIA BÁSICA	2-8
3	**ESTUDIOS BÁSICOS**	**3-1**
3.1	TOPOGRAFÍA	3-1
3.2	GEOLOGÍA	3-2
3.2.1	GEOLOGÍA REGIONAL	3-3

3.2.1.1	ESTRATIGRAFIA	3-3
3.2.1.2	GEOLOGÍA ESTRUCTURAL	3-3
3.2.2	GEOLOGÍA LOCAL	3-5
3.2.2.1	ESTRATIGRAFIA LOCAL	3-5
3.2.2.2	GEOLOGÍA ESTRUCTURAL	3-6
3.3	GEOMORFOLOGÍA	3-7
3.3.1	GEOMORFOLOGIA GENERAL	3-7
3.3.1.1	FORMAS DE AMBIENTE DENUDATIVO	3-7
3.3.1.2	FORMAS DE AMBIENTE FLUVIAL	3-8
3.3.2	GEOMORFOLOGIA LOCAL	3-8
3.3.2.1	CAIDA DE ROCAS	3-9
3.3.2.2	DESLIZAMIENTOS	3-9
3.3.2.3	FLUJOS	3-9
3.3.2.4	EROSION FLUVIAL	3-10
3.4	ASPECTOS GEOTÉCNICOS	3-10
3.4.1	EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO	3-10
3.4.2	ENSAYOS DE LABORATORIO	3-11
3.4.3	CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO	3-19
3.4.3.1	MACIZO ROCOSO	3-19
3.4.3.1.1	DISCONTINUIDADES	3-19
3.4.3.1.2	CLASIFICACION	3-25
3.4.3.1.3	CARACTERÍSTICAS GEOMECÁNICAS	3-26
3.4.3.2	SUELOS	3-29
3.5	ANÁLISIS HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO	3-34
3.5.1	PRECIPITACIÓN	3-34
3.5.2	PRECIPITACIÓN DE CORTA DURACIÓN – CURVA DE INTENSIDAD – DURACIÓN – FRECUENCIA	3-34
3.5.3	RELACIÓN DE PRECIPITACIÓN CRITICA - DURACIÓN QUE DISPARAN MOVIMIENTOS EN MASA	3-35
3.6	INVENTARIO DE VIVIENDAS	3-36

4	**ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y EVALUACIÓN DE AMENAZA ACTUAL**	**4-1**
4.1	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	4-1
4.1.1	ANÁLISIS CINEMÁTICO	4-1
4.1.2	ANÁLISIS DE BLOQUE CRÍTICO	4-3
4.1.3	ANÁLISIS ESTÁTICO	4-15
4.2	EVALUACIÓN DE AMENAZA ACTUAL	4-21
5	**VULNERABILIDAD Y RIESGO ACTUAL**	**5-1**
5.1	VULNERABILIDAD SOCIAL	5-3
5.2	VULNERABILIDAD FISICA	5-5
5.2.1	ÍNDICE DE EXPOSICIÓN	5-5
5.2.2	ÍNDICE DE RESISTENCIA (IR)	5-7
5.2.3	ÍNDICE DE VULNERABILIDAD FISICA	5-11
5.3	RIESGO ACTUAL	5-13
6	**MEDIDAS CORRECTIVAS**	**6-1**
6.1	EVALUACION DE AMENAZA FUTURA	6-1
6.2	VULNERABILIDAD FUTURA	6-7
6.3	EVALUACION DE RIESGO Y SISTEMAS DE DECISIÓN BAJO INCERTIDUMBRE	6-7
6.4	DESCRIPCION FISICA DE LAS OBRAS	6-10
6.4.1	TALUD CENTRAL	6-10
6.4.2	TALUD NORTE Y SUR	6-10
6.4.3	OBRAS COMPLEMENTARIAS	6-10
6.4.4	OBRAS PAISAJÍSTICAS	6-10
6.4.5	DISEÑO DE OBRAS HIDRAULICAS	6-11
6.4.6	CUNETAS	6-11
6.4.7	DISEÑO DE LA POCETA	6-13
6.4.8	TRINCHERA DRENANTE	6-13

7 CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO ESTIMADOS 7-1

8. CRONOGRAMA DE OBRAS Y SEÑALAMIENTO DE PRIORIDADES 8-1

ANEXOS

CONTENIDO DE FIGURAS

FIGURA No. 2.1 LOCALIZACION GENERAL

FIGURA No. 2.2 DIAGRAMA DE EJECUCIÓN BARRIO CAROLINA – MIRADOR DE MARROCOS

FIGURA No. 3.1 COLUMNA ESTRATIGRÁFICA GENERALIZADA

FIGURA No. 3.2 COLUMNA ESTRATIGRÁFICA SEGMENTO C-21

FIGURA No. 3.3 COLUMNA ESTRATIGRÁFICA C-23

FIGURA No. 3.4 COLUMNA ESTRATIGRÁFICA C-22

FIGURA No. 3.5 DIAGRAMA DE POLOS Y ANÁLISIS DE DISTRIBUCIÓN DE FRECUENCIAS. FRENTE DE EXPLOTACIÓN

FIGURA No. 3.6 DIAGRAMA DE POLOS Y ANÁLISIS DE DISTRIBUCIÓN DE FRECUENCIAS. REGIÓN ESTRUCTURAL 1

FIGURA No. 3.7 DIAGRAMA DE POLOS Y ANÁLISIS DE DISTRIBUCIÓN DE FRECUENCIAS. REGIÓN ESTRUCTURAL 2

FIGURA No. 3.8 DIAGRAMA DE POLOS Y ANÁLISIS DE DISTRIBUCIÓN DE FRECUENCIAS. REGIÓN ESTRUCTURAL 3

FIGURA No. 3.9 ESTIMACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE HOEK-BROWN Y ENVOLVENTE EQUIVALENTE DE MOHR. GSI=50 y σ_{ci}=4.5MPa

FIGURA No. 3.10 ESTIMACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE HOEK-BROWN Y ENVOLVENTE EQUIVALENTE DE MOHR. GSI=40 y σci=1.9MPa

FIGURA No. 3.11 ESTIMACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE HOEK-BROWN Y ENVOLVENTE EQUIVALENTE DE MOHR. GSI=66 y σci=30MPa

FIGURA No. 3.12 ENVOLVENTES DE RESISTENCIA

FIGURA No. 3.13 ANÁLISIS DE FRECUENCIA. HABITANTES POR VIVIENDA.

FIGURA No. 3.14 ANÁLISIS DE FRECUENCIA. INGRESOS MENSUALES.

FIGURA No. 3.15 ANÁLISIS DE FRECUENCIA. COBERTURA DE SERVICIOS PÚBLICOS

FIGURA No. 4.1 ANÁLISIS CINEMÁTICO FALLA PLANAR Y EN CUÑA. REGIÓN ESTRUCTURAL 1. TALUD: L-8=N36E/76SE

FIGURA No. 4.2 ANÁLISIS CINEMÁTICO FALLA PLANAR Y EN CUÑA. REGIÓN ESTRUCTURAL 1. TALUD: L-9=N09W/80NE

FIGURA No. 4.3 ANÁLISIS CINEMÁTICO FALLA PLANAR Y EN CUÑA. REGIÓN ESTRUCTURAL 1. TALUD: L-12=N64E/78SE

FIGURA No. 4.4 ANÁLISIS DEL BLOQUE CRÍTICO. REGIÓN ESTRUCTURAL 1. TALUD L8 = N36E/76SE

FIGURA No. 4.5 ANÁLISIS DEL BLOQUE CRÍTICO. REGIÓN ESTRUCTURAL 1. TALUD L9 = N09W/80NE

FIGURA No. 4.6 ANÁLISIS DEL BLOQUE CRÍTICO. REGIÓN ESTRUCTURAL 1. TALUD L10 = N45E/11SE

FIGURA No. 4.7 ANÁLISIS DEL BLOQUE CRÍTICO. REGIÓN ESTRUCTURAL 1. TALUD L11 = N71W/67SW

FIGURA No. 4.8 ANÁLISIS DEL BLOQUE CRÍTICO. REGIÓN ESTRUCTURAL 1. TALUD L12 = N64E/73SE

FIGURA No. 4.9 ANÁLISIS DEL BLOQUE CRÍTICO. REGIÓN ESTRUCTURAL 1. TALUD L13 = N40W/73NE

FIGURA No. 4.10 ANÁLISIS MODAL. REGIÓN ESTRUCTURAL 1.

FIGURA No. 4.11 ANÁLISIS PARAMÉTRICO. MODELO DE FALLA DESLIZAMIENTO DE BLOQUE. TALUDES L-9 a L-11

FIGURA No. 4.12 ANÁLISIS PARAMÉTRICO. MODELO DE FALLA DESLIZAMIENTO DE BLOQUE. TALUDES L-14 y L-1

FIGURA No. 4.13 ANÁLISIS PARAMÉTRICO. MODELO DE FALLA DESLIZAMIENTO DE BLOQUE. TALUDES L-16

FIGURA No. 4.14 FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD PARA LAS VARIABLES ALEATORIAS – PRIMER ESPECTRO.

FIGURA No. 4.15 FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD PARA LAS VARIABLES ALEATORIAS – SEGUNDO ESPECTRO.

FIGURA No. 4.16 FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD DE FALLA. CORTE A-A´ b=2, c=2T/m^2, ϕ=27º.

FIGURA No. 4.17 FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD DE FALLA. CORTE A-A´ b=2, c=2T/m^2, ϕ=22º.

FIGURA No. 4.18 FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD DE FALLA. CORTE A-A´ b=4, c=2T/m^2, ϕ=27º.

FIGURA No. 4.19 FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD DE FALLA. CORTE A-A´ b=4, c=2T/m^2, ϕ=22º.

FIGURA No. 4.20 FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD DE FALLA. CORTE B-B´ c=2T/m^2, ϕ=27º.

FIGURA No. 4.21 FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD DE FALLA. CORTE B-B´ c=2T/m^2, ϕ=22º.

FIGURA No. 4.22 FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD DE FALLA. CORTE E-E´ c=2T/m^2, ϕ=27º.

FIGURA No. 4.23 FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD DE FALLA. CORTE E-E´ c=2T/m^2, ϕ=22º.

FIGURA No. 4.24 FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD DE FALLA. PARA LOS TALUDES ESTUDIADOS. ϕ=27º, c=2T/m^2.

FIGURA No. 4.25 FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD DE FALLA. PARA LOS TALUDES ESTUDIADOS. ϕ=22º, c=2T/m^2.

FIGURA No. 4.26 FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD DE FALLA. PARA LOS TALUDES ESTUDIADOS. ϕ=22º, c=1T/m^2.

FIGURA No. 4.27 RELACIÓN DE PROBABILIDAD DE FALLA PARA LOS TALUDES DEL FRENTE DE EXPLOTACIÓN. c=2T/m2, ϕ=27º.

FIGURA No. 4.28 RELACIÓN DE PROBABILIDAD DE FALLA PARA LOS TALUDES DEL FRENTE DE EXPLOTACIÓN. c=2T/m^2, ϕ=22º.

FIGURA No. 5.1 ANÁLISIS DE FRECUENCIA. TIPO DE ESTRUCTURA DE TECHO.

FIGURA No. 5.2 ANÁLISIS DE FRECUENCIA. TIPO DE CUBIERTA.

FIGURA No. 5.3 ANÁLISIS DE FRECUENCIA. DAÑO EN LAS VIVIENDAS.

FIGURA No. 5.4 ANÁLISIS DE FRECUENCIA. ÍNDICE DE RESISTENCIA.

FIGURA No. 5.5 ANÁLISIS DE FRECUENCIA. ÍNDICE DE VULNERABILIDAD.

FIGURA No. 6.1 FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD DE FALLA. SIMULACIÓN DE SISTEMA DE DRENAJE EFICIENTE. CORTE A-A´ b=4, c=2T/m^2, ϕ=27º.

FIGURA No. 6.2 FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD DE FALLA. SIMULACIÓN DE SISTEMA DE DRENAJE EFICIENTE. CORTE A-A´ b=4, c=2T/m^2, ϕ=22º.

FIGURA No. 6.3 FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD DE FALLA. SIMULACIÓN DE SISTEMA DE DRENAJE EFICIENTE. CORTE B-B´ c=2T/m^2, ϕ=27º.

FIGURA No. 6.4 FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD DE FALLA. SIMULACIÓN DE SISTEMA DE DRENAJE EFICIENTE. CORTE B-B´ c=2T/m^2, ϕ=22º.

FIGURA No. 6.5 ÁRBOL DE DECISIÓN PARA MITIGACIÓN DE DESLIZAMIENTOS.

CONTENIDO DE TABLAS

TABLA No. 3.1 RESULTADOS DE ENSAYOS DE CARGA PUNTUAL

TABLA No. 3.2 RESULTADOS DE ENSAYOS DE CARGA PUNTUAL (INGEOMINAS)

TABLA No. 3.3 RESULTADOS DE ENSAYOS DE BLOQUE DESLIZANTE.

TABLA No. 3.4 RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO.

TABLA No. 3.5 CLASIFICACIÓN DEL MACIZO ROCOSO

TABLA No. 4.1 RESUMEN DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CINEMÁTICO PARA LOS TALUDES DOMINANTES.

TABLA No. 5.1 INVENTARIO DE VIVIENDAS

TABLA No. 5.2 DESCRIPCIÓN DE LOS CAMPOS DE LA BASE DE DATOS DEL INVENTARIO DE VIVIENDAS.

TABLA No. 7.1 CANTIDAD DE OBRA Y PRESUPUESTO APROXIMADO

TABLA No. 8.1 CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN DE OBRAS

CONTENIDO DE PLANOS

PLANO No. 1 MAPA BASE

PLANO No. 2 GEOLOGÍA REGIONAL

PLANO No. 3 GEOLOGÍA DE DETALLE

PLANO No. 4 GEOMORFOLOGÍA

PLANO No. 5 EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

PLANO No. 6 ZONIFICACIÓN ESTRUCTURAL

PLANO No. 7 AMENAZA ACTUAL

PLANO No. 8 ZONAS DE AFECTACIÓN

PLANO No. 9 VULNERABILIDAD ACTUAL

PLANO No. 10 RIESGO ACTUAL

PLANO No. 11 SOLUCIÓN PROPUESTA

PLANO No. 12 DETALLES TÍPICOS

CONTENIDO DE ANEXOS

ANEXO No. 1 CARTERAS DE LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

ANEXO No. 2 RESULTADOS ENSAYOS DE LABORATORIO

ANEXO No. 3A CARTERAS DE LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL

ANEXO No. 3B PERFIL DE RUGOSIDAD

ANEXO No. 4 INVENTARIO DE VIVIENDAS

ANEXO No. 5 ANÁLISIS CINEMÁTICO

ANEXO No. 6 REGISTRO FOTOGRÁFICO

1. INTRODUCCIÓN

En desarrollo del Contrato de Consultoría No.G-1156-183/98, suscrito entre el FONDO PARA LA PREVENCIÓN Y ATENCIÓN DE EMERGENCIAS E HIDROGEOLOGÍA Y GEOTECNIA AMBIENTAL LTDA, cuyo objeto es el de realizar la Evaluación de Riesgos por Remoción en Masa y Diseños detallados para Estabilizar el Antiguo Escarpe de Explotación en los Barrios Carolina y Mirador de Marrocos (CMM). Se presenta en el siguiente documento el Informe Final correspondiente al sitio en mención.

Carolina Mirador de Marrocos, en su contexto urbano, ocupa parte de la superficie de una contrapendiente estructural, entallada en las estribaciones de los cerros surorientales del Distrito Capital, en la localidad de Rafael Uribe Uribe. Las laderas presentan deslizamientos potenciales; evidencias de procesos antiguos de remoción en masa y alto grado de erosión.

El objetivo general de este proyecto es servir de instrumento en la planificación integral del sector, bajo el marco de la Prevención de Desastres. Y sus objetivos específicos fueron:

- Inventariar el marco morfodinámico del área de estudio y sus alrededores, con el fin de poder establecer los mecanismos de falla. Es decir, determinar los factores condicionantes y desencadenantes de la inestabilidad local.
- Evaluar la condición actual de estabilidad. Este tópico involucró por una parte, elaborar el modelo estratigráfico del área en estudio, y por otra investigar los cambios en la probabilidad de falla en relación con los intervalos de dominio (o de variación) de los parámetros geotécnicos.
- Estudiar la condición de vulnerabilidad del sector con respecto al tipo de movimiento involucrado y al nivel de daño de los elementos expuestos.
- Definir arboles de decisión que facilitarán la selección de alternativas con relación beneficio-costo aceptable.

Para dar cumplimiento a estos objetivos se contempló la realización de estudios básicos de Geología, Hidrología, Geotecnia, Análisis de vulnerabilidad y Evaluación de Riesgo, que sirvieran de soporte técnico para el diseño de alternativas de solución.

Dentro del presente informe se hace un recuento de las investigaciones realizadas, los análisis efectuados y las conclusiones a que se llegó en cada uno de los diferentes aspectos de estudio.

Los dos primeros capítulos encierran los objetivos del proyecto, el procedimiento de ejecución y la descripción de algunos elementos que

introducen al lector en el problema y área por tratar, como son: localización, historia, tipo de población, calidad de vida de los habitantes y condición actual de la zona.

El resumen de los estudios básicos de Geología, Geotecnia, Topografía, Inventario de viviendas e Hidrología están contenidos en el Capítulo 3. Las condiciones actuales de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por fenómenos de remoción en masa son tratados en los Capítulos 4 y 5.

Las alternativas de diseño, su papel en las condiciones de estabilidad y en el mejoramiento del nivel de riesgo para la población hacen parte del Capítulos 6. Finalmente, las cantidades de obra, el costo estimado y el tiempo de ejecución de la alternativa seleccionada (cronograma) integran los Capítulos 7 y 8.

Cabe resaltar, como algunas de las más importantes conclusiones, el crítico grado de estabilidad de algunas zonas de estudio y por ende la alta probabilidad de falla de los taludes, y la amplia reducción que se obtendrán en el nivel de riesgo con el retiro de las masas potencialmente inestables (perfilado) y la puesta en marcha de un sistema de intercepción y drenaje del agua de escorrentía.

2. GENERALIDADES

2.1 LOCALIZACIÓN

El talud vertical del área de interés (que corresponde a un antiguo frente de explotación minero) se localiza sobre las estribaciones de los cerros surorientales del Distrito Capital, en un sector de Colinas jurisdicción político-administrativa de la localidad de Rafael Uribe Uribe. Está delimitado geográficamente entre las coordenadas 95400 a 95700 N y 95950 a 96200 E, y las expresiones del relieve se desarrollan desde los 2.595 msnm hasta los 2.620 msnm **(Figura No. 2.1).**

Los barrios Chircales de los Molinos, La Carolina y Mirador de Marrocos, enmarcan entre las Cras 5J y 5BIS y calles 48L sur y 48Jsur el frente de explotación. El cinturón de comunicación más importante para los pobladores es la Carrera 10. De ella se desprende en sentido oriente - occidente la red vial que accede al barrio. Las calles y carreras del área muestran una cobertura aceptable, pero un mal estado de conservación.

2.2 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

La zona en donde se localiza el talud fue sometida en los últimos 40 años (evaluación aerofotográfica multitemporal) a intensa extracción de arcilla y arena. La explotación fue artesanal, ejemplo de ello es la presencia de un antiguo horno para la elaboración de ladrillo, el cual modificó las características del material adyacente, y los taludes resultantes no fueron reconformados o recuperados.

Las primeras familias tuvieron asiento en el barrio durante la década de los ochenta, pero el pulso colonizador más importante (basados en opiniones de los habitantes) se remonta a los últimos seis años. Actualmente el frente de explotación está rodeado de 61 viviendas, que cobijan a cerca de 287 personas, de estrato 2, repartidas entre los barrios Carolina (parte inferior de los taludes) y Mirador de Marrocos (entalle superior de los cortes).

Los pobladores se concentran en gran número en viviendas de tipo aporticado, de una y dos plantas, levantadas muy cerca de la pata y base de los taludes, sin corredores peatonales definidos. La apariencia general del barrio es de forma alineada y está condicionada por la morfología del frente de extracción.

El sector presenta una cobertura total de servicios de energía eléctrica, alcantarillado y acueducto. Este último se abastece de los sistemas Weisner, Tibitó y Vitelma. Empero, un 48% cuenta con servicio de teléfono.

La red vial no obedece a una planificación urbana, y es el resultado de necesidades mediatas de la comunidad para lograr su accesibilidad. Las vías existentes no cuentan con los parámetros geométricos y técnicos adecuados ni con un sistema de drenaje eficiente que encauce las aguas de escorrentía superficial.

La estructura urbana de la zona de estudio descansa sobre un macizo rocoso, conformado principalmente por bancos de arenisca friable y meteorizada de hasta 9.50 m. de espesor, y secuencias de arcillolitas (hacia la base principalmente) en bancos con espesores máximos de 4.75 m. m. Así, el comportamiento geotécnico de las laderas está regido por las propiedades del macizo, es decir por el patrón geométrico de las discontinuidades (claro frente a las superficies libres) y por las características de resistencia del material rocoso, entre otras.

Si bien el área de estudio no supera una hectárea, los procesos morfodinámicos han tenido lugar en la mayor parte del frente de explotación, algunos corresponden a fenómenos estabilizados y otros, los de mayor influencia hoy por hoy, pueden clasificarse como activos.

La intervención antrópica ha sido uno de los principales agentes (detonante o contribuyente) de la ocurrencia de los fenómenos de remoción en masa, puesto que el vertimiento de aguas servidas ha contribuido paralelamente a la erosión y a la infiltración, acción con la cual se ocasiona la pérdida de resistencia de los materiales que componen la ladera.

El uso de explosivos en el proceso de extracción, el alto grado de fracturamiento de la roca (condiciones estructurales ligadas a la fase tardía de la orogénesis andina), la distensión o disminución de los esfuerzos de confinamiento, que ha facilitado la aparición de grietas controladas por los sistemas de diaclasamiento, los procesos de erosión diferencial y finalmente la construcción de viviendas e infraestructura sobre estos terrenos han acentuado los problemas de estabilidad y aumentado el nivel de riesgo.

Los registros históricos, contenidos en el Centro de Documentación de la UPES, de las emergencias en el último lustro, único período tabulado, muestran un total de 18 visitas técnicas atendidas en el barrio, de las cuales cuatro corresponden a emergencias denominadas de alto riesgo por deslizamiento, tres (3) de ellas dieron como resultado la reubicación de viviendas.

Actualmente los fenómenos de remoción en masa afectan los límites norte, sur y la franja central del área de estudio. En el costado noreste existen evidencias de un deslizamiento traslacional activo de carácter retrogresivo. El escarpe principal tiene una altura de 1.5 a 2.0 m., la dirección de movimiento del cuerpo principal es hacia el este, la longitud aproximada es de 8 metros y el ancho de 5 metros.

En el cuerpo central, el proceso morfodinámico más relevante es la caída de rocas. Fenómeno que produjo un pequeño depósito de bloques y material suelto del que se han generado flujos locales de detritos. En este mismo sector se observan evidencias del mecanismo de falla que controla la caída de bloques, pues existe una grieta de tracción claramente definida en la parte superior del talud, con orientación media N 50 E, controlada por una familia de diaclasas.

Contiguo al proceso anterior no se aprecian evidencias actuales de movimiento, sin embargo, se encuentra un talud estabilizado, cubierto por un muro de gaviones que lo protege contra la erosión.

En el costado sur de la zona tuvo lugar un flujo de detritos de pequeño volumen, fenómeno detonado probablemente por la acción tanto del agua de infiltración como de los efluentes de las viviendas dispuestas en la cresta del talud.

Los procesos de inestabilidad actuales reseñados han afectado cuatro viviendas que han sufrido daños en su estructura y debido a que no se han evacuado recientemente otras unidades, la influencia de los deslizamientos puede llegar a afectar algunas residencias.

Este marco de influencia, matizado por una condición cualitativa de alta amenaza y un moderado grado de vulnerabilidad de las viviendas, producto del tipo de estructura y de la calidad de la construcción de las mismas (de regular a pobre) resaltan el nivel de peligrosidad (tal vez riesgo) en la zona.

2.3 ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN CONSULTADA

Pocos proyectos se han llevado a cabo para estudiar las condiciones generales del subsuelo en el área urbana del barrio. En este sentido, es explicable que la evaluación de información se haya centrado en el análisis de los informes "Estudio Geológico y Geotécnico de Mirador de Marrocos", realizado por INGEOMINAS (1996), y el “Estudio y Proyecto de Recuperación de Zonas de Cantera Manuales y Chircales en el Sector Comprendido entre los Barrios Mirador, Ciudad Bochica, y Las Lomas” elaborado por Proinagro (1989), insuficientes para los objetivos del proyecto, y en los reportes de Atención de Emergencias de la UPES.

Aunque los dos informes técnicos no contemplaban dentro de sus objetivos la zonificación por amenaza, vulnerabilidad o riesgo, algunos elementos técnicos como: la geología de superficie, el marco estructural y el planteamiento de medidas correctivas, fueron importantes como punto de partida o de apoyo para los diferentes temas estudiados en este proyecto.

Los informes consultados muestran como características comunes:

- Un tratamiento relativamente simple de la geología de superficie, establecida tan sólo a nivel de formación. No obstante, el estudio realizado por INGEOMINAS contiene algunas columnas y secciones estratigráficas discriminadas a nivel de unidad de roca, que no pudieron ser empleadas debido a la falta de una apropiada georeferenciación.

- Los análisis de estabilidad son casi exclusivamente cualitativos, salvo una evaluación rápida presentada en el informe de INGEOMINAS, de la influencia del patrón estructural en la condición de estabilidad del macizo, gracias a la aplicación de la teoría del análisis cinemático.

- Las medidas correctivas fueron el resultado de la percepción del problema por parte de las entidades consultoras, sin contemplar la elaboración de arboles de decisión.. A pesar de ello, algunas medidas se consideraron contextualmente apropiadas.

En relación con los reportes de emergencias, éstos ascienden a un total de 18, tres de los cuales muestran fecha de registro en el año de 1995, once en 1996, dos en 1997 y dos en 1998. La utilidad brindada por ellos en el proyecto fue limitada ya que carecían de una apropiada descripción del problema y de sus consecuencias, al igual que de una adecuada datación de los fenómenos de remoción en masa que impidió relacionarlos con los períodos invernales e intentar establecer un modelo veritativo de la relación lluvia-deslizamiento.

2.4 PROCEDIMIENTO DE ELABORACIÓN DEL ESTUDIO

En éste numeral se da cuenta, en forma condensada, de las actividades realizadas durante el estudio para la evaluación de los principales factores que influyen en el comportamiento y estabilidad de la ladera, y que fueron determinantes en la evaluación de riesgo. Éstos se presentan en la **Figura No. 2.2** y se describen a continuación, en manera alguna ordenadas, partiendo del planteamiento de unos estudios básicos y concluyendo en la selección de las alternativas de diseño, sin incluir una descripción detallada de la etapa de análisis propiamente dicha, puesto que ella está contemplada en los estudios básicos, donde se considera adquieren su mayor relevancia.

Inicialmente, se realizó el reconocimiento de campo con lo cual se definieron algunos aspectos geológicos, geomorfológicos y geotécnicos. Se determinaron sitios de afloramientos tanto de material rocoso como de suelo residual, a partir de los cuales se evaluaron aspectos estratigráficos y elementos estructurales, como por ejemplo grado de fracturamiento y orientación de los sistemas de discontinuidades. Además, se plantearon modelos hipotéticos del comportamiento de la zona y de los mecanismos de falla, principios fundamentales de partida para la ejecución del proyecto.

El estudio geológico se realizó a escala 1 : 2.500, el contexto regional, y 1 : 5.00, el local, con especial énfasis en la elaboración de un modelo estratigráfico aproximado de la ladera, y a la investigación de los aspectos estructurales que incluyeron la medición en campo de rumbos y buzamientos de los planos de discontinuidad, y del marco tectónico condicionante principal del comportamiento actual de los taludes.

De la conjugación del levantamiento topográfico (Esc 1:500) y del contexto geológico local emergió uno de los elementos más relevantes en la determinación del nivel de amenaza y riesgo de la zona, el modelo estratigráfico. Éste fue planteado para fines de ingeniería demarcando las unidades de roca y suelo, en X - Y como en X - Z, es decir tanto en planta como en vista frontal.

El estudio Geotécnico pretendió la caracterización de los materiales que conforman la zona de estudio, la zonificación estructural del frente de explotación, la clasificación del macizo rocoso y, el análisis general de estabilidad de las diferentes familias de taludes. La Evaluación de estabilidad contempló, entre otros aspectos: la determinación de las familias promedio de discontinuidades y sus características modales (espaciamiento, persistencia, relleno, etc), el análisis cinemático de los modos probables de falla de las laderas, la implementación de la teoría del bloque crítico en la definición de las unidades de material rocoso inestables, y el análisis estático de los principales taludes de acuerdo con los modelos de falla observados y levantados en campo.

Definidos los modelos de falla por zona estructural y las funciones de probabilidad de las funciones aleatorias (fuentes de incertidumbre), el siguiente paso consistió en el análisis probabilístico o también denominado evaluación de amenaza. Para ello se utilizó, acorde con la escala de trabajo y el alcance de la investigación geotécnica, un modelo de síntesis determinístico, donde los análisis de estabilidad estático y dinámico fueron los elementos fundamentales.

La evaluación de vulnerabilidad se realizó con base en la propuesta técnica realizada por Leóne (1996) en función del grado de exposición y de la resistencia de los elementos. El punto de partida de esta evaluación consistió en un inventario de viviendas, almacenado en una base de datos, donde el lector puede conocer entre otros aspectos: el nombre del propietario, dirección del predio, número de habitantes, estado del inmueble y tipo de construcción.

La exposición dependió del fenómeno de inestabilidad bien fuese falla de bloque o un deslizamiento traslacional; y la resistencia de los Elementos fue evaluada considerando el sistema estructural de la vivienda, el tipo de cubierta y el estado actual de la residencia.

La estimación de las consecuencias actuales y futuras de los procesos de remoción en masa, expresadas en términos de pérdidas de bienes y enseres, es decir la evaluación de riesgo, fue realizada en forma directa como el producto de

la probabilidad de falla por el costo de falla, que no es otra cosa que la sumatoria del índice de vulnerabilidad por el costo inicial de elemento expuesto (dato extraído del inventario de viviendas).

Es importante mencionar que el riesgo futuro entendido como la posibilidad de pérdidas económicas, sin considerar vidas humanas, bajo la implementación de las medidas correctivas, implicó determinar la probabilidad de falla de los taludes con la incorporación de los elementos de contención o las medidas de mitigación, y la respuesta de los elementos bajo este nuevo marco de acción.

A lo largo del informe técnico y como complemento del boceto del procedimiento ilustrado, se hará al comienzo de cada capítulo o de algunos ítems relevantes, una breve reseña del contexto de ejecución. En otras palabras, de los elementos intrínsecos relevantes asociados al proyecto, los fundamentos teóricos (hipótesis formuladas) y los métodos de análisis (con sus referencias) empleados.

2.5 TERMINOLOGÍA BÁSICA

La terminología adoptada para el estudio se basa en las definiciones propuestas por Varnes (1984) y, citadas por Van Westen (1996), González (1990), Cortés (1990), Montero y Otros (1996). A continuación se describen los términos relevantes utilizados en el desarrollo del proyecto:

- **Susceptibilidad**. Algo que está potencialmente dispuesto a modificarse o a evolucionar ante eventuales circunstancias naturales o antrópicas.

- **Amenaza natural (H)**. Es la probabilidad de ocurrencia de un fenómeno potencialmente dañino, para un período específico de tiempo y para un área determinada.

Cabe destacar que la amenaza puede expresarse de manera cuantitativa, en términos de valores espaciales y temporales de probabilidad, o de manera cualitativa sin dar valores absolutos de amenaza. Para el presente estudio fue importante expresar la condición de amenaza de manera cuantitativa.

- **Vulnerabilidad (V)**. Susceptibilidad de los elementos a sufrir daño por la magnitud de un fenómeno. Se puede descomponer en Exposición (**E**) y Resistencia (**S**), (**V=E/S**).

- **Riesgo (R).** Significa el número esperado de pérdidas de vidas humanas, personas afectadas, daños a propiedades, u obstrucciones de la actividad económica producto de un fenómeno natural.

Aunque por definición el término deslizamiento representa un tipo de fenómeno de remoción en masa, que ocurre a lo largo de una superficie de rotura bien definida, en este trabajo se empleará en forma genérica para representar cualquier tipo de movimiento en masa. De igual manera, se usarán los términos movimiento en masa, falla de taludes, procesos de inestabilidad y deslizamientos como sinónimos.

3. ESTUDIOS BÁSICOS

La investigación básica se realizó con base en un trabajo de campo que permitió caracterizar cualitativamente el área, obtener las condiciones morfológicas actuales (levantamiento topográfico), identificar afloramientos de roca, cartografíar depósitos recientes, e identificar procesos denudativos presentes en el área; definir la secuencia estratigráfica y formular el modelo geotécnico.

3.1 TOPOGRAFÍA

Teniendo en cuenta los continuos cambios morfométricos a que está expuesta el área de estudio, para efectos del análisis y diseño de obras correctivas se realizó un levantamiento topográfico detallado, escala 1:500 (**Plano No. 1**), destacando los aspectos del relieve local que involucraban las franjas críticas de estabilidad y las unidades residenciales más vulnerables ante potenciales desastres. En el **Anexo No. 1** se encuentran las carteras de levantamiento topográfico.

El levantamiento fue amarrado a placas del 1GAC, la CTT 899 localizado al este del barrio y la CT 1357 dispuesta al sur, que sirvieron de soporte para la definición de la poligonal de trabajo. El barrido altimétrico y planimétrico se realizó con la ayuda de una semiestación, y bajo la aplicación de un procedimiento mixto, es decir tanto con la toma de secciones transversales como de la generación de una nube de puntos.

En el frente del talud se tomaron siete (7) secciones transversales, con el doble propósito de facilitar la interpretación cartográfica, y servir de apoyo durante la etapa de análisis, específicamente durante la elaboración del Modelo Estratigráfico. El barrido con nube de puntos se destino a la definición de la morfometría de los cortes de explotación y a la toma de elementos urbanísticos. Con este último procedimiento se levanto de forma minuciosa la cresta y pata del frente de explotación, las grietas de tracción, las manzanas, los postes de alumbrado, pozos de inspección, vías y caminos peatonales.

La precisión obtenida en el levantamiento topográfico fue de 1:15.000, suficiente para las necesidades del proyecto.

La interpretación cartográfica se ejecutó con el empleo de un Sofware especializado y bajo un modelo de interpretación dirigida. Esto significó definir y respetar las barreras físicas actuales y condicionar la interpretación a éstas, sin permitir el desempeño de Sofware a su libre esquema de triangulación. En este sentido jugaron un papel importante las secciones transversales y el contorno (en la cresta y pata) de la zona de explotación.

El proceso de interpretación desarrollado, puede entenderse como un modelo a escala de un SIG , puesto que primero se elaboraron diferentes capas y posteriormente se hizo la interpolación. Así, entonces, se definió el manzaneo completo, se seleccionaron los postes de alumbrado y los pozos de inspección, se delinearon las vías y, se delimitaron la cresta y pata del frente del talud, procesadas en tres dimensiones, como límites (contornos). Finalmente se realizo la interpretación final, la cual se presenta en el **Plano No. 1**.

Como la interpolación se realizó en tres dimensiones, ello permitió la elaboración de un modelo digital del terreno y la obtención de la vista frontal del talud, elemento fundamental para el trabajo de la Geología local como se verá mas adelante.

3.2 GEOLOGÍA

El trabajo se realizó en primer lugar con una fotointerpretación preliminar y un posterior reconocimiento de campo, luego se efectúo un levantamiento topográfico de cada sector, y finalmente una reinterpretación y elaboración de mapas a escala 1:2500 para reconocimiento regional y escala 1:500 para el área de investigación especifica.

Durante el reconocimiento de campo se levantaron cinco (5) columnas estratigráficas, se llevó un control estructural detallado (control de rumbos y ángulos de buzamiento de las capas presentes) y un análisis de estructuras encontradas dentro de los sitios de interés.

Las columnas estratigráficas se tomaron a lo largo del talud en los lugares donde se presentaba la mayor exposición de roca (Ver **Plano No. 5**). Luego de ser correlacionadas se seleccionaron las tres más representativas y se elaboró la columna estratigráfica generalizada. Las columnas en el informe se diseñaron a escala 1:200 para lograr un mejor detalle.

La fotointerpretación se realizó a escala 1:5000 con fotografías aéreas del sector tomadas el V-12-90 (IGAC R1131) para la interpretación local. Y con exposiciones aéreas a escala 1:22000 tomadas el VI-03-40 (IGAC C-35), para la interpretación regional antes de que el sector fuera intervenido antrópicamente, con el fin de observar bien las estructuras existentes en el área ya que fotos más recientes ocultan o dificultan la interpretación de las mismas.

Finalizadas las labores de campo y la fotointerpretación se continuo con un trabajo de reinterpretación y elaboración del correspondiente informe.

3.2.1 Geología Regional

El sector está ubicado al norte del Sinclinal de Usme, en su flanco E. El pliegue corresponde a la principal estructura geológica que condiciona, a nivel regional, la disposición de los estratos de las unidades litoestratigráficas del área.

Específicamente en la zona estudiada afloran rocas del terciario, correspondientes a la Formación Regadera (Tr) las cuales se depositaron a finales del Mioceno (Thomas van der Hammen et al., 1989). Espacialmente descansan sobre esta unidad depósitos cuaternarios de pendiente, abanicos aluviales y sedimentos lacustres (**Plano No. 2**).

La Formación Regadera corresponde a depósitos de tipo continental en ambientes fluviales (ríos meándricos y trenzados), litológicamente están compuestos por arenas, limos y arcillas.

El sector se muestra afectado por actividad tectónica local y regional (presencia de plegamientos y fallas) que condicionó la evolución y comportamiento mecánico del sector.

3.2.1.1 Estratigrafía

Estratigráficamente en el área se presentan rocas pertenecientes al terciario (Paleoceno superior hasta Mioceno superior) y cuaternario. El terciario está representado por la Formación Regadera superior (**Trs**) integrada por areniscas gruesas y conglomerados no consolidados con intercalaciones de lodolitas (**Plano No. 2**), Su ambiente de depositación es continental de tipo fluvial, y en algunos sectores es de tipo transicional (lagos y pantanos cercanos a la linea de costa). Tiene un espesor total de 450 metros (**Figura No. 3.1** Columna Estratigráfica Generalizada).

La estratificación que presenta es cruzada y el contacto con la formación Bogotá es neto, mientras que con la formación Usme es concordante en el flanco W del sinclinal de Usme y discordante en el flanco E.

3.2.1.2 Geología Estructural

El sector se encuentra controlado por el Sinclinal de Usme, el cual tiene un rumbo aproximado Norte - Sur y que contiene rocas del Cretáceo Superior (Formación Guadalupe, Guaduas) y rocas del Terciario (Formación Bogotá, Regadera, Usme, Marichuela).

Los sistemas de falla son de tipo Normal y de Rumbo (**Plano No. 2**). Este último está relacionado con el eje del Sinclinal de Usme (afectando la Formación Usme) y las fallas Normales son perpendiculares al eje del pliege e inciden de manera directa en la estabilidad de los taludes del sector (Formaciones Guadalupe, Guaduas, Bogotá, Regadera, Usme, Marichuela).

Entre las fallas importantes cercanas al sector se encuentran la de La Fiscala, la falla de Yerbabuena y la falla de Bogotá que influyeron en la evolución tectónica del lugar.(relacionadas con las últimas fases de la orogenia andina).

3.2.2 Geología Local

En el sitio de evaluación se presentan rocas del terciario, correspondientes a la Formación Regadera Superior (Trs) que se depositaron durante el Eoceno medio (Van der Hammen op. Cit.) y depósitos de pendiente conformados por limos, arenas y gravas mal seleccionados, y asociados tanto a actividad antrópica (antiguos frentes de explotación de material) como a procesos hidrogravitacionales.

La formación encontrada corresponde a depósitos tipo continental conformados en ambientes fluviales (ríos meándricos y trenzados) y a depósitos tipo transicional (paludales – lacustres). Presenta litologías principalmente arenosas (tamaño muy fino a grueso) de estratificación plano-paralela (horizontal/diagonal), cruzada (épsilon), con intercalaciones de arcillolitas (**Plano No. 3**).

3.2.2.1 Estratigrafía Local

Con base en la investigación de campo y en algunos principios básicos de la geología estructural se elaboró un modelo (aproximado) del subsuelo para “la ladera” en general, que destaca la secuencia estratigráfica y la disposición estructural del macizo.

Se empleó para la elaboración de este ejercicio la base cartográfica obtenida en el levantamiento topográfico, escala 1: 500. La sección estratigráfica se levantó en la dirección del azimut 157, de tal manera que los espesores de la secuencia estratigráfica aparecieran en verdadera magnitud.

La Proyección del frente del talud que se muestra en el **Plano No. 3** presenta el modelo Estratigráfico interpretado en una longitud de 120 m. Este modelo permite apreciar que la secuencia estratigráfica presenta series repetitivas granodecrecientes que oscilan desde arenas finas hasta arcillas, pero que en la base de la columna varían desde arena de grano gruesa a arcillas. La secuencia tiene un espesor de 19.78 m y está conformada de base a techo por cuatro unidades así:

Unidad A ($Trss_1$): con un espesor de 5.98 m, está conformada por series granodecrecientes de tamaño arena media a lodolita, divididas en tres secuencias que oscilan entre 1.10 - 2.13 m de espesor y donde el tamaño disminuye de base a tope.

La parte arenosa de dicha unidad corresponde a cuarzoarenitas friables, de moderada a baja resistencia, bien seleccionadas de coloraciones claras, estratificación curvo planar y cruzada al tope, se observa además concreciones ferruginosas en toda la sección.

Unidad B ($Trsc_1$): de 4.56 m de espesor. Contiene lodolitas (arcillolitas) abigarradas, con presencia de minerales autigénicos de aluminio.

Unidad C ($Trss_2$): constituida por cuarzo arenitas friables, color blanco, de baja resistencia, masivas y con coloraciones rojizas producto de meteorización de minerales de hierro. La unidad tiene un espesor de. 8.10 m y es tal vez la más fracturada y alterada de toda la secuencia.

Unidad C ($Trss_2$): igualmente de 8.10 m de espesor, está integrada por cuarzo arenitas friables, color blanco, masivas y con coloraciones rojizas producto de meteorización de minerales de hierro.

3.2.2.2 Geología Estructural

La secuencia estratigráfica se encuentra bastante plegada y fallada, lo cual explica el fuerte patrón de diaclasamiento y el errático comportamiento de los datos estructurales. Los macizos están afectados por cuatro sistemas de discontinuidades cuyas bandas están agrupadas así:

Estratificación	(E1)	:	N57E/30NW - N39W/23SW
Diaclasas Principales :	(D_2)	:	N51E/85SE - N69E/85SE
	(D_3)	:	N41W/82NE - N15E/86SE
	(D_4)	:	N33W/87SW - N16E/82SW

Las diaclasas se caracterizan por presentar baja persistencia, espaciamiento moderado a bastante próximo, abertura desde cerrada hasta parcialmente abierta y el relleno es principalmente arcilloso. La rugosidad de las paredes es ondulada suave.

Contrario a la impresión dejada por el definido número de sistemas de discontinuidades, el amplio espectro de las bandas con variaciones en rumbo entre 48° y 96°, y la marcada influencia tectónica traducida en la presencia de tres lineamientos de falla, hacen suponer que el chircal encierra entre dos y tres regiones estructurales. Los límites entre éstas posiblemente están ligados a las trazas de falla. El tratamiento de este tema se realiza con detalle en el numeral 3.4.3.1.1 – Discontinuidades.

El análisis detallado del comportamiento, homogeneidad e influencia de las discontinuidades sobre el comportamiento y estabilidad del macizo se realiza en la evaluación geotécnica del área. (numeral 3.4).

Fuera del área de estudio (20 metros al norte del limite norte del talud) sé encontró un sistema de dos fallas de tipo normal bien definidas con un rumbo 228º/67º y 192º/44º afectando estratos con un rumbo 235º/30º.

3.3 GEOMORFOLOGIA

3.3.1 Geomorfología General

En el sector se presentan geoformas controladas especialmente por el sinclinal de Usme y son el producto de la compleja evolución tectónica del Terciario, de los procesos de erosión y acumulación y también por procesos de remoción en masa.

Mediante la fotointerpretación y el trabajo de campo se identificaron geoformas relacionadas con distintos ambientes, las cuales se han agrupado en categorías. desde el punto de vista morfogenético y de acuerdo a la metodología de VERSTAPPEN (1975) y VAN ZUIDAN (1985).

Formas de Ambiente Denudativo (Tipo Estructural – Estructural/Denudativo)

- Unidad de escarpes y pendiente estructural
- Unidad de topografía y disección moderada
- Unidad denudacional fuertemente disectada
- Unidad de pendientes denudativas

Formas de Ambiente Fluvial

- Aluviones
- Terrazas

3.3.1.1 Formas De Ambiente Denudativo (Tipo Estructural – Estructural/Denudativo)

Debido a la génesis de las formas desarrolladas en el área de estudio, se hace difícil separar las formas de origen estrictamente Estructural y Denudacional, por lo cual y de acuerdo a la clasificación que adopta MENDIVELSO (1987) se agrupan como unidades de tipo Estructural – Denudativo.

La morfología se relaciona con pendientes estructurales, que reflejan la resistencia de las capas de arenisca de distintas formaciones geológicas, con el desarrollo de geoformas labradas sobre estas como resultado de procesos denudativos. Esta zona no presenta formas de acumulación ni de erosión glacial que son comunes en algunos sectores de esta región.

3.3.1.2 Formas de Ambiente Fluvial

La acción del agua es muy notoria en el sector, pues se observan zonas bastante meteorizadas y que son fuente para formación de depósitos de relleno; además se presentan zonas de cárcavas, zonas pantanosas, abanicos y alta densidad de sistemas de drenajes que no están bien controlados topográficamente y que por lo tanto lavan la capa superficial de suelo haciendo que el sector presente un alto grado de erosión.

En esta unidad se agrupan los depósitos originados por las corrientes y la acción fluvial. Esta compuesta principalmente por arenas, guijarros y cantos de arenisca, de formas subredondeadas a redondeadas.

En el área son muy escasos y presentan poco espesor, debido a las características topográficas del terreno y al régimen dinámico de las corrientes que en la actualidad están en proceso de entalle produciendo erosión e inestabilidad en las laderas.

Aluviones

A lo largo del río Tunjuelito y cuerpos menores de agua se presentan algunos aluviones de pequeña extensión y espesor compuestos por bloques, cantos y guijarros de formas subangulares que generalmente son de arenisca de grano fino a medio embebidos en una matriz de arena limosa.

Terrazas

Se observan unas producto de acumulación a lo largo del río Tunjuelito y otras por acción antrópica

3.3.2 Local

El sector presenta geoformas producto de procesos de remoción en masa (deslizamientos, caídas de bloques y rocas) en formaciones arenosas - arcillosas y un sector plano conformado por material de relleno y arcillas principalmente.

En la zona de estudio se observaron diferentes tipos de procesos morfodinámicos que están relacionados directamente con control estructural y acción del agua (**Plano No. 4**). A continuación se relacionan los procesos morfodinámicos presentes en el área:

3.3.2.1 Caída de Rocas

Este proceso se observa en la parte central del talud, donde se localizan las más amplias exposiciones de la unidad lítica $Trss_2$. Está favorecida por el alto grado de fracturamiento del macizo la apreciable abertura de las discontinuidades y el avanzado deterioro de los taludes. Los bloques movilizados son principalmente de tamaño mediano a grande con aristas entre 0.5 m y 1 m de longitud.

3.3.2.2 Deslizamientos

Estos se observan a lo largo del talud y se componen de material arenoso y arcilloso (unidades $Trss_2$ y $Trsc_1$); se producen como consecuencia de la acción del agua (aguas de infiltración y lluvias) y el desconfinamiento general de la masa. En el sector se observan deslizamientos activos e inactivos.

Los deslizamientos activos ocupan la zona central del talud, están asociados a la presencia de una falla de tipo normal. y semejan modelos de falla planar con grieta de tracción. Estas últimas se presentan en el tope del macizo con rumbo N50E y están separadas de la cara del talud entre dos y cuatro metros.

Sobre las masas desplazadas se han desarrollado flujos de detritos. Este es el caso del fenómeno de más reciente datación el cual fue activado durante el año de 1998. Sin embargo los antecedentes de dicho mecanismo de falla vienen probablemente de 1995, año en el que se activo un primer cuerpo inmediatamente al sur del registrado en el 98. El proceso fue tratado con perfilado y un muro de gaviones como sistema de control de erosión.

Los deslizamientos inactivos son de tipo traslacional, se localiza en el límite norte del frente de explotación. El material fallado es de pequeño espesor (entre 1 y 3 m) y es básicamente areno-arcilloso o arcillo-arenoso. La longitud de viaje no excede los 10 m y el volumen movilizado esta entre $80m^3$ y $150\ m^3$.

3.3.2.3 Flujos

Involucran un flujo de tierras y uno de detritos. El primero se observa en la zona sur del chircal, contiguo a horno y se encuentra estabilizado. El segundo fenómeno, localizado en la zona central del talud, afecta sólo la parte superficial de los depósitos originados por los deslizamientos de rocas ($Trss_2$). Se identificaron dos eventos: uno antiguo, estable cuya datación se desconoce, sin consecuencia en las edificaciones aledañas y que cobijó un área cercana a los $300\ m^2$, y un segundo, activo, de menor extensión que el primero, involucra material traslocado por el deslizamiento de roca producido el año anterior siendo.

3.3.2.4 Erosión Pluvial

Este proceso se da lugar en toda el área, siendo las unidades arenosas las más afectadas. Los procesos existentes están bastante desarrollados, prueba de esto es la existencia de surcos y cárcavas que cumplen la labor de drenaje.

3.4 ASPECTOS GEOTÉCNICOS

3.4.1 Exploración del Subsuelo

El tipo de investigación geotécnica fue realizada en su totalidad, teniendo en cuenta las características estructurales de la zona donde se emplaza el barrio. Carolina - Mirador de Marrocos. El barrio se erige en el dominio de un macizo rocoso caracterizado por espacios descubiertos, enmarcados por cortes cuasiverticales hasta de 10 m de altura, que permiten observar la secuencia estratigráfica en recorridos importantes.

Todo este conjunto desvirtuó la necesidad de los métodos de exploración indirecta. Reveló la poca utilidad que tendrían las perforaciones frente a la mayor cantidad de información y claridad de interpretación que se podía obtener con el levantamiento de columnas estratigráficas. Máxime, si se toma en consideración la dominante influencia tectónica en la caracterización estructural de la zona y en el comportamiento del macizo rocoso.

La investigación del subsuelo involucró, así, la exploración directa mediante trincheras y levantamientos estructurales. Con relación al primer tópico se levantaron cuatro (4) columnas estratigráficas que permitieron formular el modelo geológico del sector. Con el segundo tópico se pretendió facilitar la clasificación del macizo y determinar la influencia de las discontinuidades en la estabilidad de los taludes existentes.

Durante el levantamiento estructural se tomó información de discontinuidades, identificando orientación, separación, abertura, tipo de relleno, rugosidad y persistencia de las familias principales y secundarias. Como el perfil de rugosidad sólo pudo obtenerse en un plano de discontinuidad dado el alto grado de fracturamiento del macizo, su condición fue extrapolada para las diferentes familias de diaclasas. Con estos elementos se determinaron parámetros como el índice del tamaño del bloque, el control volumétrico de diaclasas (Jv), el RQD y el JRC, importantes en el estudio del comportamiento del macizo.

Esta investigación reveló algunos de los rasgos característicos de la ladera, demostrando, entre otros, la importante influencia tectónica en la zona, expresada en la diversidad en la inclinación de la estratificación y la dispersión de las familias de diaclasas; el comportamiento relativamente homogéneo del patrón estratigráfico y por ende la casi directa correlación entre las trincheras.

Las **Figuras Nos. 3.1** a **3.4** presentan las secuencias estratigráficas propias de cada trinchera. Ellas destacan el tipo de material rocoso aflorante, sus características textuales y mineralógicas, la localización y estación estructural asociada. El **Plano No. 5**, por su parte indica la distribución espacial, y la ubicación tanto de las trincheras como de las estaciones de levantamiento estructural.

3.4.2 Ensayos de Laboratorio

El programa de ensayos se dirigió a la caracterización del material rocoso, a la estimación de la resistencia al corte en los planos de discontinuidad y la clasificación del macizo rocoso. Por ello se decidió una campaña de muestreo sistemático de los principales frentes de exposición del macizo a lo largo de ladera y, una completa revisión de la estabilidad y de los mecanismos de falla.

La caracterización del material rocoso se llevó a cabo sobre muestras irregulares de bloque, que fueron sometidas a pruebas índice de peso unitario, carga puntual, corte directo y compresión inconfinada. Los testigos ensayados correspondieron a unidades de roca de los bancos de arenisca y arcillolita. Así, entonces, se ensayaron cuarzoarenitas de grano medio, y arcillolitas varicoloreadas.

Los valores del índice de carga comprendido entre 1 kg/cm^2 y 22 Kg/cm^2 muestran una banda amplia del esfuerzo a compresión simple desde 19 kg/cm^2 hasta 300 kg/cm^2 (**Tablas Nos. 3.1 y 3.2**) que confirman los bajos niveles de resistencia del material rocoso.

Con el fin de estimar la resistencia al corte en los planos de discontinuidad, se realizaron ensayos de bloque deslizante tomando como plano de movilización el de la diaclasa D_3 320/78. Para el plano de resistencia mínima (considerada así en este trabajo) se obtuvo como parámetros de corte: c = 0 y $23° < Ø < 34°$ (**Tabla No. 3.3**).

Los ensayos de corte se efectuaron en muestras inalteradas a niveles del esfuerzo normal similares al de campo y a condiciones de humedad cercanas al contenido natural. Los testigos arrojaron como parámetros de resistencia al corte: 1.0 ton / m^2 $\leq$ c $\leq$ 2.8 0 ton / m^2 $18 \leq ∅ \leq 22$ **(Tabla No. 3.4).** En el **Anexo No. 2** se presentan los resultados de las pruebas de corte y las envolventes de falla interpretadas.

Finalmente, todo ello facilitó gracias a la aplicación de los sistemas de Hoek (1995), Bieniawski (1976) y, las teorías de Hoek & Brown (1980) y Barton (1973), una adecuada clasificación del macizo rocoso, y una estimación de los parámetros de comportamiento básico del mismo.

TABLA No. 3.1

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE CARGA PUNTUAL

ESTUDIO GEOTÉCNICO CAROLINA - MIRADOR DE MARROCOS

MUESTRA	γ (T/m^3)	P (Kg-f)	D1 (cm)	W1 (cm)	W2 (cm)	De (cm)	Is (Kg/cm^2)	F	Is_{50} (Kg/cm^2)	Is_{50} (Kg/cm^2)	σ'_c (Kg/cm^2)	DESCRIPCION
M1-E1		22	4,1	9,0	5,9	5,5	0,71	1,0	0,75			Cuarzoarenita de grano grueso, subangular, matriz
M1-E2	1,831	18	4,4	6,3	5,7	5,7	0,56	1,1	0,60			arcillosa, contenido carbonoso, grano de buena selección,
M1-E3		24	4,4	6,7	4,3	4,9	1,00	1,0	0,99			presenta bandeamiento, estratificación cruzada planar,
M1-E6		19	4,2	6,0	4,7	5,0	0,76	1,0	0,76	0,77	19	friable, sin cemento. Color blanco con alteración
M3-E1		90	5,7	8,5	6,4	6,8	1,94	1,1	2,23			Cuarzoarenita, grano fino, subredondeada, buena selección
M3-E2		63	6,0	7,0	6,8	7,2	1,21	1,2	1,43			color blanco, friables, presenta materia carbonosa y
M3-E3	1,982	80	5,3	8,0	7,3	7,0	1,62	1,2	1,89			micas (muscovita). Estratificación plano paralela
M3-E4		78	5,0	7,0	6,6	6,5	1,86	1,1	2,09			muy pobre.
M3-E5		70	5,0	6,5	6,4	6,4	1,72	1,1	1,92			
M3-E6		59	5,4	6,2	5,7	6,3	1,51	1,1	1,67	1,87	45	
M4-E2		81	6,8	9,6	9,8	9,2	0,95	1,3	1,26			Arcillolita abigarrada. Caolín
M4-E3		37	4,0	7,0	4,7	4,9	1,55	1,0	1,53			
M4-E4	2,084	67	5,1	7,3	6,0	6,2	1,72	1,1	1,90			
M4-E5		46	5,3	7,8	6,5	6,6	1,05	1,1	1,19			
M4-E7		63	5,3	7,0	5,7	6,2	1,64	1,1	1,80	1,54	37	
M6-E1		930	5,8	9,0	6,3	6,8	19,99	1,1	22,99			Cuarzoarenita , grano de rango medio a grueso, subangula
M6-E3		370	3,5	7,0	6,4	5,3	12,97	1,0	13,36			sin estratificación, alto contenido de óxido, matriz arcillos
M6-E4		390	4,5	7,2	5,5	5,6	12,38	1,1	13,04			Friable. Presenta bandas de concentración de óxidos.
M6-E5	2,281	1200	5,2	7,5	5,7	6,1	31,80	1,1	34,88			
M6-E6		645	4,0	5,2	4,7	4,9	26,95	1,0	26,68			
M6-E7		690	4,0	6,4	5,3	5,2	25,56	1,0	26,01			
M6-E8		490	4,0	6,3	5,2	5,1	18,50	1,0	18,74			
M6-E9		680	5,2	7,5	6,2	6,4	16,57	1,1	18,52	21,78	523	
M9-E1		51	5,7	9,5	6,3	6,8	1,12	1,1	1,28			Cuarzoarenita de grano medio, subangular, bien
M8-E2		35	4,6	7,9	5,4	5,6	1,11	1,1	1,17			seleccionada. Feldespática, matriz arcillosa, muscovita,
M8-E3		60	5,0	9,7	6,5	6,4	1,45	1,1	1,62			materia carbonosa friable.
M8-E5		42	4,0	6,5	4,9	5,0	1,68	1,0	1,68			
M8-E7		41	6,2	9,6	9,0	8,4	0,58	1,3	0,73			
M8-E8		36	4,6	7,4	6,2	6,0	0,99	1,1	1,08			
M8-E9		32	3,9	5,8	4,2	4,6	1,53	1,0	1,47	1,29	31	

TABLA No. 3.2

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE CARGA PUNTUAL

ESTUDIO GEOTÉCNICO CAROLINA - MIRADOR DE MARROCOS

MUESTRA	γ (T/m^3)	P (Kg-f)	D1 (cm)	W1 (cm)	W2 (cm)	De (cm)	Is (Kg/cm^2)	F	Is$_{50}$ (Kg/cm^2)	Is$_{50}$ (Kg/cm^2)	σ'_c (Kg/cm^2)	DESCRIPCION
M1-E1		102	4,5	7,4	6,4	6,1	2,78	1,1	3,03			Arcillolita de color gris claro y rojizo.
M1-E2		153	5,6	10,7	6,7	6,9	3,20	1,2	3,71			Algo meteorizada. De consistencia blanda.
M1-E3	1,91	51	3,8	10,5	5,4	5,1	1,95	1,0	1,97			
M1-E4		133	4,9	11,0	6,9	6,6	3,08	1,1	3,48			
M1-E5		102	4,5	6,3	5,2	5,5	3,42	1,0	3,56	3,15	76	
M3-E1		714	5,3	13,6	12,5	9,2	8,47	1,3	11,13			Arenisca de color gris claro y amarillo.
M3-E2		612	4,4	11,4	5,6	5,6	19,52	1,1	20,54			De grano fino a muy fino. Friable.
M3-E3	1,99	408	3,0	9,0	5,8	4,7	18,42	1,0	17,93			Consistencia moderadamente blanda.
M3-E4		612	5,2	8,5	6,3	6,5	14,68	1,1	16,47			
M3-E5		561	4,2	7,8	6,4	5,9	16,40	1,1	17,60	16,73	402	

Tomado de INGEOMINAS (199

TABLA No. 3.3

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE BLOQUE DESLIZANTE

BARRIO CAROLINA - MIRADOR DE MARROCOS

Muestra No. 11
Descripción:
Arenisca habana amarillenta de grano fino

Prueba	ϕ_{pico} (°)
1	41,0
2	49.5*
3	42,0
4	43,0
5	41,0
6	39,0
7	42,0
8	41,5
9	37,0
10	44,0
11	38,5
12	39,0
13	41,0
14	45,0
15	47*
16	43,5
17	40,5
18	41,5
19	40,5
20	42,5

Variables estadísticas

Promedio	**41,3**
Moda	41,0
Mediana	41,3
Desv. Est.	2,0
Mínimo	37,0
Máximo	45,0

Muestra No. 12
Descripción:
Arenisca de grano fino, habana amarillenta con oxidaciones y tonos claros

Prueba	ϕ_{pico} (°)
1	30,0
2	20.0*
3	38,0
4	38,0
5	37,0
6	34,0
7	37,5
8	37,5
9	38,0
10	37,0
11	39,0
12	38,0
13	39,0
14	37,0
15	37,0
16	37,5
17	38,5
18	37,0
19	38,0
20	38,0

Variables estadísticas

Promedio	**37,2**
Moda	38,0
Mediana	37,5
Desv. Est.	2,0
Mínimo	30,0
Máximo	39,0

**** Datos atípicos no considerados para estimar las variables estadísticas***

TABLA No. 3.4

RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO

BARRIO CAROLINA - MIRADOR DE MARROCOS

ENSAYOS / MUESTRAS	Peso Unitario (T/m^3)	Peso Específico Gs	Desleimiento durabilidad Id_{200}(%)	Corte directo			Carga Puntual Is_{50} (Kg/cm^2)	Esfuerzo a Compresión Simple σ_c' (Kg/cm^2)	Humedad natural (%)	Límite líquido (%)	Límite plástico (%)	Clasificación USCS	Bloque deslizante		Descripción de la Muestra
				C (T/m^2)	ϕ' pico	ϕ' residual							ϕ_{pico}	$\phi_{básico}$	
1	1,831		0,72				0,77	19							Cuarzoarenita de grano grueso, subangular matriz arcillosa, contenido carbonoso, grano de buena selección, presenta bandeamiento, estratificación cruzada planar, friable, sin cemento. Color blanco con alteración
2	1,830														
3	1,982						1,87	45							
4	2,084		2,267				1,54	37		49,4	20,3	CL			Arcillolita abigarrada. Caolín
5	1,960								3,3	48,5	20,9	CL			
6	2,281	2,59					21,78	523							
7	1,880														
8				1,0	22	18									Cuarzoarenita , grano de rango medio a grueso, subangular sin estratificación, alto contenido de óxido, matriz arcillosa. Friable. Presenta bandas de concentración de óxidos.
9				2.0 - 2.8	18 - 22										
10				1,7	19		1,29	31,00							
11													41,3	34,3	
12													37,2	30,2	

3.4.3 Características del Subsuelo

A continuación se hace una breve descripción de algunas características geomecánicas de los materiales que componen la zona de estudio. Especialmente, de las componentes principales del macizo rocoso y el material objeto de estudio.

3.4.3.1 Macizo Rocoso

3.4.3.1.1 Discontinuidades

Las discontinuidades de un macizo rocoso pueden ser descritas mediante la observación de afloramientos, mediante núcleos provenientes de perforaciones y por métodos de fotogrametría terrestre. En este trabajo, como ya fue destacado, se empleo la información obtenida de afloramientos (denominados aquí estaciones de levantamiento estructural), tomando como base los procedimientos sugeridos por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas, ISRM - 1981.

La medición de orientación en campo se efectúo en dos etapas, en las cuales se obtuvieron 40 y 71 datos estructurales, respectivamente. Para un total de 111 polos con una cobertura de 6 estaciones. Este proceso encuentra explicación en la necesidad de definir claramente los patrones de algunas familias de discontinuidades.

La distribución espacial y la localización de las estaciones de levantamiento estructural se pueden apreciar en el **Plano No. 5**. El inventario de los datos obtenidos y las características de las discontinuidades asociadas a ellos, están compilados en las carteras de campo (**Anexos 3A** y **3B**).

Los resultados de las mediciones se presentan por cada etapa y zona de investigación mediante diagramas de polos, utilizando la red de proyección equiarial. El procesamiento de los datos estructurales se llevó a cabo gracias a la aplicación del método del círculo flotante para concentraciones entre 1% y 15%. (**Figuras Nos. 3.5** a **3.8**).

El conteo general, Figura No. 3.5, evidencia amplia dispersión (bandas hasta de 40 º) y bajos niveles de concentración de polos (entre 0 % y 6 %). Los mas altos porcentajes sobre la circunferencia se aprecian en las franjas medias de los cuatro cuadrantes y en el centro, oscilan desde 4.5 % hasta 6 % e indican que la mayoría de las diaclasas tienen rumbo NE y NW y son esencialmente cuasiverticales (buzamientos superiores a 70º). La estratificación, ubicada en el centro de la circunferencia, presenta variaciones en el rumbo desde la NW al NE, y buzamientos desde horizontales hasta 30º, albergadas en tres bandas con percentiles de concentración de polos similares (de 3% a 4.5 %).

El heterogéneo contexto en la posición y distribución de continuidades, obtenido en el diagrama general de frecuencias, sumado a la influencia de la tectónica local ejercida por los tres lineamientos de falla en la zona, permitieron suponer que el frente de explotación no pertenecía a una sola región estructural. En este sentido y basado en el juicio del autor y en un trabajo sistemático en el que se realizaron múltiples análisis de frecuencia para diferentes combinaciones de datos estructurales (asociados a las estaciones), fue posible zonificar el área de estudio en tres regiones estructurales (véase **Plano No. 6**).

La primera región constituye en esencia el frente mismo de explotación, exceptuando el costado sur en donde la zona de influencia del lineamiento de falla de este sector le sirve como limite. Encierra los taludes de mayor altura y la franja de mayor facturación relativa.

La región estructural dos circunscribe el entalle inferior del relieve, si bien tiene un patrón geométrico de diaclasas similar al de la región 1, la orientación de la estratificación da lugar a la división entre estas.

La región estructura 3, encierra el sector denominado “El Horno” llamado así por la presencia de dicha estructura en el límite sur del frente de explotación.

El procesamiento de los datos para cada una de las regiones estructurales, ilustradas en las Figuras Nos. 3.6 a 3.8, mostró de esta manera una ligera dispersión y aceptables niveles de concentración de polos con porcentajes máximos oscilando desde 12.5 % hasta 15 %, suficientes para definir la tendencia general de las familias de discontinuidades, así.

Región 1:

Estratificación	(E1):	N57E/30NW
Diaclasas Principales	(D_2):	N51E/85SE
	(D_3):	N41W/82NE
	(D_4):	N33W/87SW

Región 2:

Estratificación	(E1):	N11E/07NW
Diaclasas Principales	(D_2):	N69E/85SE
	(D_3):	N31W/89NE
	(D_4):	N16E/82SW

Región 3:

Estratificación	(E1):	N39W/23SW
Diaclasas Principales	(D_2):	N68E/66NW
	(D_3):	N15E/86SE
	(D_4):	N25W/48SW

Las familias de diaclasas (D_2, D_3 y D_4), para todas las regiones estructurales, se caracterizan por presentar baja persistencia (2m. a 4m.), espaciamiento clasificado como moderado a bastante próximo (entre 0.30 m y 0.78 m), abertura desde cerrada hasta parcialmente abierta (0cm a 5cm.) y el relleno es principalmente arcilloso.

La estratificación en las areniscas es mediana a gruesa, con espesores de estratos entre 50 cm y 200 cm., y en la arcillolita de delgada a gruesa con espesores de 5 cm. a 150 cm.

La rugosidad de las paredes de las discontinuidades en términos descriptivos puede clasificarse, de acuerdo con la ISRM (1981), como tipo V (Véase **Anexo 3B**), es decir ondulada suave, respectivamente. El grado de meteorización de las paredes (indistinto del tipo de familia) es decolorado, puesto que se observan variaciones de color entre la roca fresca y la pared, asociadas a constituyentes minerales como el hierro.

3.4.3.1.2 Clasificación

La clasificación geomecánica de los macizos rocosos, está basada en la cualificación de diferentes características tanto de la masa en general como del material rocoso. Su objetivo fundamental consiste en estimar los parámetros de comportamiento del macizo.

Las características tomadas en consideración fueron: El RQD, la resistencia a compresión simple del material rocoso, el espaciamiento y las condiciones de las discontinuidades y la influencia del agua subterránea.

El RQD se estimó con base en la relación:

$RQD = 115 - 3.3\ Jv$ para $Jv > 4$ o

$RQD = 100$ si $Jv < 4$

Donde el Jv se define como el control volumétrico de diaclasas, y está basado en los espaciamientos promedio de las discontinuidades, expuestos al igual que las características de las diaclasas en el numeral anterior.

Si bien la resistencia a la compresión simple para los testigos ensayados posee un comportamiento relativamente homogéneo en todo el frente del talud, y no constituye por ende un discriminante importante como si lo es el patrón estructural en la clasificación del macizo, su incorporación se realizó asociando las muestras a las regiones estructurales, de forma tal que se pudiera dar un poco de sensibilidad al resultado.

Los sistemas de clasificación implementados se concentraron al: Rock Mass Rating RMR (Bienawsky, 1976) y Geological Stregth Index, GSI (Hoek, 1995), dada la directa correlación entre los sistemas. Sin embargo, el uso del sistema de clasificación de Bienawsky 1976, implicó asumir el macizo completamente seco.

Así, entonces, el macizo rocoso que compone la ladera está constituido por una secuencia de bancos de arenisca de grano medio, de color gris claro a amarillo, de estratificación gruesa, friables y baja resistencia a la compresión simple, y arcillolitas varicoloreadas en paquetes hasta de 4.50 m.

El macizo presenta Índices de Resistencia Geológica (GSI) equivalente al $RMR_{(76)}$ que oscila entre 40 para las exposiciones mas alteradas y fracturadas, pertenecientes esencialmente a la región estructural 1, y desde 50 hasta 60 para las más sanas, regiones 2 y 3, (**Plano No. 6**).

La **Tabla No. 3.5** contiene discriminado por región estructural los parámetros de clasificación, los valores obtenidos para cada uno de ellos, el resultado de los índices RMR y GSI, con su descripción cualitativa (interpretación del resultado numérico).

Estos parámetros indican bien masas falladas con diferentes intersecciones de discontinuidades que dan lugar a bloques angulares, o bien masas rocosas algo alteradas formadas por bloques bien trabados de facetas angulares, con tres o más familias de discontinuidades de rugosidad suave.

3.4.3.1.3 Características Geomecánicas

El macizo como un todo tiene apariencia tabular, donde la menor dimensión está regida por la estratificación y el espaciamiento de las demás familias de discontinuidades es muy similar. El índice de tamaño de bloque (Ib), definido por los espaciamientos modales de cada familia es del orden de 0,89, y el índice de control volumétrico (Jv) oscila entre 6 diaclasas/m^3 y 9 diaclasas/m^3, lo que representa un macizo conformado por bloques de tamaño medio.

Uno de los factores más importantes del comportamiento del macizo es la resistencia al corte del plano potencial de falla, el cual puede consistir de un plano único de discontinuidad o de una superficie compleja que involucra diversos planos de debilidad.

TABLA No. 3.5

CLASIFICACIÓN DE MACIZOS ROCOSOS - Bienaswky 1976

σ'_c (Kg/cm^2)	> 2000	<= 2000	< 1000	< 500	< 250	< 100	< 30
Calificación/15	15	12	7	4	2	1	0
RQD (%)	< 100	< 90	< 75	< 50	< 25		
Calificación/20	20	17	13	8	3		
S (m)	> 3	<= 3	< 1	< 0.3	< 0.05		
Calificación/30	30	25	20	10	5		
Estado de las discontinuidades	Muy rugosas, no continuas, sin abertura, la pared es dura	Medianamente rugosas, separación < 1 mm., la pared es dura	Medianamente rugosas, separación < 1 mm., la pared es débil	Espejo de falla o abertura < 5 mm. o aberturas menores en diaclasas continuas	Abertura con relleno débil > 5 mm. o diaclasas abiertas > 5 mm. y continuas		
Calificación	25	20	12	6	0		
Agua	Seco						
Calificación/10	10						
RMR	> 80	<= 80	<= 60	<= 40	<=20		
Descripción	Muy bueno	Bueno	Medio	Malo	Muy malo		

CLASIFICACIÓN DE MACIZOS ROCOSOS - BARRIO CAROLINA MIRADOR DE MARROCOS

REGIÓN ESTRUCTURAL		**1**		**2**	**3**	
σ'_c (Kg/cm^2)	**Valor**	19,0	45,0	45,0	19-45	523,0
	Calificación/15	0	1	1	1	7
RQD (%)	**Valor**	<50	<50	50-75	82	85
	Calificación/20	8	8	13	17	17
S (m)	**Valor**	0,3	0,39	0,39	0,3	0,39
	Calificación/30	10	20	20	10	20
Estado de las discontinuidades	**Descripción**	Medianamente rugosas, separación < 1 mm., la pared es débil	Medianamente rugosas, separación < 1 mm., la pared es débil	Medianamente rugosas, separación < 1 mm., la pared es débil	Medianamente rugosas, separación < 1 mm., la pared es débil	Medianamente rugosas, separación < 1 mm., la pared es débil
	Calificación/25	12	12	12	12	12
Agua	**Descripción**	Seco	Seco	Seco	Seco	Seco
	Calificación/10	10	10	10	10	10
RMR	**Calificación/100**	40	51	56	50	66
	Descripción	Macizo pobre	Macizo regular	Macizo regular	Macizo regular	Macizo bueno
GSI		40	51	56	50	66

De acuerdo con las observaciones de campo, los procesos de inestabilidad en los taludes del área de estudio, describen modos de falla combinada. Es decir, han ocurrido a lo largo de discontinuidades preexistentes, involucrando la roca intacta. Los cortes son de dimensiones reducidas (< 10 m), excavados en materiales duros, con valores de resistencia inconfinada desde 20 a 300 kg/cm², donde el nivel de esfuerzos es tan bajo, que se espera, que cualquier inestabilidad probable ocurra a lo largo de las discontinuidades o de la roca intacta con poca contribución de la cohesión.

Así, la mayor atención se dio a la determinación de los parámetros de resistencia al corte en los planos de discontinuidad y en el material rocoso, asumiendo que ellos son constantes en la superficie potencial de falla, y despreciando la participación de las superficies laterales de desprendimiento.

Finalmente, la evaluación de la resistencia del macizo se basó en el criterio de rotura de Hoek y Brown (1980). Contempló la determinación de los parámetros de resistencia (c, Ø) y de la envolvente en función de esfuerzos totales; la estimación del módulo de deformación (E) y de los parámetros adimensionales m_b (que controla el grado de curvatura de la curva), *s* (controla la localización de dicha curva en el espacio) y *a*.

De esta forma, se obtuvieron como parámetros geomecánicos promedios, para los materiales que componen los macizos en las distintas regiones los siguientes:

Familias de discontinuidades	= cuatro (4)
Peso unitario	= 2,0 - 2,2 Ton/m³
Indice de carga puntual	= 1 kg/cm² a 22 kg/cm²
Angulo de fricción básico (discontinuidad)	= 27 - 34°
Angulo de fricción del material	= 18° - 22°
Cohesión del material	= 0,1 Kg/cm^2 a 0,2 Kg/cm^2.
RQD	= 50% a 75%
JRC	= 10 - 12
Jv	= 6 - 9 diaclasas/m³

Y para los bancos arcillolita:

Peso unitario	= 2,0 Ton/m³
Indice de carga puntual	= 1,54 kg/cm² a 3,54 kg/cm²
RQD	= 50 a 75%
JRC	= 10 – 12
Angulo de fricción básica del material	= 18° - 22°
Cohesión (c)	= 0,1 Kg/cm² a 0,2 kg/cm²
Fricción pico (Ø)	= 28° - 33°

Estos dos últimos parámetros se establecieron mediante pruebas de corte directo a lo largo del plano de estratificación. Las **Figuras Nos. 3.9** a **3.11** muestran las envolventes de esfuerzo para los macizos rocosos según el valor del GSI adoptado, y algunos parámetros de resistencia del macizo para bajos niveles de esfuerzos, similares a los encontrados en campo.

En general, los parámetros de resistencia obtenidos en estas gráficas sugieren condiciones de trabajo irreales. Los ángulos de fricción del macizo sólo podrían cobijarse (tomarse en consideración) para análisis de estabilidad cuando el índice de resistencia Geológica GSI no es superior a 40; en los casos restantes, GSI > 50, el material responde ante cualquier solicitud con ángulos de fricción mayores a 42º (o entre 42º y 70º) y valores de cohesión entre 0.10 Mpa y 0.30 Mpa., parámetros que harían compleja la explicación de la ocurrencia de los diferentes fenómenos de remoción en masa.

La **Figura No. 3.12** compila las envolventes de resistencia para el macizo rocoso (GSI =40 y SGI = 50), el plano discontinuidad (para ángulos de fricción básica de $\phi = 37°$ y $\phi = 23°$) y el material rocoso (identificadas como muestras 8, 9 y 10). El diagrama reseña la conclusión presentada, dado que las envolventes para el macizo se encuentran fuera de la influencia del material y la discontinuidad, indistinto del nivel del esfuerzo de confinamiento. Este comportamiento puede explicarse porque las envolventes para el material y la discontinuidad tienen involucradas el efecto de la meteorización, diferente al macizo el cual es más el reflejo de un estado ideal. El lector debe recordar que las curvas para la discontinuidad y el material rocoso son obtenidas de `pruebas de laboratorio, y la del macizo es producto de modelos numéricos.

3.4.3.2 Suelos

Corresponden a niveles de depósitos de ladera recientes. Se emplazan en la parte baja de los taludes y circunscriben el perímetro del frente de explotación. Están compuestos por bloques desintegrados de arenisca y arcillolita resultado de fenómenos de remoción en masa locales, o por materiales traslocados de constitución arcillosa involucrados en flujos o deslizamientos traslacionales. El espesor máximo, medido en campo, de los suelos alcanza los dos (2) metros.

Los suelos que cubren el macizo corresponden al horizonte de meteorización físico-química de la arcillolita, formados por materiales arcillosos grises a pardos rojizos de plasticidad baja a media (LL = 38 - 42 %, Lp = 17 - 22, Wn = 13%) y consistencia media a firme.

Debido a la constitución de los suelos en la zona, su caracterización geotécnica fue limitada. Se concentró en su ubicación espacial y en la determinación de características geométricas como la profundidad de desarrollo.

3.5 ANÁLISIS HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

El estudio hidrológico tiene como objetivo describir el régimen temporal y espacial de la precipitación media anual y determinar los aguaceros de corta duración para calcular los caudales máximos esperados, con el fin de diseñar las obras de drenaje para la estabilización del talud en el barrio La Carolina.

La zona de estudio está ubicada al sur oriente de Santa Fe de Bogotá, en la parte baja de la Quebrada Chiguaza, sobre la margen izquierda. Durante los últimos años en el sector se ha presentado una creciente intervención urbana, debido al desarrollo de barrios de invasión en sus laderas, sin ningún control de las aguas lluvias y negras. Esto hace que la energía erosiva de la lluvia y la escorrentía superficial aumenten, generando procesos de erosión superficial y fenómenos de remoción en masa, ocasionados de manera directa por alteración de la red de drenaje natural existente y la falta de construcción de un sistema de drenaje adecuado y acorde al comportamiento hidrológico del sector.

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

3.5.1 Precipitación

Con el fin de establecer el régimen pluviométrico en el barrio La Carolina, se utilizaron los registros históricos de precipitaciones totales mensuales de la estación La Picota (2120516) operada por la Corporación Autónoma Regional de los Ríos Bogotá, Ubate y Suárez, CAR, que es la más cercana a la zona de estudio y esta ubicada en la cuenca de la Quebrada Chiguaza.

La distribución temporal de la precipitación se presenta en forma bimodal o ecuatorial con dos períodos lluviosos entre los meses de marzo a mayo y octubre a noviembre, y dos períodos secos entre los meses de diciembre a febrero y junio a septiembre, los demás se consideran de transición.

La precipitación media multianual es de 564.1 mm y el mes con mayor precipitación es abril con un promedio mensual multianual de 74.2 mm.

3.5.2 Precipitación de corta duración – Curva de intensidad – Duración – Frecuencia

Para el análisis de los aguaceros de corta duración, que son los que generan los caudales máximos, se utilizó el informe "Estudio para el Análisis y Caracterización de tormentas en la Sabana de Bogotá", realizado por la firma consultora IRH para la E.A.A.B. - E.S.P. En este estudio se dividió a Santafé de

Bogotá en 7 zonas pluviográficas y, para cada zona se definió una curva IDF característica.

El sector de análisis está ubicado en la zona 3, cuya estación representativa de la ley de frecuencias es Fontibón (2120547), operada por la E.A.A.B.

3.5.3 Relación de precipitación critica - duración que disparan movimientos en masa

Para determinar la relación precipitación critica - duración, se utilizó el "Estudio de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo por Inestabilidad del Terreno para Varias Localidades de Santafé de Bogotá" (INGEOCIM - UPES, 1998), realizado por la firma INGEOCIM Ltda para la Unidad de Atención y Prevención de Desastres (UPES) de Santafé de Bogotá.

En este estudio se encontró que la ciudad de Santafé de Bogotá se puede dividir en dos zonas a partir de la lluvia critica y de la duración, con las siguientes ecuaciones:

Zona Suroccidental

LLcrit = 0.3609 * LLan

Cerros Orientales

LLcrit = 12.6326 + 0.3609 * LLan

Donde:

LLcrit = lluvia critica en mm

LLan = lluvia anual en mm

Zona Suroccidental

$D = 3.2829 * LLcrit^{0.4157}$

Cerros Orientales

D = 0.04923 * LLcrit

Donde:

D = Duración en días.

El sector de estudio corresponde a la zona sur occidental obteniéndose una precipitación critica de 203.6 mm y una duración de 30 días y un período de 35.6 mm.

De acuerdo con esos resultados, se puede concluir que los fenómenos de remoción en masa que ocurren en le sector no tienen como factor detonante principal la precipitación, ya que la probabilidad de ocurrencia de la precipitación critica es muy baja, tan solo en 3.3 %.

3.6 INVENTARIO DE VIVIENDAS

Dentro de las actividades incluidas en la ejecución del estudio, se realizó un inventario de viviendas. Este consistió en el diligenciamiento con la comunidad de un formato (Véase el **Anexo No. 4**), facilitado por la firma interventora. La información contemplada en dicho formato incluye, entre otros, datos sobre el estado actual de la vivienda, cobertura de servicios, valor estimado de los bienes y enseres, el valor del predio y área construida, así como el área del lote.

Concluido el inventario, se realizó un análisis de confiabilidad de la información obtenida. Para ello se efectuó por parte de personal calificado (especialista en riesgos) una nueva visita al sitio y el diligenciamiento del formato sobre una muestra estadística equivalente al 20 % de la población total de viviendas, escogida al azar, con el fin comparar los datos de estas últimas con los recogidos en el inventario inicial.

El estudio de confiabilidad arrojó un nivel de certeza para los datos registrados del 68 %. Los mayores percentiles de error se encontraron en: Tipo de sistema estructural, calidad de la construcción, valores de enseres y del inmueble. Este resultado es explicable por la inerme subjetividad de las repuestas, atribuible al encuestador como al encuestado.

Las construcciones en el sector están integradas por sistemas estructurales complejos, de difícil clasificación, producto de los recursos económicos disponibles por sus propietarios y de la concepción de la construcción por su ejecutor. Y los valores estimados de enseres e inmuebles varían entre encuestas según las perspectivas de su propietario.

En este orden de ideas, el estudio de confiabilidad permitió al equipo de trabajo verificar y corregir información deficiente o dudosa contemplada en los formularios de inventario. Esta tarea fue de vital importancia para garantizar la obtención de modelos de vulnerabilidad y riesgo aceptables y confiables.

La información fue transcrita a una base de datos estructurada en aplicación ACCESS, a partir de la cual se llevó a cabo un análisis estadístico. Se asignó un código a los predios con base en el número de la manzana (M) y del lote (L). El

plano que se utilizó fue facilitado por la comunidad, allí aparecen las manzanas identificadas con una letra, la cual se cambio por un número en la codificación, COD = 100*M + L.

El inventario cobijo cerca de 60 predios, 22 en el barrio La Carolina y 38 en el Mirador de Marruecos. El 20 % de ellos ocupa las áreas de mayor percepción de riesgo (códigos 201 a 204, 302, 314,313 del Plano No 1), pero sólo una posee estructura de recuperación. Las restantes unidades fueron construidas con estructuras de pórticos (9) o con muros divisorios (2). Las unidades residenciales expuestas no superan las dos plantas y la calidad de la construcción puede catalogarse como de regular a deficiente.

El número de habitantes por vivienda se encuentra entre 4 y 6, con lo cual se puede hablar de un espacio adecuado para vivir. Sin embargo, existe un porcentaje de viviendas en las que habitan más de 7 personas, como se indica en la **Figura No. 3.13**, y concentraciones máximas de hasta 15 personas, para el caso del predio 304 (Véase el **Plano No. 1**).

La densidad de población en este sector varía entre 0.02 y 0.08 habitantes por metro cuadrado de construcción, con ingresos mensuales promedio de trescientos mil pesos por familia (**Figura No. 3.14).** La información anterior permitió estimar un ingreso per cápita de sesenta mil pesos mensuales.

La cobertura de servicios públicos básicos (agua, alcantarillado y energía eléctrica) es adecuada. No obstante, un 48% cuenta con servicio de teléfono (Ver la **Figura No. 3.15**). Aunque los resultados estadísticos muestran una baja cobertura de calles pavimentadas, a nivel regional el sector cuenta con adecuadas vías de acceso.

4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y EVALUACIÓN DE AMENAZA ACTUAL

4.1 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

En el análisis de estabilidad de taludes en roca, tal vez el factor más importante a ser considerado es el patrón geométrico de los planos de debilidad que componen el macizo. La relación geométrica entre las discontinuidades y la orientación del talud determinará si parte de él está libre de deslizarse o caer. Por tanto, la primera etapa en la evaluación de estabilidad se enfocó al análisis direccional de los modos de falla a lo largo de los planos de debilidad estructural, y a la determinación del modo probable de falla, a partir de la aplicación del análisis cinemático, (Goodman 1989 y Hoek and Bray 1974), la teoría del bloque crítico (Goodman, 1989).

Para el análisis cinemático, se consideró en forma conservativa, como ángulo de fricción de los planos de discontinuidad, el ángulo de fricción básico de la arenisca a lo largo del plano de diaclasa D_3 ($\emptyset \simeq 27°$), puesto que representa el modelo más desfavorable para los taludes del frente de explotación.

En una segunda etapa, se modelaron con la ayuda de los métodos de equilibrio limite los modos de falla observados en campo: Falla de Bloque con grieta de tracción, con y sin excavación en la base, para el macizo rocoso, y deslizamientos traslacionales en los cuerpos de los depósitos.

En los modelos estáticos se realizaron diferentes "corridas" con el fin de estructurar un análisis paramétrico (Mora, 1990 y Hoek 1974, 1996), al que se le superpuso los valores físico - mecánicos obtenidos en el laboratorio para de esta manera tener una percepción del grado de estabilidad.

4.1.1 Análisis Cinemático

En este análisis se evaluaron los modos probables de falla para múltiples orientaciones de las laderas naturales. De esta forma, se consideraron en el cuerpo central de la zona de estudio orientaciones entre N14W/72NE y N64E/73SE; en los taludes del límite sur orientaciones principalmente al NE y para los cortes del costado norte rumbos promedio desde N86W hasta N57E y buzamientos entre 80° y 45° al SW (**Tabla No. 4.1** y el **Plano No. 5**).

El abanico de las laderas estudiadas se circunscribe en las regiones estructurales 1 y 3, por ser ellas quienes cobijan el alto relieve en el frente de explotación (véase **Planos Nos. 3** y **5**).

TABLA No. 4.1

RESUMEN DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CINEMÁTICO PARA LOS TALUDES DOMINANTES BARRIO CAROLINA - MIRADOR DE MARROCOS

CONDICIÓN ESTRUCTURAL		TALUD	ORIENTACIÓN		ANÁLISIS CINEMÁTICO (Hoek-1978)			ANÁLISIS DE BLOQUE CRÍTICO	
REGIÓN ESTRUCTURAL	FAMILIAS PROMEDIO DE DISCONTINUIDADES		RUMBO	BUZAMIENTO	FALLA PLANAR	FALLA EN CUÑA	FALLA POR VOLTEO	BLOQUE MÓVIL	POSIBILIDAD DE MOVILIZACIÓN
1	E_1: N57E/30NW D_2: N51E/85SE D_3: N41W/82NE D_4: N33W/87SW I_1: N39W/03NE I_2: N54E/30NW I_3: N35E/30NW I_4: N08W/80NE I_5: N86E/84SE I_6: N55E/36NW	L-1	N09E	45SE					
		L-2	N38E	45SE					
		L-3	N-S	53E					
		L-4	N32W	68NE					
		L-5	N86W	68NE					
		L-6	N19E	70SE					
		L-7	N57E	80SE					
		L-8	N36E	76SE				JP0001	I12
								JP0010	0
		L-9	N09W	85NE		82/80	237/87	JP0001	I12
								JP1001	I23
		L-10	N45E	77SE				JP0001	I12
								JP0010	0
		L-11	N71W	67SW			49/82	JP0010	0
		L-12	N64E	73SE				JP0010	0
		L-13	N04W	73NE		82/80	237/87	JP0001	I12
		L-14	N53E	77SE					
		L-15	N14W	72NE			237/87		
		L-16	N68E	79SE					
3	E_1: N39W/23SW D_2: N68E/66NW D_3: N15E/86SE D_4: N25W/48SW	L-17	N75W	53NE					
		L-18	N18E	50SE					
		L-19	N40E	74SE					

Bajo las condiciones geométricas mencionadas para los taludes, los cuales representan las superficies libres de movilización, y del patrón estructural reseñado en el numeral 3.4.3.1, el análisis cinemático permite concluir que para la mayor parte de las laderas no existe configuración de falla planar o en cuña (véase las **Figuras Nos. 4.1** a **4.3** y el **Anexo No. 5**). Este fenómeno tiene explicación por tres fundamentos básicos así:

- Algunas de las laderas no se encuentran direccionalmente paralelas a alguna de las familias promedio de discontinuidades.

- Los buzamientos de los planos estructurales, desfavorablemente orientados (p.e. con rumbo paralelo a las laderas) son superiores a las inclinaciones de las laderas.

- Los azimuts de buzamiento de las cuñas muestran variaciones superiores a los 90° con relación a los azimuts de buzamiento de las superficies libres.

Las laderas con orientaciones cercanas a la N – S (N09W y N04W) e inclinaciones muy fuertes (desde 73° hasta 85°), son las únicas superficies que presentan posibilidad cinemática de falla planar o en cuña.

De otra parte, para estas últimas laderas existe configuración cinemática de falla por volteo a lo largo del plano 237/87. Este mecanismo de falla, empero, presenta serios inconvenientes para su formación. El primero de ellos está relacionado con la, relativamente, baja persistencia modal de las discontinuidades; y el segundo, parte de las expresiones tectónicas en la zona control, las cuales han dado lugar a un macizo altamente fracturado.

Los resultados mencionados pueden entenderse como una confirmación de las condiciones de estabilidad y de comportamiento de las laderas en la zona de estudio, puesto que no se observa ningún tipo de evidencia de falla planar o en cuña excepto el presentado en la ladera L-9. El fenómeno de remoción en masa más importante es la falla de bloques con grieta de tracción.

4.1.2 Análisis de Bloque Crítico

La teoría de bloque critico de Shi (1978) y Shi and Goodman 1981 permite identificar los bloques de roca que tienen la posibilidad de moverse hacia el espacio libre producto de una excavación, bien como caída o bien como deslizamiento por un plano de discontinuidad o por la intersección de dos planos: Esta teoría se puede aplicar mediante forma matemática o como proyección estereográfica. En este trabajo se hizo una aplicación de la teoría mediante la última técnica.

Las **Figuras Nos. 4.4** a **4.9** muestran las proyecciones estereográficas de los planos de discontinuidad, las laderas en estudio con posibilidad de movilización y el circulo primitivo. Las proyecciones se hicieron usando el punto inferior de la esfera como centro de proyección. Los cinco círculos mayores y sus intersecciones dan lugar a once (11) triángulos esféricos que representan las pirámides de juntas (JPs); es decir, los bloques de roca existentes en el macizo. La pirámide de excavación (EP) es en estos casos la región fuera del círculo principal de la cara del talud y la pirámide de espacio (SP) es el complemento de la EP, o sea el espacio interior al circulo principal de la cara de éste. Al mirar las figuras se describe que las únicas JPs que no se interceptan con las EPs son los siguientes triángulos esféricos:

- JP0001 y JP0010 para la ladera L-8 (N36E/76SE)
- JP0001 en la ladera L-9 (N09W/85NE) y JP1001 en el corte L-13 (N04W/73NE). JP0001 y JP0010 para las superficies N45E/77SE (L-10) y N64E/73SE (L-12), respectivamente.

Estos representan los bloques claves o movilizables para los cortes.

El estudio de los Modos permisibles de deslizamiento para las JPs se puede apreciar en la **Figura No. 4.10**. Del análisis modal se obtienen las siguientes formas de movimiento para los bloques críticos:

- JP0001 en cuña por la intersección I12.
- JP1001 a lo largo de la intersección de los planos D2 (N51E/85SE) y D3 (N41W/82NE).

La pirámide JP0010 no presentan modo alguno de deslizamiento por lo tanto se consideran completamente estables.

De acuerdo con el análisis cinemático la posibilidad de movimiento del bloque JP0001 por la cuña I12 es restringida, dado que el buzamiento de la misma es muy pequeño y menor que el ángulo de fricción básico de las discontinuidades (Tabla No. 4.1 y Figura No. 4.1). Por su parte, la movilización de la pirámide JP1001 por la línea de la intersección de los planos D_2 y D_3 sólo puede llevarse a cabo por la superficie L-9. El Talud L-13 (Tabla No. 4.1) posee un ángulo de buzamiento menor al plano de discontinuidad que inhabilita su posibilidad cinemática.

En conclusión la única superficie crítica del frente de explotación con potencialidad de deslizarse corresponde al talud L-9 (N09W/85NE). En los casos restantes la falla por las discontinuidades tendría lugar por: la pérdida de resistencia en las paredes, gracias a la acción continuada en el tiempo del agua de infiltración; a la acción combinada de la relajación de esfuerzos y la perdida de

soporte; o al reflejo de la acción antrópica por la formulación de cortes inadecuadamente orientados y por el vertimiento de efluentes en las paredes de las diaclasas, como es el caso de los frentes norte y central del barrio.

4.1.3 Análisis Estático

Con este tópico el autor pretende para los taludes potencialmente inestables en el frente de explotación, más que obtener valores absolutos del factor de seguridad para condiciones unitemporales, como puede ser el caso de un talud seco sin sismo, busca ilustrar el espectro de posibilidades (análisis de sensibilidad) para el que ellos pueden mantenerse estables o fallar.

El significado del factor de seguridad tiene (opinión del autor) mayor relevancia cuando se expresa en términos de probabilidad de falla, que cuando se deja como un valor numérico sin dar una explicación física. De otro lado, el factor de seguridad reportado en estudios geotécnicos está ligado normalmente con las condiciones más críticas, no siempre válidas, y no con las más probables a las que podría someterse una ladera, máxime si tiene en cuenta la difícil y dispendiosa tarea de obtenerlas.

El lector pudo apreciar gracias al análisis cinemático y a la teoría del bloque crítico el papel secundario del patrón estructural en las condiciones de inestabilidad actual de los taludes. No obstante, contrario a tal apreciación existen en todo el marco del macizo rocoso (regiones estructurales 1 y 3) masas activas en estado crítico, donde los planos de discontinuidad tienen alguna influencia.

En general los taludes en condiciones de estabilidad marginal entallan casi exclusivamente la región estructural 1 (**Plano No. 6**). Los mecanismos de falla semejan bien modelos de falla en bloque , o bien deslizamientos traslacionales, y los materiales involucrados se comportan como material rocoso para el primer caso, o como suelo para el segundo.

En la franja central del frente de explotación, y en los extremos nororiental y suroccidental al muro de gaviones, específicamente entre los taludes L9 y L11; y entre los cortes L-13 y L-16 (Véase **Planos Nos. 3** y **5**) se aprecian bloques potencialmente inestables cuyo mecanismo de falla no responde a la relación geométrica entre las discontinuidades y las orientaciones de los taludes, pero que sí muestran la influencia de la familia de diaclasas D_2 (Región Estructural 1) orientada N51E/85SE.

Los deslizamientos en estos cortes se producen de manera similar a la falla planar con grieta de tracción. Sin embargo, el plano de movilización no está controlado por una familia de discontinuidades. En este caso el puente (es decir,

el desplazamiento) se realiza por el material rocoso, en ángulos entre 20 y 30 grados, según las evidencias (y mediciones) obtenidas en campo.

Por lo tanto para el análisis estático de estas laderas se adoptó este tipo de fenómeno de remoción en masa como mecanismo principal de rotura y, como método de evaluación el presentado por Norrisahnd and Wyllie (1996), que es una versión generalizada del tratamiento de falla planar desarrollado por Hoek y Bray (1974).

Los perfiles A-A´, B-B´ y E-E, (**Plano No. 3** y **Anexo No. 6**) ilustran la geometría de los taludes estudiados. La altura de los cortes (**H**) varía desde 5.5 m. Hasta 9.5 m., la pendiente de la cara del talud (ϕ**f**) es del orden de los 78º, con ángulos en el tope (ϕ**s**) entre 8º y 37º. El buzamiento del plano de movilización (ϕ**p**) oscila entre 20° y 30°. Las grietas de tracción muestran orientación promedio N50E, están separadas de la cara del talud entre dos y cuatro metros (2 m. < **b** > 4 m.) y sus profundidades, **Z**, oscilan desde los 5.20 m. hasta los 9.80 m.

En el perfil A-A´ (véanse **Plano No. 3** y **Anexo No. 6** – Fotografías 1 a 4) se contempló además del análisis anterior, el proceso de erosión diferencial en la base del talud. En este sentido se estudió la influencia de una excavación en la base del corte.

De otro lado, en los limites norte y sur del área de estudio existen evidencias de dos antiguos deslizamiento de tierra (cortes C-C´ y D-D´ del plano No 3), ya estabilizados. El espesor de los materiales movilizados no supera los dos metros y está integrado (posiblemente) por horizontes de suelo residual traslocados. El plano de falla discurre paralelo a la superficie del terreno con inclinaciones entre 30º y 35º, y descansa en una secuencia monolítica de areniscas (Trss1).

Definidos los tipos de falla por estudiar, el siguiente paso consistió en formular un análisis paramétrico para cada uno de los taludes en estudio. Es decir, determinar los valores de cohesión y del ángulo de fricción a movilizar para obtener un factor de seguridad equivalente a la unidad. El efecto seudoestático de sismicidad y la respuesta de las presiones hidrostáticas fueron evaluados considerando diversos niveles de aceleración y de posición de la tabla de agua en la grieta de tracción

Las **Figuras Nos. 4.11** a **4.13** muestran los resultados obtenidos del análisis paramétrico. En estas gráficas, las envolventes superiores corresponden a condiciones críticas inalcanzables (niveles extremos de agua y sismo), puesto que demandan la movilización de parámetros de resistencia excesivos, con ángulos de fricción de más de 50º que no poseen los materiales de la zona de estudio, para mantenerse estable.

Al superponer los parámetros de resistencia, tanto de las discontinuidades como del material rocoso, en las curvas de los análisis paramétricos, se puede apreciar que la condición de estabilidad para el talud de la sección A-A´ es marginal. En el mejor de los casos, permanecería estable sólo si el nivel del agua en la grieta de tracción no excede la mitad de la profundidad de esta última, y los valores de la aceleración sísmica son despreciables.

El grado de estabilidad del talud de la sección E-E´ es comparativamente mejor al del talud A-A´ mostrando estabilidad relativa aún cuando la grieta esté parcialmente llena (Zw=1/2*Z) y haya sismo (Figura No. 4.13). La movilización tendría lugar para cualquier nivel de la aceleración, sí y sólo sí el nivel del agua en la grieta supere la mitad de su profundidad.

El comportamiento de la porción del frente de explotación para la sección B – B', considerando la superficie de falla a la altura del banco de arenisca, descubre valores del factor de seguridad un poco mayores a los obtenidos para las secciones A - A' y E - E´, aún si la grieta de tracción está totalmente llena. El talud fallaría sólo en condiciones extremas de agua y sismo.

Bajo estas circunstancias sólo podría esperarse la falla de la ladera, en un modelo de disminución progresiva de los parámetros de resistencia en el plano de deslizamiento y para una posición permanente de la tabla de agua en la superficie del terreno.

Cabe destacar que el análisis realizado para el corte B-B´, puede considerarse como una simulación del nivel de estabilidad para un talud posterior a su perfilado. Lo cual significa que los taludes en el frente de explotación con estabilidad crítica están relacionados con zonas de relajación lateral de esfuerzos. Además, deja percibir, desde ya, los beneficios del retiro de las masas potencialmente inestables en la reducción del nivel de amenaza, y como alternativa de solución.

La ladera representada en el corte D – D´ (Figura No. 4.12) resalta la posibilidad de reactivación, cuando el cuerpo del depósito se encuentre totalmente saturado o bajo la estimulación de cualquier efecto sísmico. En el caso de producirse la reactivación del deslizamiento sus consecuencias muy seguramente serian leves, pues la masa potencial de movilización es pequeña (en volumen). De esta manera para el caso en estudio surgen desde ya dos alternativas de tratamiento: eludir el problema o aprovechar la bondad del modelo estratigráfico y de la geometría del depósito y retirarlo.

4.2EVALUACIÓN DE AMENAZA ACTUAL

La estimación de la amenaza, entendida como probabilidad de falla, puede hacerse mediante análisis cuantitativo o por métodos puramente empíricos. En el primer caso, la amenaza es función de múltiples factores que controlan la estabilidad de una ladera, ya sean internos o externos, los cuales están expresados como variables aleatorias, debido a que no son parámetros constantes y en ocasiones son desconocidos. En el segundo caso, los componentes se evalúan subjetivamente y se asignan rangos de intensidad.

Debido a la escala de trabajo del proyecto (1:500) y al nivel de detalle de la investigación geotécnica, se contempló el uso de un método cuantitativo (técnica determinística) para la evaluación de amenaza. Para ello se siguieron los lineamientos de probabilidad de falla presentados por Hoek (1996) en el curso teórico - práctico "Decisiones prácticas y riesgos aceptables en ingeniería de rocas".

La evaluación de amenaza requiere como insumos: conocer los mecanismos de falla, en este sentido se recurrirá a los que fueron tratados en el numeral 4.1.3 (análisis de estabilidad),. y las funciones de probabilidad de las variables involucradas. Dichos elementos unidos al método de análisis de estabilidad más convenientes permiten determinar las curvas de probabilidad para cada uno de los taludes en estudio

Aunque si bien el análisis en principio se realizó para los casos individuales, la probabilidad condicional de falla obtenida en cada uno fue elemento fundamental en al definición de la curva de probabilidad de falla de la zona de estudio. Esta gráfica constituyó el último eslabón de la cadena que condujo a la elaboración del Mapa de Amenaza.

Las variables aleatorias o fuentes de incertidumbre para los mecanismos de rotura seleccionados (señalado en el numeral 4.3.1), están relacionadas con los cambios espaciales de los materiales geológicos, coeficientes de resistencia al corte; y con las condiciones ambientales, aceleración del terreno para un sismo dado y el nivel del agua en la grieta de tracción.

Cada variable aleatoria fue descrita por una función de probabilidad a partir de una media (μ_x) y la desviación estándar (σ_x). Así, para los coeficientes de resistencia, c, ϕ, las medias fueron tomadas como el centro del elipsoide de parámetros representado en las Figuras 4.11 a 4.13 del análisis de sensibilidad. En este sentido se adoptaron como valores promedio: c = 2 ton/m^2 y ϕ = 27° según se trabaje con la elipse mayor, primer espectro, que contempla puentes de roca como parte de las discontinuidades, y c = 2 ton/m^2, ϕ = 22° , segundo espectro, para la menor combinación de parámetros de material rocoso y diaclasas.

Por su parte, la desviación estándar se definió como la diferencia promedio entre los extremos y el centroide de la elipse, con lo que resultó una desviación de 5° para el ángulo de fricción y de 0.5 ton/m^2 en la cohesión.

La función de densidad de probabilidad para la profundidad del agua en la grieta de tracción se ajustó a una distribución exponencial truncada, donde la profundidad promedio del agua es equivalente a la mitad de la altura de la grieta de tracción (**Figuras No. 4.14** y **4.15**). Por último, la frecuencia de ocurrencia del sismo fue tomada de la curva de recurrencia sísmica de Colombia y presentada en el Manual de Amenaza Sísmica.

Fijos los comportamientos de las fuentes incertidumbre, las funciones de probabilidad de las variables se constituyeron en elementos fundamentales para la determinación de la función de probabilidad de falla de cada unos de los taludes potencialmente inestables, estudiados en el numeral 4.1.4. En este sentido se realizaron múltiples corridas, contemplando sólo los valores de las variables en el intervalo $\mu_x - \sigma_x$ y $\mu_x + \sigma_x$, con el fin de determinar el factor de seguridad (en cada caso).

Con los factores de seguridad (F.S) obtenidos se calcularon las curvas de densidad, a partir de las cuales se obtuvo la probabilidad de falla. Definida como la relación entre el área bajo la curva para niveles del F.S menores a la unidad, y el área total de la curva.

Las funciones de distribución del factor de seguridad, y de la probabilidad acumulada para cada talud (cortes A-A, B-B y E-E) y condición de estudio se presentan en las **Figuras Nos. 4.16** a **No. 4.23**. Las gráficas indican que se ejecuto un número suficiente de interacciones, para las diferentes combinaciones de variables.

De los resultados obtenidos, se pude apreciar que la probabilidad de falla del talud A-A varía desde el 74% (con c=2 ton/m^2 y ϕ=27°) hasta el 90%, para c=2 ton/m^2; ϕ =22°, (Figuras No. 4.16 a 4.19). Esta representa un nivel de amenaza alto que confirma la conclusión presentada en el numeral 4.1.4 donde se exponía la condición marginal de estabilidad del talud.

El corte B-B, para la misma combinación de parámetros del talud A-A´, posee una probabilidad condicional de falla del 24% (Figuras No. 4.20 y 4.21). Este resultado pone de manifiesto la importancia que el retiro de los bloques potencialmente inestables tiene en la reducción del grado de amenaza, y por tanto del nivel de riesgo.

La conclusión anterior resulta de comparar los valores de probabilidad de falla para los taludes A-A y B-B, y está basada en el hecho de que el modelo geotécnico y las condiciones geométricas son muy similares para las dos laderas.

El comportamiento del talud para la sección E-E muestra un valor de amenaza intermedio entre el corte A-A y el corte B-B. La probabilidad condicional de falla oscila desde 47% hasta 61%, (Figuras No. 4.22 y No. 4.23), según sea el abanico de parámetros contemplados (espectros).

Basados en los resultados mencionados, se resalta la apremiante condición de movilización de los taludes A-A´ y E-E´, razón por la cual se sugiere el retiro de los bloques potencialmente inestables.

Las **Figuras Nos. 4.24** a **4.26** presentan una compilación de las funciones de distribución de falla para los taludes estudiados, de acuerdo con los valores promedio de los parámetros de resistencia (c y ϕ). En ellas se puede observar claramente las apreciaciones reseñadas en los párrafos anteriores.

Con el ánimo de determinar la probabilidad de falla para cualquier talud del frente de explotación, conocido su factor de seguridad, se estimó la mejor interpolación entre las dos variables. Para ello se calculó el factor de seguridad de los taludes A-A´ B-B´ y E-E´ con el valor medio de las variables aleatorias (Véanse Figuras Nos. 4.14 y 4.15), al que se le asignó la probabilidad condicional en el ambiente actual.

Las curvas de relación de probabilidad de falla, así obtenidas, se presentan en las **Figuras Nos. 4.27** y **4.28**. Aunque las gráficas se encuentran discriminadas por los valores medios de los parámetros de resistencia (c y ϕ) de cada uno de los abanicos (espectros) contemplados, la curva de regresión es única.

Finalmente con ayuda de la curva de probabilidad y gracias al comportamiento relativamente homogéneo en composición estratigráfica y geotécnica de la zona de estudio, fue posible obtener uno de los productos más importantes de este trabajo, el Mapa de Zonificación por Amenaza (**Plano No. 7**).

En este sentido el área de estudio quedo dividido en cuatro zonas, clasificadas a partir de la probabilidad de falla y, catalogadas como de amenaza: baja (categoría I) media (categoría II), media alta (categoría III) y alta (categoría IV). Las laderas más estables, probabilidad de falla $\leq$ 40 %, encierran el costado sur del frente de explotación, los taludes en cercanía al muro de gaviones y el límite norte. Los cortes con amenaza media alta se enmarcan al sur del área perfilada y tratada con estructuras de gravedad. Y los taludes inminentes de falla, con probabilidad de falla entre el 70 % y 90 %, se localizan en la parte central del frente de explotación y al norte de las superficies estabilizadas.

El Mapa destaca la eminente posibilidad de falla de un amplio sector del frente de explotación. La activación de dichos taludes puede llegar a afectar seriamente (definición cualitativa) las viviendas circunscritas a ellos, y por que no la vida de sus habitantes. Por esta razón surge como conclusión de la evaluación de amenaza actual la necesidad de implementar una serie de medidas que permitan la reducción de los niveles de probabilidad de movilización, especialmente de las laderas con probabilidad condicional superior al 40 % (categorías II, III y IV).

5. VULNERABILIDAD Y RIESGO ACTUAL

La evaluación de vulnerabilidad, definida como:

$$V = K/E$$

Donde,

V : Vulnerabilidad
K : Resistencia del elemento expuesto ante la ocurrencia de un evento
E : Grado de exposición del elemento.

Tiene como objetivos analizar la respuesta de los elementos amenazados, y junto con la evaluación de amenaza dilucidar el tratamiento por adelantar. Bajo este contexto, por ejemplo, si las viviendas se encuentran en zona de alta amenaza pero los elementos expuestos (por su resistencia) no sufren daño alguno, puede optarse por convivir con el problema, de lo contrario se puede recurrir a obras de estabilidad o a programas de reubicación.

La evaluación se realizó teniendo como base la encuesta elaborada en cada vivienda, como se explica en el numeral 3.6, donde se indagó sobre el estado físico y las características de las construcciones, el grado de afectación ante la ocurrencia de eventos pasados, las condiciones socioeconómicas de las familias entrevistadas, el valor estimado de los predios y prestación de servicios públicos en el sector, entre otros. Todo lo anterior se presenta en la **Tabla No. 5.1**.

Estos elementos constituyeron base fundamental para estudiar las dos componentes de la vulnerabilidad: la social y la física. Para la social se tomaron en cuenta el nivel de ingresos, los daños sufridos por las viviendas las recomendaciones para medidas urgentes y los servicios públicos, con el fin de cualificar la conciencia de los pobladores ante los eventos amenazantes y su capacidad para reconstruirse.

Aspectos como la edad y área de construcción, estructura de techo, cubierta, tipo de sistema estructural, calidad de la construcción y daños en la misma, fueron baluartes para estimar el índice de vulnerabilidad física.

La vulnerabilidad social fue estudiada y definida en forma cualitativa con base en las apreciaciones del experto en riesgos; mientras el modelo empleado en la evolución del índice de vulnerabilidad física se basó en la propuesta realizada por Léone (1996).

TABLA No 5,1
INVENTARIO DE VIVIENDAS
BARRIO CAROLINA - MIRADOR DE MORROCOS
INVENTARIO

Cód.	Ficha	Código del barrio o asentamiento	No. de la manzana	No. del lote	Estado de la construc.	Dirección	Propietario	Estado de ocupación	No. de apartamentos en la edificación
		2,1	2,2	3	5	7,1	7,2	8	9
406	43	Carolina	D	6	2	Transv. 5J No. 48K - 15 sur	Agudelo José	0	1
404	41	Carolina	D	4	2	Calle 48Q No. 5K - 35 sur	Álvarez Acevedo Arsecio	0	1
606	56	M. Marrocos	*3a*		2	Calle 48F sur No. 5L - 17	Ariza Fislayne	0	1
209	19	Carolina	B	9	1	Cra. 5J No. 48K - 37 sur	Ausique Rosa A.	0	2
608	54	M. Marrocos	*2a*		2	Calle 48F No. 5L - 09	Barón Eliodoro	0	1
603	12	M. Marrocos	*3b*		2	Cra. 5L No. 48Q -36 Int. 4	Barrera Ana Custodia	0	2
212	22	Carolina	B	12		Cra. 5K No. 48K - 28 sur	Barrera Ángel Antonio	0	
214	23	Carolina	B	14	2		Barrera Cayetano	0	1
211	21	Carolina	B	11	1	Cra. 5J No. 48K - 30 sur	Barrera José Edgar	0	4
601	8	M. Marrocos	*5b*	1	2	Cra. 5L No. 48Q - 36 sur	Barrera Reyes	0	1
607	9	M. Marrocos	*3a*		1	Calle 48F No. 5L -13 sur	Beltrán Doris Ana	0	1
412	49	Carolina	D	12	1	Calle 48P sur No. 5K - 08	Bernal Custodio	0	1
306	32	Carolina	C	6	2	Calle 48Q No. 5K - 36	Bohórquez Ramón	0	1
307	33	Carolina	C	7	1	Sin dirección	Bolaños Jaime A.	0	1
416	52	Carolina	D	16	1	Transv. 5J No. 48J - 79 sur Interior 4	Carreño María Ilza	0	2
303	29	Carolina	C	3	1	Cra. 5K No. 48Q - 07 sur	Castañeda José	0	1
610	7	M. Marrocos	*2a*		2	Cra. 5M No. 48R - 20 sur	Castillo Álvaro	0	1
302	28	Carolina	C	2	1	Cra. 5K No. 48 - 11 sur	Díaz Rafael	0	1
216	25	Carolina	B	16	2	Cra. 5J No. 48K - 45 sur Interior 2	Díaz Yorlen	0	1
314	38	Carolina	C	14	2	Calle 48Q No. 5K - 03 sur	Duarte de Cuevas Serafina	0	1
200	26	Carolina	B		2	Cra. 5K No. 48L - 20 sur Interior 1	Enrique	0	1
417	53	Carolina	D	17	1	Transv. 5J No. 48J - 79 sur Interior 5	Erazo Q. Jaime Alberto	0	2
602	13	M. Marrocos	*4b*		2	Cra. 5L No. 48Q Int. 3	Fuquen Alcides	0	1
202	15	Carolina	B	2	1	Cra. 5K No. 48L - 16 sur	García Pinzón Pablo	0	3
104	4	Carolina	A	4	1	Cra. 5K No. 48L - 31 sur	González Luis A.	0	1
612	55	M. Marrocos				Diagonal 48P No. 5K - 58	González Paulino	0	1
304	30	Carolina	C	4	1	Sin dirección	José Antonio	0	1
310	36	Carolina	C	10	1	Calle 48P No. 5K - 02 sur	José I. de Dios L.	0	1
311	36A	*Carolina*	*C*	*11*	*1*	*Calle 48P No. 5K - 02 sur*	*José I. de Dios L.*	*0*	*1*
101	1	Carolina	A	1	3		Martínez Euroro	0	
611	10	M. Marrocos	*1a*		2	Detrás A - 1	Martínez Euroro	0	1
410	47	Carolina	D	10	1	Transv. 5J No. 48J - 79	Merchán Pablo Emilio	0	1
203	16	Carolina	B	3	1	Cra. 5K No. 48L - 14 sur	Nudez Alirio	0	2
215	24	Carolina	B	15	2	Cra. 5K No. 48K - 24 sur	Ocampo Fáber	0	1
413	50	Carolina	D	13	1	Cra. 5 No. 48P - 07 sur	Ortiz Luis	0	2
407	44	Carolina	D	7	1	Sin dirección	R. José Guillermo	0	1
403	40	Carolina	D	3	1	Calle 48Q No. 5K - 33 sur	Riaño Emiro	0	
408	45	Carolina	D	8	1	Calle 48P sur No. 5K - 10	Riaño José	0	2
204	17	Carolina	B	4	2	Cra. 5K No. 48L - 43 sur	Rira Rosalba	0	1
301	27	Carolina	C	1	1	Cra. 5 No. 48Q - 03 sur	Romero Luz Mery	0	2
103	3	Carolina	A	3	1	Carrera 5K No. 48L - 33 sur	Santiesteban José	0	2
105	5	Carolina	A	5	2	Cra. 5K No. 48L - 20 sur	Siabato Campo Abel	0	3
102	2	Carolina	A	2	1	Transversal 5J No. 48L - 89 sur	Siabato José	0	4
411	48	Carolina	D	11	2	Transv. 5J No. 48J - 07 sur Interior 2	Silva José Joaquín	0	2
402	39	Carolina	D	2	1	Calle 48Q No. 5K - 31 sur	Silva Luis Ernesto	0	2
201	14	Carolina	B	1	1	Cra. 5K No. 48L - 01	Solano Luis A.	0	2
208	18	Carolina	B	8	1	Cra. 5J No. 48K - 39 sur	SuárezCecilia	0	1
414	51	Carolina	D	14	1	Transv. 5J No. 48J - 73 sur	Velandia Juan	0	1
106	6	Carolina	A	6	1	Cra. 5K No. 48L - 21 sur	Zetina Pedro A.	0	1
210	20	*Carolina*	B	10		Cra. 5J No. 48K - 35 sur			
305	31	Carolina	C	5	1	Cra. 5K No. 48Q - 13			
308	34	Carolina	C	8					
309	35	Carolina	C	9	2	Calle 48P No. 4K - 03 sur		0	1
312	37	Carolina	C	12	2	Calle 48P No. 5K - 06 sur		0	
313	37A	*Carolina*	*C*	*13*	*2*	*Calle 48P No. 5K - 06 sur*		*0*	
405	42	Carolina	D	5	2			0	1
409	46	Carolina	D	9	2			1	
605	11	M. Marrocos	*4a*		2	Calle 48F No. 5L - 19			
604		M. Marrocos						*2*	
609		M. Marrocos						*2*	
100		Carolina						*2*	

TABLA No 5,1
INVENTARIO DE VIVIENDAS
BARRIO CAROLINA - MIRADOR DE MORROCOS
INVENTARIO

No. de familias en la edificación	No. de residentes en la edificación	Area bruta de la construcción (m^2)	Area lote catastro (m^2)	Número de pisos	Edad de la const.	Tipo de const.	Estructura de la placa del piso	Estructura del techo	Tipo de cubierta	Tipo de sistema estructural	Calidad de la const.	Ha sufrido anterior-mente daño por	Muros portantes
10	11	12	12a	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22,1
1	3		50	1	2	1	1	1		2	2		1
1	5	30	50	1	2	1	4	3	2	1	2		
1	4	50		1	2	1	4	3	2	1	1	1	2
1	4	72	84	2	3	1	4 Cemento	1		2	1		1
1	4	60		2	3	1	1	3	2	2	1		
1	6			1	3	1	1	1		1	2		1
			29,425			4							
1	4	130	137,25	1	2	1	4	3	5	2	2		1
1	4		19,824		3	1	1	1		2	2		2
1	5			1	4	1	1	4	1	1	2		1
1	8			1	3	1	1	1	2	1	2		1
1	6	54	67,5	1	2	1	1	4	5	2	1		1
1	4	72	71,25	1		1	1	1	5	2	1		
1	4	72	76	1	1	1	1	1		2	1	4	1
2	5	39	68	1	2	2	1	3	2	5	1		1
1	8	220	94,5	3	3	1	1	1	5	2	1		1
1	3	50		1	4	1	1	1	5	2	1		1
1	6	72	75	2	3	1	4 Baldosín	1		2	1	4	1
1	4	40	96,74	1	3	1	1	1	5	2	1	1	2
1	4	50	66	1	5	1	4	3	2	1	2		2
1	8	70		1		1	1	1	5	2	2	1	1
2	7	65	68	1	2	1	1	3	3	2	2		
1	7	36		1	3	1	1	3	2	1	1		
2	6	144	72	2	2	1	1	3	2	2	1	4	1
2	11	72	72	2	5	2	1	1		2	1	4	1
1	2			1	2	1	1	1	5	1	2		
3	15	72	162,36	2	3	1	1	1		1	1	4	1
2	7	77	45,6	2	3	1	4 Cemento	1		2	1	4	1
2	*7*	*77*	45,6	*2*	*3*	*1*	*4 Cemento*	*1*		*2*	*1*	*4*	*1*
			96										
1	1	30		1		1	3	3	2	6	2		1
1	6	70	63	1	3	1	1	3	2	1	2		2
2	7	72	72	2	2	1	1	1		2	1		1
1	7		102	1	1	1	1	1	2	2	3		2
2	8	130	67,5	3	2	2	1	1		5	1		1
1	4	60	100	1	1	1	1	1		2			1
		70	50	2						2	1		
1	4		60	2	3	1	1	2	2	2	1		1
1	9		72	1	5	1	1	4	2	2	2	3	1
2	6		93	1	2	2	1	1		2	1	2	2
1	7		72	2	2	1	1	1		3	1		1
1	10	180	72	3	5	1	1	1	2	5	1	1	1
4	12	192	96	3	3	2	1	1	2	1	1		1
2	4	63	63	1	2	1	1	1	5	2	2		
2	6		50	2	3	2	1	1		2	1		1
3	8	72	72	2	3	2	1	1		2	1		1
1	4	144	108	2	2	1	4 Cemento	1	5	2	2	1	2
1	5		63,75	2	2	1	1	1	5	3	1		
1	5	72	72	2	2	1	1	1		1	2	4	1
			78							*1*			
			76					1		1			1
			39,9										
1	8	68	111,9	1		1	1	3	2	1	2		
		20	47,5	1						1	2		
		20	72	*1*						*1*	*2*		
1	4	60	50	1	3					2	2		
		120	347,36	1	2	5	5	4	5	2	2		
	1	30		1			1	3	2	5	2		

TABLA No 5,1
INVENTARIO DE VIVIENDAS
BARRIO CAROLINA - MIRADOR DE MORROCOS
INVENTARIO

Columnas	Vigas	Nudos de los pórticos	Muros de cortante	Escaleras	Pisos	Cubierta	Tabiques inferiores	Tabiques divisorios	Tabiques de exteriores	Instala-ciones eléctricas	Plomería Canali-zación (Gas)	Daño en toda la construc.	Condición del suelo en el lugar	Inestabilidad del suelo
22,2	22,3	22,4	22,5	22,6	22,7	22,8	23,1	23,2	23,3	23,4	23,5	24	25	26
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3	
												1	3	
1	1	1	1	1	2	1	2	2	1	2	1	2	3	5
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	
												1	3	5
1	1	1	1	1	1	2	1	1	1	1	1	2	3	5
1	2	1	1	1	1	2	1	1	1	2	1	2	3	
2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3	*5*
1	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3	5
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3	5
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3	
												1	3	
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3	
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3	
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3	5
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	*5*
2	2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	2	3	
1	1	1	2	1	1	1	2	2	2	2	2	2	3	
1	1	1	1	1	1	4	1	1	1	1	1	2	3	
												1	3	
												1	3	5
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3	*6*
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	*5*
												1	3	5
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	*5*
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3	
1	*1*	*1*	*1*	*1*	*1*	*1*	*1*	*1*	*1*	*1*	*1*	*1*	*3*	
														6
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3	5
2	1	1	2	1	2	2	2	2	2	2	2	2	3	
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	*6*
1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	3	1	2	3	
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3	
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3	
												1	3	
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3	
1	1	1	2	1	1	2	1	1	1	1	1	2	3	*6*
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	3	
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3	*5*
3	3	3	4	1	1	1	1	1	1	1	1	2	3	*6*
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3	*6*
												1	3	
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3	
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	*6*
1	1	1	1	1	1	1	2	2	1	1	1	2	3	*6*
												1	3	
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	*6*
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	
												1	3	
													3	
													3	5
												2	3	
												1	3	

TABLA No 5,1
INVENTARIO DE VIVIENDAS
BARRIO CAROLINA - MIRADOR DE MORROCOS
INVENTARIO

Agua	Alcantarillado	Energía eléctrica	Gas	Teléfono	Calle pavimentada	Monto mensual de ingresos familiares (en miles)	Valor de bienes - enseres- (en miles)	Valor estimado del inmueble por el propietario (en miles)
28,1	**28,2**	**28,3**	**28,4**	**28,5**	**28,6**	**A**	**B**	**C**
1	1	1	2	2	2	240		15000
1	1	1	2	2	2	230	1000	
1	1	1	2	2	2	250	900	15000
1	1	1	2	1	1	250	600	14000
1	1	1	2	1	1			
1	1	1	2	1	2	240	5000	15000
1	1	1	2	2	2	240	600	10000
1	1	1	2	1	2			
1	1	1	2	1	2	240	3000	8000
1	1	1	2	1	2	500	2000	20000
1	1	1	2	2	2	550	800	
1	1	1	2	2	2			
1	1	1	2	2	1	250		12000
1	1	1	2	1	2	240	5000	12000
1	1	1	2	2	2			25000
1	1	1	2	2	2			
1	1	1	2	2	2	250	1200	19000
1	1	1	2	2	2			
1	1	1	2	1	2	250	300	15000
1	1	2	2	2	2			
1	1	1	2	2	2		10000	
1	1	1	2	2	2			
1	1	2	2	1	1	400		22000
1	1	1	2	1	1			17000
1	1	1	2	1	2			
1	1	1	2	2	2			
1	1	1	2	1	1	250	1200	14000
1	*1*	*1*	*2*	*1*	*1*	*250*	*1200*	*14000*
1	1	1	2	2	2	450	400	8000
1	1	1	2	1	2			
1	1	1	2	2	2	240		10000
1	1	1	2	1	2	240	4000	40000
2	1	1	2	1	1	250		
1	1	1	2	1	2	240	1000	15000
1	1	1	2	2	1	240	3000	20000
1	1	1	2	1	2	240		
1	1	1	2	1	2		10000	35000
1	1	2		1	1	350	10000	35000
1	1	2		1		1800	1000	50000
1	1	1	2	2	2			
1	1	1	2	2	2			15000
1	1	1	2	1	1	250		14000
1	1	2	2	1	2	400	600	15000
1	1	1	2	2	2			
1	1	1	2	2	1		600	15000
1	1	1	2	2	2			
1	1	1	2	2	2			
1	1	1	2	2	2			
		1						

TABLA No. 5.2

DESCRIPCIÓN DE LOS CAMPOS DE LA BASE DE DATOS DEL INVENTARIO DE VIVIENDAS BARRIO CAROLINA - MIRADOR DE MARROCOS

NOMBRE DE CAMPO	DESCRIPCION	VALORES POSIBLES						
COD	Código							
FICHA	Ficha							
BARRIO	Barrio o asentamiento							
N_MANZ	No. de la manzana							
N_LOTE	No. del lote							
ESTADO	Estado de la construcción	1. Completa	2. Incompleta	3. Lote vacío				
DIR	Dirección							
PROP	Propietario							
OCUPAC	Estado de ocupación	0. Ocupada	1. En proceso de reubicación	2. Reubicación				
N_APART	No. de apartamentos en la edificación							
N_FLIAS	No. de familias en la edificación							
N_RESID	No. de residentes en la edificación							
A_CONST	Area bruta de la construcción (m2)							
A_LOTE	Area lote catastro (m2)							
N_PISOS	Número de pisos							
EDAD_CON	Edad de la construcción	1. < 1 año	2. 1 a 3 años	3. 3 a 6 años	4. 6 a 10 años	5. > 10 años		
TIPO_CON	Tipo de construcción	1. Unifamiliar	2. Multifamiliar	3. Institucional	4. Industrial	5. Otro		
EST_PLAC	Estructura de la placa del pisc	1. Concreto ref.	2. Metálico	3. Madera	4. Otro			
EST_TECH	Estructura del techo	1. Concreto ref.	2. Metálico	3. Madera	4. Otro			
TIPO_CUB	Tipo de cubierta	1. Teja	2. Asbesto cemento	3. Zinc	4. De recuperación	5. Placa		
TIPO_EST	Tipo de sistema estructural	1. Muros portanes	2. Pórtico	3. Pórtico con tabiques	4. Entramado con tabiques	5. Sistema mixto	6. De recuperación	
CAL_CONS	Calidad de la construcción	1. Buena	2. Regular	3. Mala				
DANO_ANT	Ha sufrido anteriormente daño po	1. Deslizamiento	2. Sismo	3. Inundación	4. Infiltración			
MUR_PORT	Daño en muros portantes	1. Ninguno	2. Ligero	3. Moderado	4. Fuerte	5. Severo		
COLUMN	Daño en columnas	1. Ninguno	2. Ligero	3. Moderado	4. Fuerte	5. Severo		
VIGAS	Daño en vigas	1. Ninguno	2. Ligero	3. Moderado	4. Fuerte	5. Severo		
NUD_PORT	Daño en los nudos de los pórticos	1. Ninguno	2. Ligero	3. Moderado	4. Fuerte	5. Severo		
MUR_CORT	Daño en los muros de cortante	1. Ninguno	2. Ligero	3. Moderado	4. Fuerte	5. Severo		
ESCAL	Daño en escaleras	1. Ninguno	2. Ligero	3. Moderado	4. Fuerte	5. Severo		
PISOS	Daño en pisos	1. Ninguno	2. Ligero	3. Moderado	4. Fuerte	5. Severo		
CUB	Daño en la cubierta	1. Ninguno	2. Ligero	3. Moderado	4. Fuerte	5. Severo		
TAB_INF	Daño en tabiques inferiores	1. Ninguno	2. Ligero	3. Moderado	4. Fuerte	5. Severo		
TAB_DIV	Daño en tabiques divisorios	1. Ninguno	2. Ligero	3. Moderado	4. Fuerte	5. Severo		
TAB_EXT	Daño en tabiques de exteriores	1. Ninguno	2. Ligero	3. Moderado	4. Fuerte	5. Severo		
INS_ELEC	Daño en instalaciones eléctricas	1. Ninguno	2. Ligero	3. Moderado	4. Fuerte	5. Severo		
PLOMERIA	Daño en plomería, canalización (Gas	1. Ninguno	2. Ligero	3. Moderado	4. Fuerte	5. Severo		
DANO_CON	Daño en la toda la construcción	1. Ninguno	2. Ligero	3. Moderado	4. Fuerte	5. Severo		
CON_SUEL	Condición del suelo en el lugar	1. Roca	2. Firme	3. Medio	4. Blando			
INEST	Inestabilidad del suelo	1. Ninguna	2. Reptamiento	3. Leve hundim.	4. Fuerte hundim.	5. Deslizamiento	6. Caída de roca	7. Otro
AGUA	Presencia de acueducto	1. Si	2. No					
ALCANT	Presencia de alcantarillado	1. Si	2. No					
EN_ELEC	Presencia de energía eléctrica	1. Si	2. No					
GAS	Presencia de gas	1. Si	2. No					
TEL	Presencia de teléfono	1. Si	2. No					
PAVIM	Presencia de calle pavimentada	1. Si	2. No					
INGRESOS	Monto mensual de ingresos familiares (en miles)							
BIENES	Valor de bienes -enseres- (en miles)							
INMUEB	Valor estimado del inmueble por el propietario (en miles							
VAL_CAT	Valor estimado del inmueble por catastro (en miles)							

La asignación de códigos descrita en el numeral 3.6, se utilizó para poder manejar la información a través de una herramienta de Sistema de Información Geográfica (SIG), con la cual fue posible consultar los datos de las viviendas, y a la vez realizar los análisis correspondientes a este capítulo. En la **Tabla No. 5.2** se indican la nomenclatura e intervalos asignados a cada variable.

5.1 VULNERABILIDAD SOCIAL

La vulnerabilidad social se evaluó como la capacidad de respuesta de la población ante la ocurrencia de un evento que ocasione daños; en este sentido se tomaron como componentes de análisis la capacidad económica de los pobladores y el nivel de conciencia de los habitantes.

Aunque la capacidad de respuesta de la comunidad involucra el estudio de otros aspectos como la organización del barrio en lo referente a juntas administradoras locales y juntas de acción comunal, puesto que son éstas las encargadas de actuar como intermediarios entre la comunidad y las entidades del distrito, y de esa manera dar a conocer los lineamientos necesarios a seguir ante la ocurrencia de un desastre como un fenómeno de remoción en masa, la evaluación del funcionamiento tanto de los representantes de la comunidad como de las entidades del distrito no fue contemplada, por estar fuera de los alcances de este estudio.

La vulnerabilidad social se evaluó cualitativamente a partir de la información colectada, pues se considera no existen aún las herramientas necesarias para cuantificarla. En los siguientes párrafos se hace una breve descripción de las condiciones relevantes en el aspecto social.

Si bien la comunidad reconoce, más por la recurrencia de los deslizamientos en la zona, el estado potencial de peligro, subvaloran en algunos casos o aceptan en otros las posibles consecuencias de ellos. Cualquiera sea su percepción ante los problemas de inestabilidad la decisión de no evacuar sus viviendas es una constante en los habitantes.

Decisión sustentada en los principio de arraigo y posesión. Arraigo por que el chircal les ha permitido tener acceso a su propio espacio vital que esperan no abandonar, y posesión puesto que allí adquirieron su lote y construyeron su vivienda, única propiedad en su vida, en la cual permanecerán a pesar de los problemas de inestabilidad hasta tanto no tengan un nuevo recinto (seguro por supuesto) sin estar abocados a pagarlo por segunda vez.

Es importante reseñar que la población no cuenta con sistemas de alerta y alarma que permitan una oportuna y rápida evacuación de los habitantes. Tampoco posee una organización interna, (comunitaria para manejar emergencias por fenómenos de inestabilidad).

La capacidad de respuesta entre la población medida por los ingresos brutos se puede catalogar entre media baja y baja, pues se presenta un valor modal de un salario mínimo por familia (**Figura 5.1**). Ingresos que no permitiría a los habitantes una rápida y apropiada recuperación de su condición de vida actual, expresada en vivienda y bienes, en caso de presentarse un desastre.

Al considerar los tópicos anteriores es claro que las condiciones de vulnerabilidad socioeconómica son similares para toda la población. Es decir no constituye un aspecto discriminante para el tratamiento del sector, por lo cual puede incorporarse como una constante en la evaluación de riesgo. Aun que no se cuenta, en este proyecto con elementos comparativos para cualificar la vulnerabilidad social, se estima que ella oscila desde media baja hasta baja, básicamente por la incapacidad de la comunidad de sobrellevar un desastre y de recuperar su condición de vida actual, posterior a su ocurrencia.

5.2 VULNERABILIDAD FISICA

Es posible evaluar la vulnerabilidad física tomando en consideración diferentes elementos de estudio, como la cobertura de servicios públicos o la calidad de la construcción, en este último aspecto se puede incluso hablar de “mantenimiento de la construcción”.

Con fines prácticos para la elaboración de este trabajo se optó por evaluar la vulnerabilidad de las viviendas a partir del grado de exposición de éstas ante el fenómeno amenazante y del comportamiento de las construcciones en tal circunstancia. El primer término se denomino grado o índice de exposición (IE) y el segundo índice de resistencia (IR).

Finalmente se conjugaron los índices antes descritos para estimar la vulnerabilidad física. A continuación se realiza una descripción de cada uno de ellos y los valores asumidos en cada caso.

5.2.1 Índice de Exposición

A partir de la evaluación geotécnica realizada se identificaron los diferentes fenómenos de remoción que afectan el sitio CMM, estableciendo zonas de afectación directa e indirecta para cada mecanismo, como se indica en el **Plano No. 8,** Zonas de Afectación.

Las zonas de afectación fueron definidas para cada tipo de fenómenos, gracias a las evidencias de campo. Así, como en los taludes con posibilidad de falla por bloques, las grietas de tracción están separadas de la cara de los cortes entre dos y cuatro metros; se adopto la distancia máxima como el límite superior del escenario de influencia directa. Por ser este mecanismo el de mayor influencia

en las construcciones de la parte superior del talud, y el principal proceso de inestabilidad en el chircal se hizo extensivo el criterio de definición a todos los cortes del frente de explotación.

El limite externo de la zona de influencia indirecta se obtuvo con base en la distancia de viaje de las masas inestables. Ella fue determinada como la separación en planta a lo largo del eje del movimiento entre la corona y el ápice de la pata. Coincidencialmente las distancias de viaje para los diferentes fenómenos de remoción en masa (flujo de detritos, deslizamientos traslacionales y falla por bloque) fue igual a 10 m.

Con base en las diferentes zonas de exposición se pudo establecer el área afectada por vivienda. Además, con el dato del área por predio que se obtuvo del levantamiento topográfico (comparada con la información de catastro), fue posible estimar el índice de exposición (IE), como la relación entre área afectada del predio (Aaf) y área total del predio (At), así:

$$IE = Aaf/At$$

5.2.2 Índice de Resistencia (Ir)

El índice de resistencia utilizado para evaluar la vulnerabilidad se midió a partir de las componentes del sistema estructural de las viviendas como son: la cubierta, la estructura de techo y el tipo de sistema estructural (Tabla No. 5.2)**,** y el tipo de material constitutivo de cada componente. Sin embargo, vale la pena mencionar que el mejor parámetro de resistencia debería obtenerse de ensayos in-situ sobre los componentes estructurales, pero este tratamiento elevaría el costo del estudio.

Los criterios de evaluación fueron adoptados en forma equivalente para toda el área de estudio. Esto significa que la valoración de los parámetros involucrados no realizó discriminación alguna por tipo de solicitud (FRM) o por ubicación de la vivienda ante ella.

A las variables mencionadas se les asignó un grado de contribución a la resistencia mediante criterios adoptados con base en la experiencia del experto así: en lo referente al tipo de cubierta, ésta puede aportar un 30 % de la resistencia de la vivienda ante un fenómeno de remoción en masa. En el sitio CMM predomina la cubierta en asbesto cemento, como lo muestra la Figura No. 5.1, y en un menor porcentaje se encuentran la de placa cemento, teja y zinc.

El material de la estructura de techo fue incluido como elemento aportante en un 30% de la resistencia total de la vivienda. La estructura de mayor predominio en CMM es la de concreto reforzado seguida por la de madera como se muestra en la **Figura No. 5.2**.

Otra de las variables involucradas es el tipo de sistema estructural, siendo éste el elemento considerado con mayor aporte, 40%. La **Figura No. 5.3** muestra la composición de las unidades residenciales por sistema estructural según los datos obtenidos en la encuesta.

El aporte de cada tipo de material para los componentes estructurales se realizo de forma cualitativa. Los valores fueron asignados entre 0 y 1 (mayor aporte), intentando calificar su contribución como elemento reductor de la energía cinética de las masas inestables. La **Tabla No. 5.3** contiene las cantidades asignadas, de ella se aprecia que las unidades construidas en concreto reciben las mayores calificaciones 0.85, y las de recuperación escasamente contribuyen con 0.05.

TABLA No. 5.3
VALORES ASIGNADOS PARA LOS DIFERENTES TIPOS DE ESTRUCTURA

TIPO	MATERIAL/ESTRUCTURA	VALOR ASIGNADO
Cubierta	1. Teja	0.85
	2. Asbesto cemento	0.70
	3. Zinc	0.40
	4. De recuperación	0.05
	5. Placa	0.85
Estructura de techo	1. Concreto reforzado	0.85
	2. Metálica	0.70
	3. Madera	0.40
	4. Otro	0.05
Sistema estructural	1. Muros portantes	0.75
	2. Pórticos	0.85
	3. Pórticos con tabiques	0.75
	4. Entramado con tabiques	0.75
	5. Sistema mixto	0.25
	6. De recuperación	0.05

Por último el índice de resistencia se definió a partir de la siguiente relación:

$$IR = 0.3*C + 0.3*T + 0.4*S$$

Donde,

IR : Indice de resistencia
C : Valor asignado para tipo de cubierta
T : Valor asignado para tipo de estructura de techo
S : Valor asignado para tipo de sistema estructural

Los resultados del análisis con este índice quedan indicados en la **Figura No. 5.4**, donde se observa una distribución modal de los datos obtenidos, con un valor entre 0.55 y 0.60 de este índice, lo que puede traducirse en una resistencia media de las viviendas.

5.2.3 Índice de Vulnerabilidad Física

Con los índices de resistencia y exposición hallados anteriormente, se calculó el índice de vulnerabilidad física (IVF), para lo cual se busco una ecuación que cumpliera con las siguientes condiciones:

- Cuando IE = 0, IVF = 0.
- Cuando IE = 1, IVF = 1.

Para cualquier valor de IR e IE, $1 \geq IVF \geq 0$.

Pueden existir innumerable funciones que cumplan con las anteriores condiciones, sin embargo para fines prácticos se adoptó la ecuación propuesta por Leone (1996), reemplazando los parámetros de resistencia y exposición por los índices reseñados:

$$IVF = \left[1 - (IR)^{IE}\right]^{(1-IE)}$$

Donde,

IVF : Índice de vulnerabilidad física.
IR : Índice de resistencia.
IE : Índice de exposición.

Con base en el IVF, el grado de vulnerabilidad se dividió en tres grupos, como se indica en la **Tabla No. 5.4**.

TABLA No. 5.4
GRADO DE VULNERABILIDAD

GRADO DE VULNERABILIDAD	INTERVALOS DE IVF
Baja	0 – 0.20
Media	0.20 – 0.40
Alta	0.40 – 1.00

Según el procedimiento anterior se concluye que el sitio CMM presenta en general una vulnerabilidad física baja. Sin embargo, existen algunas viviendas con un grado de vulnerabilidad entre medio y alto, considerados casos

particulares por tratarse de un porcentaje bajo del total de viviendas en la zona de estudio (Véase la **Figura No. 5.5**). Entre los casos particulares se encuentra las viviendas 605, 606, 313 y 314 localizadas al borde del talud en el costado oeste del sector. (Véase el **Plano No. 9**).

Dichas viviendas, cuentan además con un segundo elemento perturbador. Están ubicadas en zonas de media alta y alta amenaza. Esta condición particular conduce irremediablemente a dos posibilidades reubicarlas o reducir el potencial de amenaza con la implementación de medidas de control físico.

La solución a la inquietud anterior se tratará en el capitulo 6 correspondiente a las medias correctivas, dado que implica revaluar su condición de amenaza en conjugación con las obras de estabilidad, y determinar el costo estimado de falla para las dos soluciones propuestas.

5.3 RIESGO ACTUAL

El riesgo incurrido en una zona o elemento, frente a una solicitud determinada, se puede expresar al combinar la probabilidad de ocurrencia de la solicitud (amenaza actual) con las pérdidas potenciales.

Para el presente trabajo las pérdidas potenciales corresponden a las pérdidas directas en viviendas y enseres, las cuales se pueden calcular multiplicando los costos de capital por el índice de vulnerabilidad física. El riesgo, entendido como una aproximación a valor índice, queda de esta manera; definido en términos de pesos.

Para obviar el subjetivo contexto de los costos de capital, ya que ellos son el resultado de la conveniencia de los moradores en la zona, se puede optar por considerar el valor promedio de ellos. Esto no es otra cosa que expresar el índice de riesgo aumentando por una constante.

Por lo tanto, por simplicidad en la presentación de los resultados, se abstrajeron los costos de capital. Entonces, el índice de riesgo corresponde a un valor entre 0 y 1, donde los mayores niveles de riesgo son cantidades cercanas a la unidad.

El **Plano No. 10** ilustra el resultado obtenido, y destaca la apremiante necesidad de tratar las masas potencialmente inestables, o de reubicar las viviendas establecidas en la cresta de las mismas, conclusiones registradas en los análisis de amenaza y vulnerabilidad actual.

Si bien es claro que la mayor parte del área se encuentra en categoría de riesgo bajo; el porcentaje de pérdidas de capital, sin considerar vidas humanas, ni costos de reubicación, amerita el tratamiento de los taludes con obras de control, estabilización y mitigación.

6. MEDIDAS CORRECTIVAS

Paralelo con la evaluación de amenaza actual, se realizó un análisis de la probabilidad de falla futura, que contemplará diferentes tipos de medidas correctivas. Las soluciones estudiadas fueron preseleccionadas bajo dos principios básicos: el primero, que los costos de inversión física en obras de estabilización o control de erosión no superaran el valor neto del programa de reubicación para el escenario crítico, el cual se estimó en $130.000.000 de pesos; la segunda, se basó en la posibilidad operativa de ejecución de la obra.

Con base en los criterios reseñados en el párrafo anterior y las conclusiones obtenidas en las etapas precedentes (amenaza, vulnerabilidad y riesgo actual) se definieron como medidas de control: el perfilado, la construcción de sistemas de drenaje superficial, la reubicación y la elución, es decir no hacer nada. (véase Capítulo 4).

La selección final de las obras se fundamentará en un análisis comparativo entre el riesgo “aceptado” y el valor de las obras de mitigación, procedimiento que se explicará en este capítulo. La definición de riesgo, sin embargo, implica determinar la eficiencia de las medidas en la reducción de la condición de amenaza y vulnerabilidad.

6.1 EVALUACIÓN DE AMENAZA FUTURA

El primer paso para establecer la bondad de cualquier medida de mitigación o estabilización consiste en simular (o en algunos casos cualificar) el comportamiento de las laderas (o taludes) frente a su presencia. El proceso de simulación encadena: (múltiples etapas) la definición del comportamiento de las variables aleatorias, (parámetros de resistencia y condiciones ambientales) y de sus funciones de probabilidad, sí se estiman cambian radicalmente antes y después de la incorporación de las obras de estabilización; la formulación del análisis de estabilidad (estático y dinámico) y la determinación de la probabilidad de falla.

Lo anterior no es otra cosa que la que la evaluación de amenaza futura. El desarrollo de este tema con la perspectiva señalada conducirá irremediablemente a enfrentarse nuevamente con el marco teórico expuesto en el Capítulo 4 (numerales 4.3.1 y 4.2). No obstante, la mayor parte del proceso de simulación se encuentra culminado.

En primera instancia los mecanismos de falla y por ende las funciones de probabilidad ilustradas en el Capítulo 4; se asumen válidos en el dominio de participación de las medidas correctivas. En este sentido las dos bandas (elipses)

de variación de los parámetros de resistencia contemplados en el análisis estático (Figura No. 4.11 a No. 4.13) y el comportamiento de las variables aleatorias, c, ϕ aceleración sísmica (a) y Zw (profundidad de agua en al grieta de tracción) representado en las Figuras No. 4.15 y 4.16 mantienen vigencia en el análisis de amenaza futura.

Y en segundo lugar los modelos geotécnicos, traducidos en las secciones transversales A – A´, B –B´ D –D´ y E –E´ del **Plano No. 3**, facilitarán estudiar y concluir sobre el comportamiento y beneficios de las medidas de mitigación.

De los análisis elaborados para las medidas de solución se puede afirmar que: la condición de amenaza para las alternativas de elución (no hace nada) y reubicación es equivalente a la probabilidad de la falla de los taludes para las solicitaciones actuales (Figuras No 4.16 a 4.23). Situación extrema para la permanencia de los habitantes en el barrio, especialmente cuando se descubre al observar los planos de Amenaza Actual (**Plano No. 7**) y exposición (**Plano No. 8**) que cerca del 20 % de las viviendas pueden resultar perjudicadas (afectadas).

En el capítulo 4 se vio como los cortes A – A´, y E –E´ presentan una condición de estabilidad marginal, cuya probabilidad de falla varía entre 74 % y 90 % (según el intervalo de parámetros a considerar), muy diferente al marco "relativamente" estable del talud de la sección B –B´ que presenta una probabilidad condicional máxima de fallo del 24 %. Allí se precisa al comparar los valores de amenaza (probabilidad de falla) para los taludes A – A´, y E –E´ con el corte B –B´ la importancia del retiro de los bloques críticos o las labores de perfilado como medida de mitigación. En general, la probabilidad de falla con esta medida se reduce entre un 30 % y 60 %, lo cual acredita su beneficio de implementación.

De otro lado, al considerar la implementación de un sistema de drenaje eficiente, que impida que la posición de la tabla de agua en la grieta de tracción supere la mitad de la profundidad de ésta, da lugar a una leve mejora en las condiciones de estabilidad de los taludes y del valor de amenaza, máxime si se tiene en cuenta la razón obtenida con el perfilado. La probabilidad de falla en estos casos desciende entre un 10% y un 20% (**Figuras Nos. 6.1 a 6.4**).

El mejor desempeño del sistema de drenaje se obtendría para el talud A-A´. La probabilidad de falla para el primer abanicó de parámetros c= 2 ton/ $m^{2,}$, ϕ = 27 y la grieta de tracción localizada a 4 metros de la cara del talud (b = 4 m) disminuye en 21 %, al pasar de 74 % (Figura No. 4.18) al 53 % (Figura No. 6.1).

Para el caso del talud B –B´, la probabilidad de falla descendería del 24 % al 10 % (Figuras Nos. 6.3 a 6.4). El desempeño del sistema del drenaje en el talud E – E´, no tendría una apreciable repercusión en la disminución del grado de amenaza.

Basados en los resultados mencionados, se sugiere el retiro de los bloques potencialmente inestables. La anterior media complementada con un eficiente sistema de drenaje reduce la probabilidad condicional de falla hasta en un 80%, convirtiendo la valoración de la amenaza de alta a baja.

6.2 VULNERABILIDAD FUTURA

Si bien los escenarios antes o después de la ejecución de obras, para medidas como el perfilado son diferentes, no sucede lo mismo con las restantes medidas de solución. Para tal solución las zonas de exposición se modificarían (ampliándose) y darían lugar a un aumento en el índice de vulnerabilidad física. Este aumento no se considera significativo por lo tanto se asumirá, por simplicidad durante la toma de decisiones, vigente (válido) el índice de vulnerabilidad física actual.

En este orden de ideas el lector deberá interpretar el **Plano No. 9** como el modelo espacial de comportamiento de los elementos expuestos ante potenciales fenómenos de remoción en masa. Del plano se pueden apreciar las drásticas consecuencias que tendrían lugar en algunas unidades físicas, debido a su poca resistencia.

Esta apreciación irremediablemente condiciona el tratamiento del sector a dos alternativas la primera consiste en reducir el potencial de amenaza, con perfilado y drenaje y la segunda implica modificar los escenarios de exposición, para ello tan sólo puede recurrirse a la reubicación.

La selección de la mejor alternativa que da entonces pendiente para el siguiente numeral donde se compare el costo de inversión, con el nivel de riesgo.

6.3 EVALUACIÓN DE RIESGO Y SISTEMAS DE DECISIÓN BAJO INCERTIDUMBRE

La implementación de un modelo de decisión probabilístico, permite al diseñador seleccionar entre múltiples alternativas de solución, sin caer en un marco subjetivo, donde predomine el juicio del experto. Dichos modelos están basados en un análisis comparativo entre el nivel de riesgo alcanzado por una medida de mitigación y el costo esperado en pesos para la misma.

Tal vez uno de los procedimientos de análisis de decisión más claros y simples es el conocido como "Árboles de decisión hipotéticos". Con el fin de adelantar este tipo de análisis se adoptó como definición de riesgo la propuesta por Wu etal (1996), la cual estipula:

$$R = Pf * Cf$$

Donde:
R: Riesgo asumido
Pf: Amenaza a probabilidad de falla de un talud y,
Cf: Consecuencia o costo de falla

Para el caso en estudio, la evaluación de probabilidad de falla, para cada tipo de fenómeno y solicitación, se encuentra compilado en el numeral 6.1 Por su parte, el costo de falla, se consideró como:

$$Cf = I.V.F. * Co$$

Donde:
I.V.F.: Índice de vulnerabilidad física de la unidad expuesta
Co: Valor inicial del elemento expuesto

El costo inicial corresponde a la suma del valor comercial del predio y de los enseres encontrados en él. Estos costos fueron tomados de la información entregada por los propietarios en las encuestas realizadas para el inventario de viviendas.

La **Figura No. 6.5** presenta el árbol de decisión obtenido para el caso de estudio. De ella se puede afirmar que la alternativa que involucra los menores costos de inversión para obtener un valor de riesgo aceptable es el perfilado con sistema de drenaje superficial. Si bien la reubicación posee el menor nivel de riesgo esperado, con $9.000.000, el costo inicial es muy superior a la alternativa anterior.

Con base en lo anteriormente expuesto, se recomienda perfilar los taludes principales, retirando los bloques claves en estado de equilibrio límite. Esta medida deberá acompañarse con un adecuado manejo de la escorrentía y de las aguas servidas que se vierten, hoy por hoy, en las caras de los cortes.

El manejo del agua de escorrentía involucra: la realización de entregas controladas; y la eliminación y manejo de los vertimientos en los taludes del frente de explotación.

6.4 DESCRIPCIÓN FÍSICA DE LAS OBRAS

Con base en los análisis presentados, se realizó una evaluación cualitativa desde el punto de vista económico, de operación y social, de las posibles medidas correctivas o de mitigación que permitieran recuperar el ambiente físico del área y disminuir los niveles de riesgo (**Plano No. 11**).

6.4.1 Talud Central

El talud central de 80 metros de longitud y altura variable entre 5.5 y 10 metros, se conformará siguiendo el alineamiento actual, perfilando el talud según lo mostrado en el **Plano No. 11**. Se construirá en la base de los cortes un muro en gaviones que cumplirá la función de protegerlo contra la erosión hídrica y antrópica. El ancho en planta del muro es de 4.0 metros, contados a partir de la cresta actual. Igualmente, se debe retirar el material deslizado que se encuentra en el área de aislamiento, llegando al nivel actual del terreno.

6.4.2 Talud Norte y Sur

El talud norte, de igual manera que el talud sur, se reconformará morfológicamente según lo mostrado en el **Plano No. 11** con perfilado en escalones. Igualmente, se debe hacer un tratamiento integral con la implementación de sistemas de drenaje superficial y obras paisajísticas.

6.4.3 Obras Complementarias

Teniendo en cuenta que uno de los principales agentes detonantes de los problemas de inestabilidad es el agua, las soluciones expuestas deberán acompañarse con un adecuado manejo del agua de escorrentía y de las aguas servidas.

Para el manejo de las aguas de escorrentía superficial se deberán construir cunetas y trincheras en la vía. En las áreas adyacentes al talud se construirán zanjas interceptoras y filtros que capten y conduzcan las aguas lluvias (superficiales y de infiltración).

En el **Plano No. 11** se muestran las medidas correctivas propuestas.

6.4.4 Obras Paisajísticas

Estas obras pretenden mejorar el entorno ambiental del sector y ayudar a mantener la estabilidad que se logre con las medidas correctivas y preventivas expuestas. Así se tiene la empradización de los taludes, y la siembra de especies nativas.

6.4.5 Diseño de Obras Hidráulicas

En este numeral se muestran los principales criterios de diseño de las obras de control y manejo de las aguas superficiales, subsuperficiales y subterráneas para la estabilización del talud.

Los procedimientos y fórmulas que se utilizaron para determinar los caudales se explican en el capítulo 3 (numeral 3.5) y los resultados del cálculo en la **Tabla No. 6.1**. A continuación se describen los principales elementos de drenaje, su función y criterios de diseño.

6.4.6 Cunetas

Son canales laterales a la vía que recogen las aguas de escorrentía procedentes de la calzada y de los taludes de corte, con el fin de evitar la erosión. Para el cálculo de las cunetas se utilizó la fórmula de Manning para flujo uniforme:

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

Donde: Q es el caudal (m^3/s), R es el radio hidráulico (m), S es la pendiente del canal (m/m). A es el área de la sección del canal (m^2) y n es el coeficiente de rugosidad de Manning.

Los principales criterios de diseño son los siguientes:

- Las frecuencias de las crecientes de diseño se aplicaron siguiendo las normas de la E.A.A.B- E.S.P para el diseño de sistemas fluviales así:

Canales con A<100 ha.	Tr
Sección Revestida	10 años
Capacidad Total	25 años

- Las pendientes longitudinales de la zona de estudio varían entre 10% y el 30% por lo tanto se recomienda revestirlas en concreto.
- La velocidad mínima debe ser de 0.25 m/s y la velocidad máxima admisible de 5-8 m/s. Ref. 5.

El cálculo de las cunetas se realizó variando lo pendiente longitudinal entre el 10% y el 20% ya que son las más comunes en la zona. La sección típica de las cunetas y sus relaciones hidráulicas se presentan en la **Tabla No. 6.2**.

6.4.7 Diseño de la Poceta

Son estructuras que se colocan para controlar el correcto funcionamiento del drenaje y para evacuar el agua recogida por la tubería del dren, ya sea a un colector principal, o una cuneta situada al pie del terraplén o muro o a otros dispositivos de drenaje.

Para el dimensionamiento de los colectores de la caja, se utilizó la ecuación propuesta por Brater y King (1976):

Donde:

$$D = \left(\frac{Q \cdot n}{K \cdot S^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

D: Diámetro de la tubería (m).
Q: Caudal m^3/s.
n: Coeficiente de rugosidad de Manning.
K: Coeficiente de flujo parcialmente lleno.
S: Pendiente longitudinal m/m.

En la selección de los diámetros de las tuberías de los colectores, se calculó el mínimo diámetro requerido y se seleccionó el siguiente diámetro comercial. Los resultados y el dimensionamiento de la poceta se muestran en la memoria de cálculo.

6.4.8 Trinchera de Drenaje

Las trincheras son construidas con excavaciones de sección normalizada de algunos metros de ancho, las cuales se llenan con material granular seco, recubierto con geotextil no tejido. Sobre este material se esparce una capa de material del sitio compactado que, sirva como sello y, finalmente, una capa de suelo orgánico.

Su función principal es la eliminación del agua capilar y de percolación que se encuentra en el talud o ladera. Las dimensiones de las trincheras de drenaje se establecieron de acuerdo con los requerimientos del abatimiento del agua subterránea de la siguiente manera: Material granular seco y recubierto con geotextil no tejido 0.70 m. y material compactado 0.30m. con un ancho de 0.5 m.

7. CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO ESTIMADOS

El planteamiento de alternativas de solución, descritas en el numeral 4 y 5, involucra actividades específicas como son obras de construcción de sistemas de drenaje y perfilado. En concordancia el presupuesto se elaboró para cada tipo de actividad específica. Los diseños a partir de los cuales se evaluaron las cantidades de obra se describen en los **Plano No. 11**. Y los costos unitarios para cada actividad fueron determinados con base en tarifas de firmas consultoras y constructoras que brindan sus servicios a la UPES.

Cabe destacar que en el presupuesto no se han incluido los costos relacionados con las actividades de Interventoría. Sin embargo, se estima que pueden ascender al 6% del valor del presupuesto.

En la **Tabla No. 7.1** se relacionan las cantidades de obra y el presupuesto aproximado, teniendo como referencia los diseños y recomendaciones presentados aquí.

TABLA No. 7.1

CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO APROXIMADO

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	VALOR UNITARIO ($)	VALOR PARCIAL ($)
Excavación	1079.3	M3	15,000.00	16,189,500.00
Filtros	16.4	ML	60,000.00	984,000.00
Geotextil	12.5	M2	5,000.00	62,500.00
Pozos de inspección	3	UN	80,000.00	240,000.00
Tubería de 8"	30	ML	28,000.00	840,000.00
Muros en gaviones	67	M3	60,000.00	4,020,000.00
Relleno en Material Común	339	M3	15,000.00	5,085,000.00
Cunetas para drenaje superficial	194	ML	60,000.00	11,640,000.00
Empradización de taludes	800	M2	4,000.00	3,200,000.00
			SUBTOTAL ($)	42,261,000.00
			UTILIDAD (10%)	4,226,100.00
			VALOR TOTAL ($)	**46,487,100.00**

8. CRONOGRAMA DE OBRAS Y SEÑALAMIENTO DE PRIORIDADES

En la **Tabla No. 8.1** se relaciona el cronograma de ejecución de obras, el cual se realizó para cada capítulo y actividad constructiva, teniendo en cuenta la prioridad de ejecución.

TABLA No. 8.1

CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES
CONSTRUCCION DE OBRAS PROPUESTAS

ACTIVIDAD	TIEMPO (SEMANAS)						
	1	2	3	4	5	6	7
Localización y replanteo							
Excavaciones							
Construccion de filtros							
Construcción de pozos de inspección y Tuberías para Desague							
Construcción de muros en gaviones							
Rellenos en Material Común							
Construcción de cunetas y entregas							
Empradización de Taludes							

REGISTRO FOTOGRÁFICO

S N



R7300F5, 6, 7

Fotografía 1

VISTA FRONTAL DEL CORTE A – A'. LA SECUENCIA ESTRATIGRÁFICA ESTÁ CONFORMADA POR UN BANCO SUPERIOR DE ARENISCA DE 9.20 M. DE ESPESOR QUE DESCANSA EN UN PAQUETE ARCILLOSO. ESTE SECTOR PRESENTA CONDICIONES DE ESTABILIDAD MARGINAL Y SU PROBABILIDAD DE FALLA ES LA MAYOR DE TODO EL FRENTE DE EXPLOTACIÓN.

SW NW



R6142F7,8,9

Fotografía 2

ZONA DE CAÍDA DE ROCA. ESTACIÓN E_2. CARA NORTE DEL TALUD A- A' (PLANO 3). LA IMAGEN MUESTRA UNA RECIENTE CAÍDA DE ROCAS, AÚN SE OBSERVA EVIDENCIAS DEL FENÓMENO DE REMOCIÓN EN MASA. EL MATERIAL FALLADO CORRESPONDE PRINCIPALMENTE A BLOQUE DE ARENISCA ALTERADOS.

SE NW



R6142F3

Fotografía 3

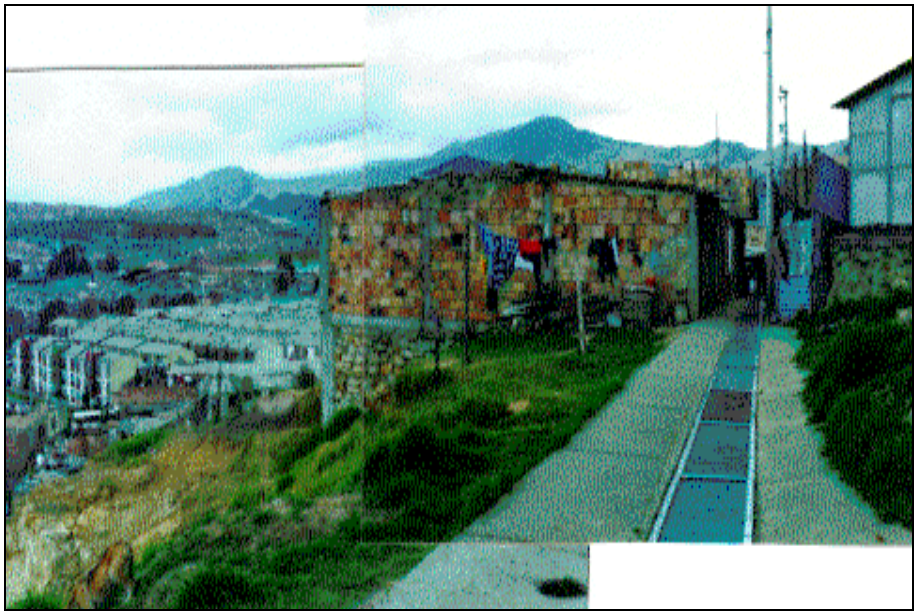
CARA SUR DEL TALUD A – A'. SE APRECIA EL CONTACTO ENTRE LA ARENISCA (PARTE SUPERIOR) Y LA ARCILLOLITA Y LOS TRAZOS DE DOS FAMILIAS DE DIACLASAS QUE CONTROLAN LA CAÍDA DE BLOQUE.



R7300F19

Fotografía 4

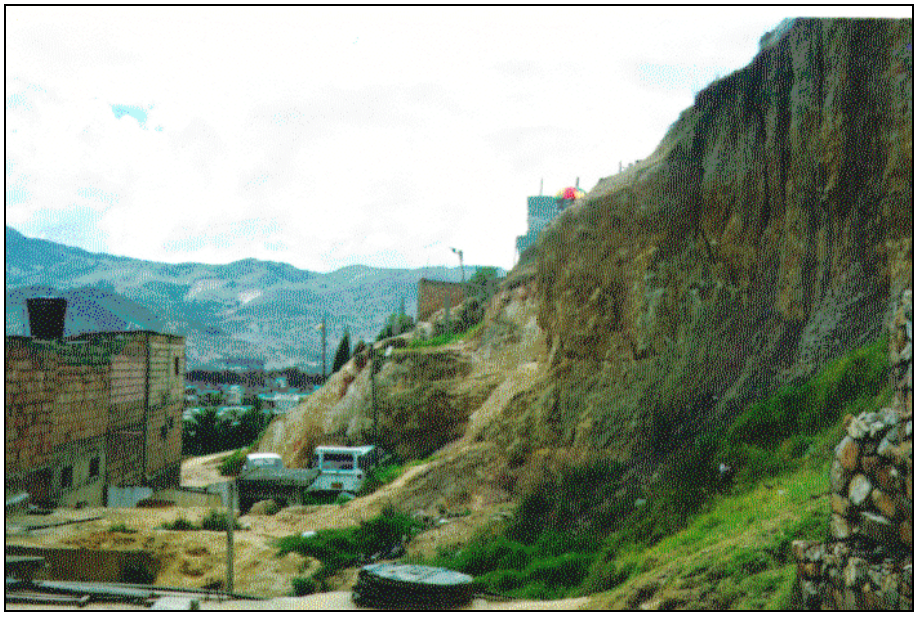
CRESTA DEL TALUD L-9 (SECCIÓN A-A'). LA GRIETA DE TRACCIÓN POSIBLEMENTE RESPONDE AL PROCESO DE DESCONFINAMIENTO, PUESTO QUE EL TALUD POSEE SUPERFICIES DE LIBERACIÓN EN LOS COSTADOS NORTE Y SUR.



R7300F27, 28

Fotografía 5

ESCENARIO DE RIESGO PARA EL TALUD A-A'. LA INFRAESTUCTURA URBANA CUENTA CON CASAS DE UN SOLO PISO, SIN EVIDENCIAS DE DAÑO ESTRUCTURAL POR FENÓMENOS DE REMOCIÓN EN MASA PERO CON UN ALTO ÍNDICE DE VULNERABILIDAD FÍSICA.



R7384F2

Fotografía 6

VISTA NORTE DEL TALUD E-E'. ESTE FRENTE SE CONSTITUYE EN LA SEGUNDA MASA DE IMPORTANCIA POTENCIALMENTE INESTABLE. EL ÁPICE ESTÁ COMPUESTO POR UN BANCO ÚNICO DE ARENISCA. AL IGUAL QUE EL TALUD A-A' (FOTOGRAFÍA 1) EL MECANISMO DE ROTURA ES UN MODELO SIMULADO DE FALLA PLANAR CON GRIETA DE TRACCIÓN.

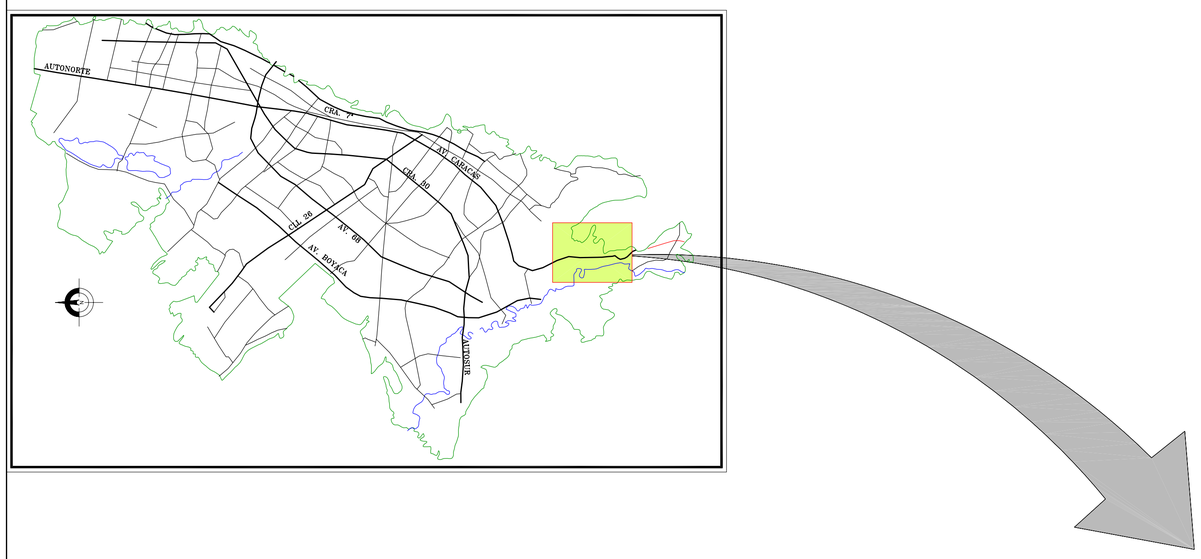


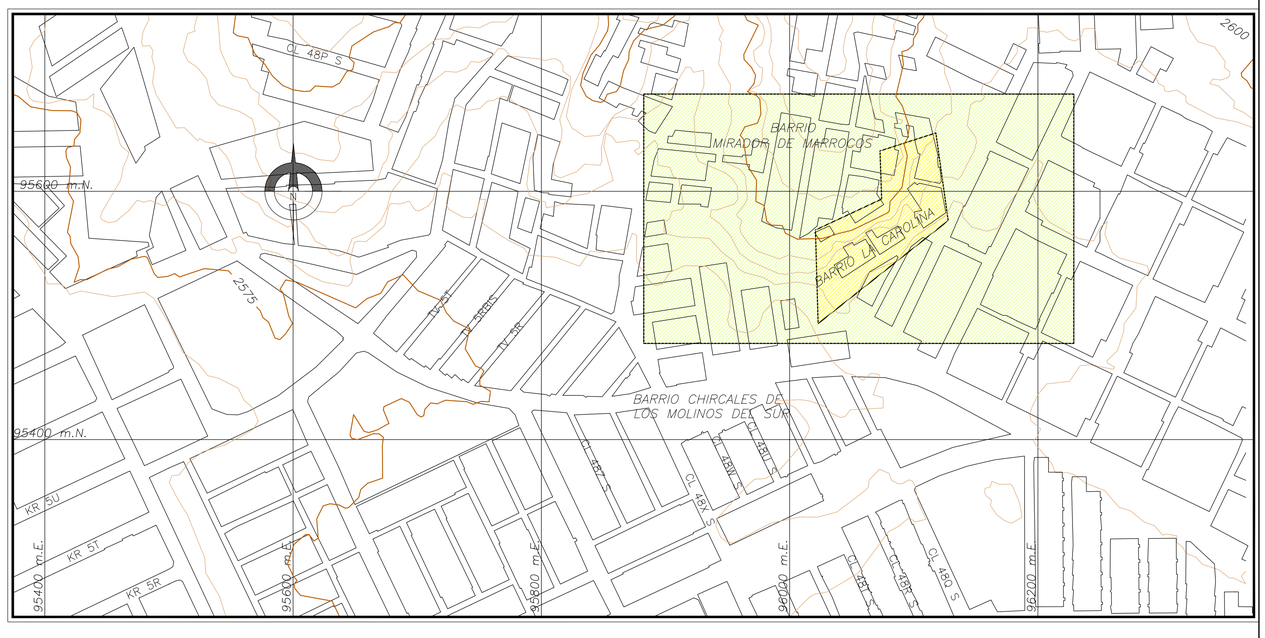
R7385F29, 32

Fotografía 7

ZONA NORTE DEL ÁREA DE ESTUDIO. LA FRANJA DERECHA DE LA FOTOGRAFÍA RESEÑA EL DESLIZAMIENTO TRASLACIONAL SOBRE CUYO EJE SE DIAGRAMA LA SECCIÓN TRANVERSAL D-D (PLANO GEOLÓGICO). EL ESPESOR DEL MATERIAL FALLADO ES DE 2.0 M. Y EL ESCARPE PRINCIPAL ESTÁ ORIENTADO EN FORMA PARALELA A LA VIVIENDA DE FACHADA BLANCA.

FIGURAS





IDENTIFICACION Y EVALUACION DE RIESGOS POR REMOCION EN MASA Y DISENOS DETALLADOS PARA ESTABILIZAR EL ANTIGUO ESCARPE DE EXPLOTACION – BARRIO CAROLINA – MIRADOR DE MARROCOS. SANTAFE DE BOGOTA D.C.

CONTRATO No. G–1156–183/98

LOCALIZACION DEL AREA DE ESTUDIO

HIDROGEOLOGIA Y GEOTECNIA AMBIENTAL LTDA.
SOLUCIONES GEOTECNICAS Y AMBIENTALES

INTERVENTORIA : A. G. C.

FONDO DE PREVENCION Y ATENCION DE EMERGENCIAS

ALCALDIA MAYOR DE SANTAFE DE BOGOTA

CONVENCIONES

CURVA DE NIVEL — 2610

VIA

MANZANA

NOMENCLATURA — KR 5U

0 20 40 100 200
10 30 50 150 250
ESCALA GRAFICA EN METROS

ESCALA 1:5000

ABRIL 1999

FIGURA No. 2.1

ANEXOS

TABLA A - 1

ANÁLISIS CINEMÁTICO DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS
FALLA PLANAR Y EN CUÑA

ESCARPE DE EXPLOTACIÓN BARRIO CAROLINA - MIRADOR DE MARROCOS
REGIÓN ESTRUCTURAL 1

TALUD No L1 **ORIENTACION** N09E/45SE

Plano No	*Az. de Buz.* *ab*	*Buzamiento* *b*	*Posibilidad Cinemática*			*Posibilidad falla planar*
			b>Ø	*|at-ab| <=20*	*b < t*	
E1	327	30	si	no	si	no
D2	141	85	si	no	no	no
D3	49	82	si	no	no	no
D4	237	87	si	no	no	no

D: Diaclasa
E: Estratos

Buzamiento t 45
Azimut: at 99
Fricción 25

TALUD No L1 **ORIENTACION** N09E/45SE

Cuña No	*Az. de Buz.* *ab*	*Buzamiento* *b*	*Posibilidad Cinemática*			*Posibilidad falla en cuña*
			b>Ø	*|at-ab| <=20*	*b < t*	
I1	51	3	no	no	si	no
I2	324	30	si	no	si	no
I3	325	30	si	no	si	no
I4	82	80	si	si	no	no
I5	176	84	si	no	no	no
I6	325	36	si	no	si	no

D: Diaclasa
E: Estratos

Buzamiento t 45
Azimut: at 99
Fricción 25

TABLA A - 2

ANÁLISIS CINEMÁTICO DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS
FALLA POR VOLTEO

ESCARPE DE EXPLOTACIÓN BARRIO CAROLINA - MIRADOR DE MARROCOS
REGION ESTRUCTURAL 1

TALUD No L1 **ORIENTACION** N09E/45SE

Plano No	*Az. de Buz. ab*	*Buzamiento b*	*Posibilidad Cinemática*		*Posibilidad de falla por Volteo*
			(at+150) < ab < (at+210)	*t > (90-b+ø)*	
E1	327	30	no	no	no
D2	141	85	no	si	no
D3	49	82	no	si	no
D4	237	87	no	si	no

D: Diaclasa

E: Estratos

Buzamiento t 45

Azimut: at 99

Friccion 25

TABLA A - 3

ANÁLISIS CINEMÁTICO DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS
FALLA PLANAR Y EN CUÑA

ESCARPE DE EXPLOTACIÓN BARRIO CAROLINA - MIRADOR DE MARROCOS
REGIÓN ESTRUCTURAL 1

TALUD No L2 **ORIENTACION** N38E/45SE

Plano No	*Az. de Buz. ab*	*Buzamiento b*	*Posibilidad Cinemática*			*Posibilidad falla planar*
			b>Ø	*|at-ab| <=20*	*b < t*	
E1	327	30	si	no	si	no
D2	141	85	si	si	no	no
D3	49	82	si	no	no	no
D4	237	87	si	no	no	no

D: Diaclasa
E: Estratos

Buzamiento t 45
Azimut: at 128
Friccion 25

TALUD No L2 **ORIENTACION** N38E/45SE

Cuña No	*Az. de Buz. ab*	*Buzamiento b*	*Posibilidad Cinemática*			*Posibilidad falla en cuña*
			b>Ø	*|at-ab| <=20*	*b < t*	
I1	51	3	no	no	si	no
I2	324	30	si	no	si	no
I3	325	30	si	no	si	no
I4	82	80	si	no	no	no
I5	176	84	si	no	no	no
I6	325	36	si	no	si	no

D: Diaclasa
E: Estratos

Buzamiento t 45
Azimut: at 128
Friccion 25

TABLA A - 4

ANÁLISIS CINEMÁTICO DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS
FALLA POR VOLTEO

ESCARPE DE EXPLOTACIÓN BARRIO CAROLINA - MIRADOR DE MARROCOS
REGION ESTRUCTURAL 1

TALUD No L2 **ORIENTACION** N38E/45SE

Plano No	***Az. de Buz.*** ***ab***	***Buzamiento*** ***b***	***Posibilidad Cinemática***		***Posibilidad de*** ***falla por Volteo***
			(at+150) < ab < (at+210)	***t > (90-b+ø)***	
E1	327	30	si	no	no
D2	141	85	no	si	no
D3	49	82	no	si	no
D4	237	87	no	si	no

D: Diaclasa

E: Estratos

Buzamiento t 45

Azimut: at 128

Fricción 25

TABLA A - 5

ANÁLISIS CINEMÁTICO DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS
FALLA PLANAR Y EN CUÑA

ESCARPE DE EXPLOTACIÓN BARRIO CAROLINA - MIRADOR DE MARROCOS
REGIÓN ESTRUCTURAL 1

TALUD No L3 **ORIENTACION** NS/53E

Plano No	*Az. de Buz. ab*	*Buzamiento b*	*Posibilidad Cinemática*			*Posibilidad falla planar*
			b>Ø	*|at-ab| <=20*	*b < t*	
E1	327	30	si	no	si	no
D2	141	85	si	no	no	no
D3	49	82	si	no	no	no
D4	237	87	si	no	no	no

D: Diaclasa
E: Estratos

Buzamiento t 53
Azimut: at 90
Friccion 25

TALUD No L3 **ORIENTACION** NS/53E

Cuña No	*Az. de Buz. ab*	*Buzamiento b*	*Posibilidad Cinemática*			*Posibilidad falla en cuña*
			b>Ø	*|at-ab| <=20*	*b < t*	
I1	51	3	no	no	si	no
I2	324	30	si	no	si	no
I3	325	30	si	no	si	no
I4	82	80	si	si	no	no
I5	176	84	si	no	no	no
I6	325	36	si	no	si	no

D: Diaclasa
E: Estratos

Buzamiento t 53
Azimut: at 90
Friccion 25

TABLA A - 6

ANÁLISIS CINEMÁTICO DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS
FALLA POR VOLTEO

ESCARPE DE EXPLOTACIÓN BARRIO CAROLINA - MIRADOR DE MARROCOS
REGION ESTRUCTURAL 1

TALUD No L3 **ORIENTACION** NS/53E

Plano No	***Az. de Buz.*** ***ab***	***Buzamiento*** ***b***	***Posibilidad Cinemática***		***Posibilidad de*** ***falla por Volteo***
			(at+150) < ab < (at+210)	***t > (90-b+ø)***	
E1	327	30	no	no	no
D2	141	85	no	si	no
D3	49	82	no	si	no
D4	237	87	no	si	no

D: Diaclasa

E: Estratos

Buzamiento t 53

Azimut: at 90

Friccion 25

TABLA A - 7

ANÁLISIS CINEMÁTICO DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS
FALLA PLANAR Y EN CUÑA

ESCARPE DE EXPLOTACIÓN BARRIO CAROLINA - MIRADOR DE MARROCOS
REGIÓN ESTRUCTURAL 1

TALUD No L4 **ORIENTACION** N32W/68NE

Plano No	*Az. de Buz.*	*Buzamiento*	*Posibilidad Cinemática*			*Posibilidad*
	ab	*b*	*b>Ø*	*|at-ab| <=20*	*b < t*	*falla plana*
E1	327	30	si	no	si	no
D2	141	85	si	no	no	no
D3	49	82	si	si	no	no
D4	237	87	si	no	no	no

D: Diaclasa
E: Estratos

Buzamiento t 68
Azimut: at 58
Friccion 25

TALUD No L4 **ORIENTACION** N32W/68NE

Cuña No	*Az. de Buz.*	*Buzamiento*	*Posibilidad Cinemática*			*Posibilidad*
	ab	*b*	*b>Ø*	*|at-ab| <=20*	*b < t*	*falla en cuña*
I1	51	3	no	si	si	no
I2	324	30	si	no	si	no
I3	325	30	si	no	si	no
I4	82	80	si	no	no	no
I5	176	84	si	no	no	no
I6	325	36	si	no	si	no

D: Diaclasa
E: Estratos

Buzamiento t 68
Azimut: at 58
Friccion 25

TABLA A - 8

ANÁLISIS CINEMÁTICO DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS
FALLA POR VOLTEO

ESCARPE DE EXPLOTACIÓN BARRIO CAROLINA - MIRADOR DE MARROCOS
REGION ESTRUCTURAL 1

TALUD No L4 **ORIENTACION** N32W/68NE

Plano No	***Az. de Buz.*** ***ab***	***Buzamiento*** ***b***	***Posibilidad Cinemática***		***Posibilidad de***
			(at+150) < ab < (at+210)	***t > (90-b+ø)***	***falla por Volteo***
E1	327	30	no	no	no
D2	141	85	no	si	no
D3	49	82	no	si	no
D4	237	87	si	si	si

D: Diaclasa
E: Estratos

Buzamiento t 68
Azimut: at 58
Friccion 25

TABLA A - 9

ANÁLISIS CINEMÁTICO DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS
FALLA PLANAR Y EN CUÑA

ESCARPE DE EXPLOTACIÓN BARRIO CAROLINA - MIRADOR DE MARROCOS
REGIÓN ESTRUCTURAL 1

TALUD No L5 **ORIENTACION** N86W/68NE

Plano No.	*Az. de Buz.*	*Buzamiento*	*Posibilidad Cinemática*			*Posibilidad*
	ab	*b*	*b>Ø*	*|at-ab| <=20*	*b < t*	*falla planar*
E1	327	30	si	no	si	no
D2	141	85	si	no	no	no
D3	49	82	si	no	no	no
D4	237	87	si	no	no	no

D: Diaclasa
E: Estratos

Buzamiento t 68
Azimut: at 4
Friccion 25

TALUD No L5 **ORIENTACION** N86W/68NE

Cuña No.	*Az. de Buz.*	*Buzamiento*	*Posibilidad Cinemática*			*Posibilidad*
	ab	*b*	*b>Ø*	*|at-ab| <=20*	*b < t*	*falla en cuña*
I1	51	3	no	no	si	no
I2	324	30	si	no	si	no
I3	325	30	si	no	si	no
I4	82	80	si	no	no	no
I5	176	84	si	no	no	no
I6	325	36	si	no	si	no

D: Diaclasa
E: Estratos

Buzamiento t 68
Azimut: at 4
Friccion 25

TABLA A - 10

ANÁLISIS CINEMÁTICO DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS
FALLA POR VOLTEO

ESCARPE DE EXPLOTACIÓN BARRIO CAROLINA - MIRADOR DE MARROCOS
REGION ESTRUCTURAL 1

TALUD No L5 **ORIENTACION** N86W/68NE

Plano No	*Az. de Buz.* *ab*	*Buzamiento* *b*	*Posibilidad Cinemática*		*Posibilidad de falla por Volteo*
			(at+150) < ab < (at+210)	*t > (90-b+ø)*	
E1	327	30	no	no	no
D2	141	85	no	si	no
D3	49	82	no	si	no
D4	237	87	no	si	no

D: Diaclasa

E: Estratos

Buzamiento t 68

Azimut: at 4

Friccion 25

TABLA A - 11

ANÁLISIS CINEMÁTICO DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS
FALLA PLANAR Y EN CUÑA

ESCARPE DE EXPLOTACIÓN BARRIO CAROLINA - MIRADOR DE MARROCOS
REGIÓN ESTRUCTURAL 1

TALUD No L6 **ORIENTACION** N19E/70SE

Plano No	*Az. de Buz.*	*Buzamiento*	*Posibilidad Cinemática*			*Posibilidad*
	ab	*b*	*b>Ø*	*|at-ab| <=20*	*b < t*	*falla planar*
E1	327	30	si	no	si	no
D2	141	85	si	no	no	no
D3	49	82	si	no	no	no
D4	237	87	si	no	no	no

D: Diaclasa
E: Estratos

Buzamiento t 70
Azimut: at 109
Friccion 25

TALUD No L6 **ORIENTACION** N19E/70SE

Cuña No	*Az. de Buz.*	*Buzamiento*	*Posibilidad Cinemática*			*Posibilidad*
	ab	*b*	*b>Ø*	*|at-ab| <=20*	*b < t*	*falla en cuña*
I1	51	3	no	no	si	no
I2	324	30	si	no	si	no
I3	325	30	si	no	si	no
I4	82	80	si	no	no	no
I5	176	84	si	no	no	no
I6	325	36	si	no	si	no

D: Diaclasa
E: Estratos

Buzamiento t 70
Azimut: at 109
Friccion 25

TABLA A - 12

ANÁLISIS CINEMÁTICO DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS
FALLA POR VOLTEO

ESCARPE DE EXPLOTACIÓN BARRIO CAROLINA - MIRADOR DE MARROCOS
REGION ESTRUCTURAL 1

TALUD No L6 **ORIENTACION** N19E/70SE

Plano No	*Az. de Buz.* *ab*	*Buzamiento* *b*	*Posibilidad Cinemática*		*Posibilidad de falla por Volteo*
			(at+150) < ab < (at+210)	*t > (90-b+ø)*	
E1	327	30	no	no	no
D2	141	85	no	si	no
D3	49	82	no	si	no
D4	237	87	no	si	no

D: Diaclasa

E: Estratos

Buzamiento t 70

Azimut: at 109

Friccion 25

TABLA A - 13

ANÁLISIS CINEMÁTICO DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS
FALLA PLANAR Y EN CUÑA

ESCARPE DE EXPLOTACIÓN BARRIO CAROLINA - MIRADOR DE MARROCOS
REGIÓN ESTRUCTURAL 1

TALUD No L7 **ORIENTACION** N50E/80SE

Plano No	*Az. de Buz.*	*Buzamiento*	*Posibilidad Cinemática*			*Posibilidad*
	ab	*b*	*b>Ø*	*|at-ab| <=20*	*b < t*	*falla planar*
E1	327	30	si	no	si	no
D2	141	85	si	si	no	no
D3	49	82	si	no	no	no
D4	237	87	si	no	no	no

D: Diaclasa
E: Estratos

Buzamiento t 80
Azimut: at 147
Friccion 25

TALUD No L7 **ORIENTACION** N50E/80SE

Cuña No	*Az. de Buz.*	*Buzamiento*	*Posibilidad Cinemática*			*Posibilidad*
	ab	*b*	*b>Ø*	*|at-ab| <=20*	*b < t*	*falla en cuña*
I1	51	3	no	no	si	no
I2	324	30	si	no	si	no
I3	325	30	si	no	si	no
I4	82	80	si	no	si	no
I5	176	84	si	no	no	no
I6	325	36	si	no	si	no

D: Diaclasa
E: Estratos

Buzamiento t 80
Azimut: at 147
Friccion 25

TABLA A - 14

ANÁLISIS CINEMÁTICO DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS
FALLA POR VOLTEO

ESCARPE DE EXPLOTACIÓN BARRIO CAROLINA - MIRADOR DE MARROCOS
REGION ESTRUCTURAL 1

TALUD No L7 **ORIENTACION** N50E/80SE

Plano No	***Az. de Buz.***	***Buzamiento***	***Posibilidad Cinemática***		***Posibilidad de***
	ab	***b***	***(at+150) < ab < (at+210)***	***t > (90-b+ø)***	***falla por Volteo***
E1	327	30	si	no	no
D2	141	85	no	si	no
D3	49	82	no	si	no
D4	237	87	no	si	no

D: Diaclasa

E: Estratos

Buzamiento t 80

Azimut: at 147

Friccion 25

TABLA A - 15

ANÁLISIS CINEMÁTICO DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS
FALLA PLANAR Y EN CUÑA

ESCARPE DE EXPLOTACIÓN BARRIO CAROLINA - MIRADOR DE MARROCOS
REGIÓN ESTRUCTURAL 1

TALUD No L8 **ORIENTACION** N36E/76SE

Plano No	*Az. de Buz.*	*Buzamiento*	*Posibilidad Cinemática*			*Posibilidad*
	ab	*b*	*b>Ø*	*|at-ab| <=20*	*b < t*	*falla planar*
E1	327	30	si	no	si	no
D2	141	85	si	si	no	no
D3	49	82	si	no	no	no
D4	237	87	si	no	no	no

D: Diaclasa
E: Estratos

Buzamiento t 76
Azimut: at 123
Friccion 25

TALUD No L8 **ORIENTACION** N36E/76SE

Cuña No	*Az. de Buz.*	*Buzamiento*	*Posibilidad Cinemática*			*Posibilidad*
	ab	*b*	*b>Ø*	*|at-ab| <=20*	*b < t*	*falla en cuña*
I1	51	3	no	no	si	no
I2	324	30	si	no	si	no
I3	325	30	si	no	si	no
I4	82	80	si	no	no	no
I5	176	84	si	no	no	no
I6	325	36	si	no	si	no

D: Diaclasa
E: Estratos

Buzamiento t 76
Azimut: at 123
Friccion 25

TABLA A - 16

ANÁLISIS CINEMÁTICO DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS
FALLA POR VOLTEO

ESCARPE DE EXPLOTACIÓN BARRIO CAROLINA - MIRADOR DE MARROCOS
REGION ESTRUCTURAL 1

TALUD No L8 **ORIENTACION** N36E/76SE

Plano No	***Az. de Buz. ab***	***Buzamiento b***	***Posibilidad Cinemática***		***Posibilidad de falla por Volteo***
			(at+150) < ab < (at+210)	***t > (90-b+ø)***	
E1	327	30	si	no	no
D2	141	85	no	si	no
D3	49	82	no	si	no
D4	237	87	no	si	no

D: Diaclasa

E: Estratos

Buzamiento t 76

Azimut: at 123

Friccion 25

TABLA A - 17

ANÁLISIS CINEMÁTICO DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS
FALLA PLANAR Y EN CUÑA

ESCARPE DE EXPLOTACIÓN BARRIO CAROLINA - MIRADOR DE MARROCOS
REGIÓN ESTRUCTURAL 1

TALUD No L9 **ORIENTACION** N09W/85NE

Plano No	*Az. de Buz.*	*Buzamiento*	*Posibilidad Cinemática*			*Posibilidad*
	ab	*b*	*b>Ø*	*|at-ab| <=20*	*b < t*	*falla planar*
E1	327	30	si	no	si	no
D2	141	85	si	no	si	no
D3	49	82	si	no	si	no
D4	237	87	si	no	no	no

D: Diaclasa
E: Estratos

Buzamiento t 85
Azimut: at 81
Friccion 25

TALUD No L9 **ORIENTACION** N09W/85NE

Cuña No	*Az. de Buz.*	*Buzamiento*	*Posibilidad Cinemática*			*Posibilidad*
	ab	*b*	*b>Ø*	*|at-ab| <=20*	*b < t*	*falla en cuña*
I1	51	3	no	no	si	no
I2	324	30	si	no	si	no
I3	325	30	si	no	si	no
I4	82	80	si	si	si	si
I5	176	84	si	no	si	no
I6	325	36	si	no	si	no

D: Diaclasa
E: Estratos

Buzamiento t 85
Azimut: at 81
Friccion 25

TABLA A - 18

ANÁLISIS CINEMÁTICO DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS
FALLA POR VOLTEO

ESCARPE DE EXPLOTACIÓN BARRIO CAROLINA - MIRADOR DE MARROCOS
REGION ESTRUCTURAL 1

TALUD No L9 **ORIENTACION** N09W/85NE

Plano No	***Az. de Buz.*** ***ab***	***Buzamiento*** ***b***	***Posibilidad Cinemática***		***Posibilidad de***
			(at+150) < ab < (at+210)	***t > (90-b+ø)***	***falla por Volteo***
E1	327	30	no	no	no
D2	141	85	no	si	no
D3	49	82	no	si	no
D4	237	87	si	si	si

D: Diaclasa

E: Estratos

Buzamiento t 85

Azimut: at 81

Friccion 25

TABLA A - 19

ANÁLISIS CINEMÁTICO DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS
FALLA PLANAR Y EN CUÑA

ESCARPE DE EXPLOTACIÓN BARRIO CAROLINA - MIRADOR DE MARROCOS
REGIÓN ESTRUCTURAL 1

TALUD No L10 **ORIENTACION** N45E/77SE

Plano No	*Az. de Buz.*	*Buzamiento*	*Posibilidad Cinemática*			*Posibilidad*
	ab	*b*	*b>Ø*	*|at-ab| <=20*	*b < t*	*falla planar*
E1	327	30	si	no	si	no
D2	141	85	si	si	no	no
D3	49	82	si	no	no	no
D4	237	87	si	no	no	no

D: Diaclasa
E: Estratos

Buzamiento t 77
Azimut: at 135
Friccion 25

TALUD No L10 **ORIENTACION** N45E/77SE

Cuña No	*Az. de Buz.*	*Buzamiento*	*Posibilidad Cinemática*			*Posibilidad*
	ab	*b*	*b>Ø*	*|at-ab| <=20*	*b < t*	*falla en cuña*
I1	51	3	no	no	si	no
I2	324	30	si	no	si	no
I3	325	30	si	no	si	no
I4	82	80	si	no	no	no
I5	176	84	si	no	no	no
I6	325	36	si	no	si	no

D: Diaclasa
E: Estratos

Buzamiento t 77
Azimut: at 135
Friccion 25

TABLA A - 20

ANÁLISIS CINEMÁTICO DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS
FALLA POR VOLTEO

ESCARPE DE EXPLOTACIÓN BARRIO CAROLINA - MIRADOR DE MARROCOS
REGION ESTRUCTURAL 1

TALUD No L10 **ORIENTACION** N45E/77SE

Plano No	*Az. de Buz. ab*	*Buzamiento b*	*Posibilidad Cinemática*		*Posibilidad de falla por Volteo*
			(at+150) < ab < (at+210)	*t > (90-b+ø)*	
E1	327	30	si	no	no
D2	141	85	no	si	no
D3	49	82	no	si	no
D4	237	87	no	si	no

D: Diaclasa
E: Estratos

Buzamiento t 77
Azimut: at 135
Friccion 25

TABLA A - 21

ANÁLISIS CINEMÁTICO DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS
FALLA PLANAR Y EN CUÑA

ESCARPE DE EXPLOTACIÓN BARRIO CAROLINA - MIRADOR DE MARROCOS
REGIÓN ESTRUCTURAL 1

TALUD No L11 **ORIENTACION** N71W/67SW

Plano No	*Az. de Buz.*	*Buzamiento*	*Posibilidad Cinemática*			*Posibilidad*
	ab	*b*	*b>Ø*	*|at-ab| <=20*	*b < t*	*falla planar*
E1	327	30	si	no	si	no
D2	141	85	si	no	no	no
D3	49	82	si	no	no	no
D4	237	87	si	no	no	no

D: Diaclasa
E: Estratos

Buzamiento t 67
Azimut: at 199
Friccion 25

TALUD No L11 **ORIENTACION** N71W/67SW

Cuña No	*Az. de Buz.*	*Buzamiento*	*Posibilidad Cinemática*			*Posibilidad*
	ab	*b*	*b>Ø*	*|at-ab| <=20*	*b < t*	*falla en cuña*
I1	51	3	no	no	si	no
I2	324	30	si	no	si	no
I3	325	30	si	no	si	no
I4	82	80	si	no	no	no
I5	176	84	si	no	no	no
I6	325	36	si	no	si	no

D: Diaclasa
E: Estratos

Buzamiento t 67
Azimut: at 199
Friccion 25

TABLA A - 22

ANÁLISIS CINEMÁTICO DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS
FALLA POR VOLTEO

ESCARPE DE EXPLOTACIÓN BARRIO CAROLINA - MIRADOR DE MARROCOS
REGION ESTRUCTURAL 1

TALUD No L11 **ORIENTACION** N71W/67SW

Plano No	*Az. de Buz.* *ab*	*Buzamiento* *b*	*Posibilidad Cinemática*		*Posibilidad de falla por Volteo*
			(at+150) < ab < (at+210)	*t > (90-b+ø)*	
E1	327	30	no	no	no
D2	141	85	no	si	no
D3	49	82	si	si	si
D4	237	87	no	si	no

D: Diaclasa
E: Estratos

Buzamiento t 67
Azimut: at 199
Friccion 25

TABLA A - 23

ANÁLISIS CINEMÁTICO DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS
FALLA PLANAR Y EN CUÑA

ESCARPE DE EXPLOTACIÓN BARRIO CAROLINA - MIRADOR DE MARROCOS
REGIÓN ESTRUCTURAL 1

TALUD No L12 **ORIENTACION** N64E/73SE

Plano No.	*Az. de Buz.*	*Buzamiento*	*Posibilidad Cinemática*			*Posibilidad*
	ab	*b*	*b>Ø*	*|at-ab| <=20*	*b < t*	*falla planar*
E1	327	30	si	no	si	no
D2	141	85	si	si	no	no
D3	49	82	si	no	no	no
D4	237	87	si	no	no	no

D: Diaclasa
E: Estratos

Buzamiento t 73
Azimut: at 154
Friccion 25

TALUD No L12 **ORIENTACION** N64E/73SE

Cuña No.	*Az. de Buz.*	*Buzamiento*	*Posibilidad Cinemática*			*Posibilidad*
	ab	*b*	*b>Ø*	*|at-ab| <=20*	*b < t*	*falla en cuña*
I1	51	3	no	no	si	no
I2	324	30	si	no	si	no
I3	325	30	si	no	si	no
I4	82	80	si	no	no	no
I5	176	84	si	no	no	no
I6	325	36	si	no	si	no

D: Diaclasa
E: Estratos

Buzamiento t 73
Azimut: at 154
Friccion 25

TABLA A - 24

ANÁLISIS CINEMÁTICO DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS
FALLA POR VOLTEO

ESCARPE DE EXPLOTACIÓN BARRIO CAROLINA - MIRADOR DE MARROCOS
REGION ESTRUCTURAL 1

TALUD No L12 **ORIENTACION** N64E/73SE

Plano No	*Az. de Buz. ab*	*Buzamiento b*	*Posibilidad Cinemática*		*Posibilidad de falla por Volteo*
			(at+150) < ab < (at+210)	*t > (90-b+ø)*	
E1	327	30	si	no	no
D2	141	85	no	si	no
D3	49	82	no	si	no
D4	237	87	no	si	no

D: Diaclasa
E: Estratos

Buzamiento t 73
Azimut: at 154
Friccion 25

TABLA A - 25

ANÁLISIS CINEMÁTICO DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS
FALLA PLANAR Y EN CUÑA

ESCARPE DE EXPLOTACIÓN BARRIO CAROLINA - MIRADOR DE MARROCOS
REGIÓN ESTRUCTURAL 1

TALUD No L13 **ORIENTACION** N04W/73NE

Plano No.	*Az. de Buz.*	*Buzamiento*	*Posibilidad Cinemática*			*Posibilidad*
	ab	*b*	*b>Ø*	*|at-ab| <=20*	*b < t*	*falla planar*
E1	327	30	si	no	si	no
D2	141	85	si	no	si	no
D3	49	82	si	no	si	no
D4	237	87	si	no	no	no

D: Diaclasa
E: Estratos

Buzamiento t 86
Azimut: at 73
Friccion 25

TALUD No L13 **ORIENTACION** N04W/73NE

Cuña No.	*Az. de Buz.*	*Buzamiento*	*Posibilidad Cinemática*			*Posibilidad*
	ab	*b*	*b>Ø*	*|ai-ab| <=20*	*b < t*	*falla en cuña*
I1	51	3	no	no	si	no
I2	324	30	si	no	si	no
I3	325	30	si	no	si	no
I4	82	80	si	si	si	si
I5	176	84	si	no	si	no
I6	325	36	si	no	si	no

D: Diaclasa
E: Estratos

Buzamiento t 86
Azimut: at 73
Friccion 25

TABLA A - 26

ANÁLISIS CINEMÁTICO DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS
FALLA POR VOLTEO

ESCARPE DE EXPLOTACIÓN BARRIO CAROLINA - MIRADOR DE MARROCOS
REGION ESTRUCTURAL 1

TALUD No L13 **ORIENTACION** N04W/73NE

Plano No	***Az. de Buz.*** ***ab***	***Buzamiento*** ***b***	***Posibilidad Cinemática***		***Posibilidad de*** ***falla por Volteo***
			(at+150) < ab < (at+210)	***t > (90-b+ø)***	
E1	327	30	no	si	no
D2	141	85	no	si	no
D3	49	82	no	si	no
D4	237	87	si	si	si

D: Diaclasa

E: Estratos

Buzamiento t 86

Azimut: at 73

Friccion 25

TABLA A - 27

ANÁLISIS CINEMÁTICO DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS
FALLA PLANAR Y EN CUÑA

ESCARPE DE EXPLOTACIÓN BARRIO CAROLINA - MIRADOR DE MARROCOS
REGIÓN ESTRUCTURAL 1

TALUD No L14 **ORIENTACION** N53E/77SE

Plano No	*Az. de Buz. ab*	*Buzamiento b*	*Posibilidad Cinemática*			*Posibilidad falla planar*
			b>Ø	*|at-ab| <=20*	*b < t*	
E1	327	30	si	no	si	no
D2	141	85	si	si	no	no
D3	49	82	si	no	no	no
D4	237	87	si	no	no	no

D: Diaclasa
E: Estratos

Buzamiento t 77
Azimut: at 143
Friccion 25

TALUD No L14 **ORIENTACION** N53E/77SE

Cuña No	*Az. de Buz. ab*	*Buzamiento b*	*Posibilidad Cinemática*			*Posibilidad falla en cuña*
			b>Ø	*|at-ab| <=20*	*b < t*	
I1	51	3	no	no	si	no
I2	324	30	si	no	si	no
I3	325	30	si	no	si	no
I4	82	80	si	no	no	no
I5	176	84	si	no	no	no
I6	325	36	si	no	si	no

D: Diaclasa
E: Estratos

Buzamiento t 77
Azimut: at 143
Friccion 25

TABLA A - 28

ANÁLISIS CINEMÁTICO DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS
FALLA POR VOLTEO

ESCARPE DE EXPLOTACIÓN BARRIO CAROLINA - MIRADOR DE MARROCOS
REGION ESTRUCTURAL 1

TALUD No L14 **ORIENTACION** N53E/77SE

Plano No	***Az. de Buz.***	***Buzamiento***	***Posibilidad Cinemática***		***Posibilidad de***
	ab	***b***	***(at+150) < ab < (at+210)***	***t > (90-b+ø)***	***falla por Volteo***
E1	327	30	si	no	no
D2	141	85	no	si	no
D3	49	82	no	si	no
D4	237	87	no	si	no

D: Diaclasa

E: Estratos

Buzamiento t 77

Azimut: at 143

Friccion 25

TABLA A - 29

ANÁLISIS CINEMÁTICO DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS
FALLA PLANAR Y EN CUÑA

ESCARPE DE EXPLOTACIÓN BARRIO CAROLINA - MIRADOR DE MARROCOS
REGIÓN ESTRUCTURAL 1

TALUD No L15 **ORIENTACION** N14W/72NE

Plano No	*Az. de Buz.*	*Buzamiento*	*Posibilidad Cinemática*			*Posibilidad*
	ab	*b*	*b>Ø*	*|at-ab| <=20*	*b < t*	*falla planar*
E1	327	30	si	no	si	no
D2	141	85	si	no	no	no
D3	49	82	si	no	no	no
D4	237	87	si	no	no	no

D: Diaclasa
E: Estratos

Buzamiento t 72
Azimut: at 76
Friccion 25

TALUD No L15 **ORIENTACION** N14W/72NE

Cuña No	*Az. de Buz.*	*Buzamiento*	*Posibilidad Cinemática*			*Posibilidad*
	ab	*b*	*b>Ø*	*|at-ab| <=20*	*b < t*	*falla en cuña*
I1	51	3	no	no	si	no
I2	324	30	si	no	si	no
I3	325	30	si	no	si	no
I4	82	80	si	si	no	no
I5	176	84	si	no	no	no
I6	325	36	si	no	si	no

D: Diaclasa
E: Estratos

Buzamiento t 72
Azimut: at 76
Friccion 25

TABLA A - 30

ANÁLISIS CINEMÁTICO DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS
FALLA POR VOLTEO

ESCARPE DE EXPLOTACIÓN BARRIO CAROLINA - MIRADOR DE MARROCOS
REGION ESTRUCTURAL 1

TALUD No L15 **ORIENTACION** N14W/72NE

Plano No	*Az. de Buz.* *ab*	*Buzamiento* *b*	*Posibilidad Cinemática*		*Posibilidad de falla por Volteo*
			(at+150) < ab < (at+210)	*t > (90-b+ø)*	
E1	327	30	no	no	no
D2	141	85	no	si	no
D3	49	82	no	si	no
D4	237	87	si	si	si

D: Diaclasa
E: Estratos

Buzamiento t 72
Azimut: at 76
Friccion 25

TABLA A - 31

ANÁLISIS CINEMÁTICO DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS
FALLA PLANAR Y EN CUÑA

ESCARPE DE EXPLOTACIÓN BARRIO CAROLINA - MIRADOR DE MARROCOS
REGIÓN ESTRUCTURAL 1

TALUD No L16 **ORIENTACION** N68E/79SE

Plano No	*Az. de Buz.*	*Buzamiento*	*Posibilidad Cinemática*			*Posibilidad*
	ab	*b*	*b>Ø*	*|at-ab| <=20*	*b < t*	*falla planar*
E1	327	30	si	no	si	no
D2	141	85	si	si	no	no
D3	49	82	si	no	no	no
D4	237	87	si	no	no	no

D: Diaclasa
E: Estratos

Buzamiento t 79
Azimut: at 158
Friccion 25

TALUD No L16 **ORIENTACION** N68E/79SE

Cuña No	*Az. de Buz.*	*Buzamiento*	*Posibilidad Cinemática*			*Posibilidad*
	ab	*b*	*b>Ø*	*|at-ab| <=20*	*b < t*	*falla en cuña*
I1	51	3	no	no	si	no
I2	324	30	si	no	si	no
I3	325	30	si	no	si	no
I4	82	80	si	no	no	no
I5	176	84	si	si	no	no
I6	325	36	si	no	si	no

D: Diaclasa
E: Estratos

Buzamiento t 79
Azimut: at 158
Friccion 25

TABLA A - 32

ANÁLISIS CINEMÁTICO DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS
FALLA POR VOLTEO

ESCARPE DE EXPLOTACIÓN BARRIO CAROLINA - MIRADOR DE MARROCOS
REGION ESTRUCTURAL 1

TALUD No L16 **ORIENTACION** N68E/79SE

Plano No	*Az. de Buz.* *ab*	*Buzamiento* *b*	*Posibilidad Cinemática*		*Posibilidad de falla por Volteo*
			(at+150) < ab < (at+210)	*t > (90-b+ø)*	
E1	327	30	si	no	no
D2	141	85	no	si	no
D3	49	82	no	si	no
D4	237	87	no	si	no

D: Diaclasa
E: Estratos

Buzamiento t 79
Azimut: at 158
Friccion 25

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCIÓN

1. GENERALIDADES

En este documento se establecen las especificaciones técnicas que se exigirán para la ejecución de las obras en el barrio Carolina Mirador de Marrocos de la localidad Rafael Uribe Uribe en Santa Fe de Bogotá, y serán la norma para su construcción, medición y control. El Proponente debe estudiarlas cuidadosamente para darles cabal cumplimiento, en caso de que se le adjudique el contrato.

Los oferentes, para efectos de preparar las ofertas y determinar los precios unitarios, deben tener en cuenta que todos los gastos concernientes a las labores del contrato corren por su cuenta, tales como personal, materiales, equipos y herramientas, transporte, combustible, aceites, filtros, alojamiento, alimentación, movilización y desmovilización de equipos y personal, etc.

En todos aquellos casos no específicamente citados o que requieren complementación se seguirán las siguientes normas. En su orden:

a) Instituto Colombiano de Normas Técnicas (ICONTEC).

b) Ministerio de Transporte, Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras, 1997.

c) American Concrete Institute - Código ACI-318-83.

d) American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

e) American Society for Testing and Materials (ASTM).

2 MONTAJE DE LAS INSTALACIONES PARA CONSTRUCCIÓN

2.1 ALCANCE DEL TRABAJO

De acuerdo con la especificaciones contenidas en esta sección, el contratista deberá suministrar y movilizar hasta el sitio de las obras todos los equipos, personal e instrumentos de trabajo, y hacer las instalaciones temporales y permanentes que requiera para ejecutar normal y eficientemente todas las obras motivo de este contrato. En general, tendrá que hacer los siguientes trabajos:

a. Realizar la movilización total de sus equipos hasta las áreas de trabajo, incluyendo el pago de transportes, seguros, y cualquier otro gasto relacionado con aquella operación.

b. Planear, construir y mantener las instalaciones para construcción, lo cual comprenderá el montaje e instalación de construcción y sostenimiento de todos los talleres, almacenes, bodegas. etc., de carácter temporal o permanente, que el contratista requiera para ejecutar las obras motivo de este contrato.

c. Remover, a la terminación de las obras, todas las instalaciones de construcción, almacenes, talleres, bodegas y, en general, cualquier tipo de máquinas, equipos o instrumentos, materiales sobrantes, enseres o servicios que haya utilizado el Contratista durante la ejecución de su trabajo.

2.2 INSTALACIONES DEL CONTRATISTA

El contratista proveerá y manejará por medio de dirección competente, las instalaciones necesarias para la buena marcha de las obras y comodidad de su personal, de acuerdo con las especificaciones que se dan a continuación:

Si el Contratista utiliza terrenos de propiedades privadas para sus instalaciones, serán de cuenta de este todas las negociaciones necesarias con el propietario, así como el pago de arrendamiento y demás gastos que ello implique.

Durante todo el tiempo de ejecución de las obras, el contratista será responsable del mantenimiento del orden y seguridad de sus instalaciones. Deberá exigir a su personal el cumplimiento de las normas de aseo e higiene en toda el área de las mismas.

2.3 REMOCIÓN DE LAS INSTALACIONES DE CONSTRUCCIÓN

Tan pronto como se hayan concluido las obras que tratan estas especificaciones y antes que se efectúe la liquidación final del contrato, el Contratista deberá retirar de los terrenos todos sus edificios, enramadas y construcciones anexas que estén sobre la superficie del suelo. Deberá rellenar con tierra todos los huecos y otras áreas excavadas y deberá dejar los terrenos perfectamente limpios y con buena apariencia. De manera similar procederá con la máquinas, instrumentos, materiales sobrantes, enseres y servicios, etc. Si el Contratista rehusa retirar las instalaciones de construcción, las edificaciones y demás obras podrán ser removidas por el Contratante a partir de la fecha de terminación de las obras, en cuyo caso el costo de esa remoción se deducirá del pago final que se adeude al Contratista.

2.4 MEDIDA Y PAGO

No habrá pago a cargo de este contrato de las obras indicadas en esta sección de las especificaciones, y su costo deberá quedar incluido en los respectivos precios unitarios indicados en la lista de ítems de pago.

3 EXCAVACIONES

3.1 ALCANCE

Esta parte comprende el suministro de toda la mano de obra, plantas, equipos, materiales y la ejecución de todos los trabajos necesarios para llevar a cabo las excavaciones requeridos por la obra y el transporte de los materiales excavados incluyendo la distancia de acarreo libre.

3.2 DESCRIPCION

De acuerdo con los tipos de materiales a remover, las excavaciones se pueden calificar en:

3.2.1 EXCAVACIÓN EN TIERRA

Se entiende como tierra todos los materiales para cuya remoción sólo sea necesario utilizar picas y garlancha, tales como arenas, limos, arcillas, capa vegetal, ó cualquiera de sus mezclas formadas por agregación natural, con piedras sueltas de diámetro hasta de 15 cm. También se considerará dentro de esta clasificación cualquier material que no pueda clasificarse como conglomerado o roca.

3.2.2 EXCAVACIONES EN ROCA

Comprende la excavación de masas de rocas fuertemente litificadas que, debido a su buena cementación o alta consolidación, requieren el empleo sistemático de explosivos.

Comprende también la excavación de bloques con volumen individual mayor de un metro cúbico (1 m^3), procedentes de macizos alterados o de masas transportadas o acumuladas por acción natural, que para su fragmentación requieran el uso de explosivos.

El trabajo de excavación se dará por terminado cuando el alineamiento, el perfil y la sección estén de acuerdo con los planos del proyecto y las instrucciones del Interventor.

3.2.3 EXCAVACIONES EN MATERIAL COMÚN

Comprende la excavación de materiales no cubiertos por el aparte anterior: Excavación en roca. El material común podrá excavarse con equipo mecánico de

acuerdo con los diseños, las condiciones del terreno y lo aprobado por la Interventoría.

Respecto al objeto de las excavaciones a cielo abierto, se tienen:

3.2.4 EXCAVACIONES EN ZANJA

Son las excavaciones ejecutadas para la construcción de trincheras, filtros, tuberías de drenaje, subdrenes, muros de contención u otras excavaciones que deban quedar bajo la superficie y que por lo tanto han de rellenarse con materiales provenientes de la misma, de otras excavaciones o con materiales seleccionados.

El CONTRATISTA deberá llevar a cabo estas excavaciones en etapas, de forma que la profundidad de cada etapa no sea mayor de dos metros (2m.). El CONTRATISTA no podrá iniciar una nueva etapa, hasta que no haya terminado la excavación total de la etapa anterior y efectuado la protección primaria o definitiva e instalado los soportes tanto de los taludes temporales, como de los permanentes. En ningún momento se permitirá que haya superficies excavadas sin protección en extensiones mayores de 20 m^2.

El CONTRATISTA deberá mantener en todo momento drenada la excavación, para lo cual deberá disponer en el sitio de los equipos de bombeo que sean necesarios a juicio de la Interventoría. No se permitirá la iniciación de la excavación si no se encuentran en el sitio los equipos de protección y de bombeo.

Si por cualquier circunstancia el CONTRATISTA suspende la excavación, el piso de dicha excavación deberá protegerse a costa del CONTRATISTA, por los sistemas que determine la Interventoría.

La excavación de la zanja para tuberías de drenaje y subdrenaje deberá conformarse de modo que cumpla con los alineamientos y pendientes mostrados en los planos. La zanja, ya sea en terreno natural o en terraplén, tendrá las dimensiones indicadas en los planos y sus paredes deberán ser verticales. Las excavaciones para los subdrenes deberán programarse de tal manera que al final de cada día no queden partes en la zanja sin rellenar o revestir.

Deberá excavarse cualquier material blando o inestable que se encuentre debajo de la línea de rasante del fondo, y deberá rellenarse con los materiales que indique el Interventor y conforme a lo estipulado en la especificación RELLENOS. El costo de la excavación adicional, aprobada por el Interventor, se pagará en este ítem.

3.2.5 EXCAVACIONES PARA CONFORMACIÓN DE TALUDES

Son las excavaciones ejecutadas para modificar las pendientes y accidentes topográficos de un área determinada.

3.2.6 EXCAVACIONES PARA CORRECCIÓN DE CAUCES

Son las excavaciones que se ejecuten en cauces permanentes o intermitentes, para su canalización, rectificación, o para la construcción de cualquier tipo de estructura de corrección.

3.3 EQUIPO

El CONTRATISTA propondrá, para consideración del Interventor, los equipos más adecuados para las operaciones por realizar, los cuales no deben producir daños innecesarios ni a construcciones ni a cultivos y garantizarán el avance físico de ejecución, según el programa de trabajo, que permita el desarrollo de las etapas constructivas siguientes.

3.4 EJECUCION DE LOS TRABAJOS

Dentro de los trabajos para la ejecución de las excavaciones se incluyen los siguientes conceptos:

- Manejo del agua superficial y subterránea durante todo el proceso de construcción.

- Remoción de derrumbes y suministro de la mano de obra, herramientas y materiales para la reconstrucción de cualquier soporte lateral para garantizar la estabilidad de los taludes de las excavaciones.

- Disposición de materiales en botaderos.

Las excavaciones se ejecutarán de acuerdo con los alineamientos y dimensiones indicadas en los diseños u ordenados por el Interventor. El CONTRATISTA no deberá excavar más allá de las líneas y pendientes indicadas por la Interventoría. Cualquier excavación hecha por fuera de las líneas y pendientes ordenadas (sobre-excavación) y que el CONTRATISTA lleve a cabo por cualquier propósito o razón u ocurra por cualquier otra causa, será por cuenta del CONTRATISTA, aunque haya sido aprobada por la Interventoría.

Si en opinión de la Interventoría dicha excavación debe rellenarse a fin de completar la obra, el relleno correspondiente previamente aprobado por la Interventoría, será hecho por cuenta del CONTRATISTA y a satisfacción de la Interventoría.

El CONTRATISTA adoptará los métodos de excavación y las precauciones que sean necesarios para obtener superficies excavadas que sean regulares y estables y que se ajusten a las dimensiones requeridas.

Cuando la excavación se realice en las inmediaciones de estructuras u obras existentes o de futuras excavaciones, el Contratista empleará métodos de excavación apropiados y tomará las precauciones que sean necesarias para evitar que las estructuras u obras sufran daños o que se alteren las condiciones naturales del terreno donde se harán las excavaciones futuras; cualquier daño en este sentido deberá ser reparado por cuenta del CONTRATISTA a satisfacción de la Interventoría.

Si en opinión de la Interventoría los métodos de excavación adoptados por el CONTRATISTA no son satisfactorios porque ocasionan una sobre-excavación excesiva o porque causan daños a las estructuras u obras existentes, a las excavaciones continuas, o porque no producen una superficie de excavación regular y estable, aunque la Interventoría hubiere aprobado previamente dichos métodos, el CONTRATISTA deberá adoptar las técnicas revisadas y los procedimientos que se indiquen para obtener los resultados que se requieran y, a menos que se especifique algo diferente, todos los costos en que incurra el CONTRATISTA para adoptar esas nuevas técnicas y procedimientos correrán por su cuenta.

Cuando las excavaciones se ejecuten mediante el empleo de equipo mecánico, se dejará el margen suficiente para pulir y perfilar manualmente las superficies de acuerdo con los alineamientos y dimensiones especificados.

El CONTRATISTA será responsable de la estabilidad de todos los taludes temporales y permanentes y deberá soportar y proteger, a satisfacción de la Interventoría, todas las superficies expuestas por las excavaciones hasta la terminación de la obra; así mismo, deberá evitar la contaminación del material de fundación antes de la colocación de los respectivos rellenos. Por consiguiente, asume todos los costos y riesgos por estos conceptos.

El soporte y protección incluyen el suministro y remoción de todos los soportes temporales, incluyendo los entibados y acodalamientos que sean necesarios, la desviación de aguas superficiales y la remoción de aguas subterráneas de las excavaciones, y el suministro y mantenimiento de los sistemas de drenaje y bombeo que se requieran para estabilizar los taludes y evitar que el agua penetre en las excavaciones.

Los taludes permanentes deberán terminarse cuidadosamente hasta obtener superficies estables y a satisfacción de la Interventoría y las bermas se mantendrán drenadas y libres de material suelto.

El CONTRATISTA será responsable por el control, durante el período de construcción, de todos los cauces naturales y de aguas que existan en la zona de

trabajo, y construirá todos los sistemas temporales de drenaje superficial y suministrará, instalará, mantendrá y operará todo el equipo de bombeo así como cualesquiera otros elementos necesarios para desaguar las distintas partes de las obras, para propósitos de inspección, seguridad y cualesquiera otros motivos que la Interventoría considere justificables.

La Interventoría no aprobará la iniciación de las diferentes excavaciones si el CONTRATISTA no dispone en el sitio de tales equipos de bombeo o si no ha controlado con la debida anticipación, a satisfacción de la Interventoría todas las fuentes de agua existente.

El CONTRATISTA deberá construir y mantener todas las obras de drenaje necesarias a juicio del Interventor para protección de los taludes en las excavaciones en corte abierto.

No habrá pago por separado para el manejo del agua; su costo deberá estar incluido dentro de los precios unitarios de los ítem que lo requieran.

Los materiales provenientes de las excavaciones cuyo retiro no se haga de inmediato, se almacenarán lateralmente a las excavaciones, a una distancia mínima de un (1) m. del borde de la excavación, que puede ser mayor a juicio del Interventor y de acuerdo con la profundidad y estabilidad del talud; será de responsabilidad del CONTRATISTA la disposición de materiales para que su acumulación no ocasione derrumbes y daños a las obras ejecutadas o a terceros.

Cuando el ritmo de la excavación, haga que éstas permanezcan sin cumplir su propósito, por un lapso de tiempo de 24 horas o aquél que a juicio del Interventor ponga en peligro su estabilidad, o perjudique obras construidas o a terceros, el Interventor podrá suspenderlas durante el tiempo que estime conveniente, sin que este hecho sea causa justificable para conceder plazo adicional.

Los materiales provenientes de las excavaciones que no vayan a ser utilizados para rellenos compactados en la obra, se retirarán a sitios de disposición seleccionados por el CONTRATISTA y aprobados por el Interventor. Los que apruebe el Interventor para rellenos compactados se trasladarán a su sitio de utilización, debiendo preverse por parte del CONTRATISTA, la ejecución de los rellenos de tal modo que no se presenten acumulaciones de material sin disponer en ningún sitio de la obra.

3.5 MEDIDA

La medida de volumen de las excavaciones se hará por el método del promedio de áreas entre las estaciones a distancias adecuadas, según se requiera debido a la configuración del terreno, calculando dichas áreas con las secciones transversales tomadas antes y después de la ejecución de las excavaciones.

No se medirán las sobre excavaciones no autorizadas por el interventor. La unidad de medida será el metro cubico (M3) con aproximación a un decimal.

3.6 PAGO

Solo se pagarán las excavaciones cuando los materiales excavados hayan sido dispuestos a satisfacción del interventor en los sitios fijados en los planos o determinados por este.

Los precios unitarios consignados en el formulario de precios comprenderán la remuneración total y única por el suministro de la mano de obra, planta, equipo, explosivos, control de agua, soportes laterales, pulida, y perfilada de superficies, y todos los demás gastos necesarios para la ejecución de las excavaciones.

4. CUNETAS REVESTIDAS EN CONCRETO

4.1 ALCANCE

Este trabajo consiste en el acondicionamiento y el recubrimiento con concreto de las cunetas del proyecto o disipadores, de acuerdo con las formas y dimensiones y en los sitios señalados en los planos o determinados por el Interventor.

4.2 MATERIALES

4.2.1 CONCRETO

Se usará concreto de 3.000 psi con tamaño máximo de agregados de 3/8".

4.2.2 MATERIAL DE RELLENO PARA EL ACONDICIONAMIENTO DE LA SUPERFICIE

Todos los materiales de relleno requeridos para el acondicionamiento de las cunetas, serán seleccionados de los cortes adyacentes o de las fuentes de materiales, según lo determine el Interventor. Si es necesario, se utilizará concreto pobre para uniformizar el piso.

4.2.3 SELLANTE PARA JUNTAS

Para el sello de las juntas se empleará material asfáltico o premoldeado, cuyas características se establecen en las especificaciones AASHTO M-89, M-33, M-153 y M-30.

4.3 EQUIPO

Se deberá disponer de todos los elementos para la conformación de cunetas, excavación, cargue y transporte de los materiales, así como equipos manuales de compactación. Al respecto, es aplicable todo lo que resulta pertinente a la especificación CONCRETOS.

4.4 EJECUCION DE LOS TRABAJOS

4.4.1 ACONDICIONAMIENTO DE LA CUNETA EN TIERRA

El CONTRATISTA deberá acondicionar la cuneta en tierra, de acuerdo con las secciones, pendientes transversales y cotas indicadas en los planos o establecidas por el Interventor.
Los procedimientos requeridos para cumplir con esta actividad podrán incluir la excavación, cargue, transporte y disposición en sitios aprobados de los

materiales no utilizables, así como la conformación de los utilizables y el suministro, colocación y compactación de los materiales de relleno que se requieran, a juicio del Interventor, para obtener la sección típica prevista.

La sub-rasante deberá formarse excavando hasta la profundidad que se requiera bajo la superficie terminada de la cuneta, de acuerdo con las dimensiones y el diseño. Todo el material de la sub-rasante que sea blando, esponjoso o inadecuado, deberá retirarse y sustituirse por otro que sea apropiado. La sub-rasante deberá entonces compactarse muy bien y recibir un acabado fino y firme en la superficie.

La sub-rasante deberá ser convenientemente humedecida y apisonada por medio de rodillos o por métodos normales hasta que quede sólida y firme antes de colocar el concreto. La sub-rasante terminada deberá ser verificada en cuanto a pendientes y sección transversal por medio de una plantilla que se extienda a todo lo ancho sobre las formaletas laterales de la cuneta.

4.4.2 COLOCACIÓN DE FORMALETAS

Acondicionadas las cunetas en tierra, el CONTRATISTA instalará las formaletas de manera de garantizar que las cunetas queden construidas con las secciones y espesores señalados en los planos u ordenados por el Interventor.

4.4.3 ELABORACIÓN DEL CONCRETO

El CONTRATISTA deberá obtener los materiales y diseñar la mezcla de concreto, elaborarla con la resistencia exigida, transportarla y entregarla, conforme se establece en la especificación CONCRETOS.

En relación con la calidad del cemento, agua, agregados y eventuales aditivos y productos químicos de curado, se aplicarán los criterios expuestos en la especificación CONCRETOS.

4.4.4 CONSTRUCCIÓN DE LA CUNETA

Previo el retiro de cualquier materia extraña o suelta que se encuentre sobre la superficie de la cuneta en tierra, se procederá a colocar el concreto comenzando por el extremo inferior de la cuneta, avanzando en sentido ascendente de la misma y verificando que su espesor sea, como mínimo, el señalado en los planos.

El concreto deberá ser compactado y curado conforme lo establece la especificación CONCRETOS.

Se construirán juntas de dilatación de 1.5 cm de ancho en las cunetas a intervalos de 18 m. La junta de dilatación deberá llenarse de material para relleno de juntas, de acuerdo con los requisitos de la respectiva norma. Este relleno deberá tomar la forma de la sección transversal de la junta.

Las juntas de contracción se harán a intervalos de 6 m. a una profundidad de 2.5 cm. haciendo la ranura por medio de una herramienta que deje las esquinas redondeadas y que permita el libre movimiento del concreto en la junta.

Tanto las juntas de dilatación como las de contracción deben construirse formando ángulo recto con la linea central de la cuneta.

En cuanto a la calidad del producto terminado, el Interventor sólo aceptará cunetas cuya forma corresponda a la indicada en los planos y cuyas dimensiones no sean inferiores a las señaladas en los planos o autorizadas por él.

Tampoco aceptará trabajos terminados con depresiones excesivas, traslapos desiguales o variaciones apreciables en la sección de la cuneta, que impidan el normal escurrimiento de las aguas superficiales. Las deficiencias superficiales que, a juicio del Interventor, sean pequeñas, serán corregidas por el CONTRATISTA, a su costa, conforme se indica en la especificación CONCRETOS.

El CONTRATISTA deberá nivelar cuidadosamente las superficies para que la cuneta quede con las verdaderas forma y dimensiones indicadas en los planos. Las pequeñas deficiencias superficiales deberá corregirlas mediante la aplicación de un mortero de cemento de un tipo aprobado por el Interventor.

4.5 MEDIDA Y PAGO

Para efecto de pago de las cunetas en concreto, se computara la longitud de cunetas que hayan sido construidas en un todo de acuerdo con lo indicado en los diseños, lo prescrito en esta especificación o lo acordado por el interventor. La unidad de medida sera el metro lineal (ml) con aproximación a un decimal.

La excavación para la construcción de cunetas en concreto se medirá y pagará de acuerdo con la especificación EXCAVACIONES. Los precios unitarios para el pago de las distintas obras que figuran en este Capítulo, serán los indicados en la lista de cantidades y precios de esta propuesta.

Estos precios unitarios cubrirán los gastos del Contratista por concepto de mano de obra, suministro de todos los materiales requeridos; agregados, cemento, acero corrugado, arena, grava, agua, equipos, formaletas y cualquier otro gasto en que incurra el Contratista para la ejecución de los trabajos estipulados.

5. ACERO DE REFUERZO

5.1 ALCANCE

Este capítulo cubre todos los requisitos para el suministro de todos los materiales, equipos, mano de obra, almacenamiento, transporte y demás elementos requeridos para la instalación del acero de refuerzo para concreto, para ser empleado como refuerzo en las diferentes estructuras permanentes de concreto de la obra, y para la instalación de malla de acero electrosoldada. Deberá incluir todo lo necesario para las operaciones de corte, figurado, acarreo, colocación, amarre y demás actividades para ejecutar esta parte de la obra y todos los trabajos relacionados con la misma, de acuerdo con lo indicado en los planos, en estas especificaciones o lo ordenado por el Interventor.

5.2 GENERALIDADES

5.2.1 NORMAS

A menos que se especifique algo diferente, los materiales, las calidades, la figuración y colocación del acero de refuerzo deberán cumplir con los requisitos contenidos en la Ley 400 de 1997 Decreto 33 de 1998 “Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente”, las normas ICONTEC (NTC) y las normas de la "American Society for Testing and Materials - ASTM". Son también aplicables las normas y especificaciones del “American Concrete Institute - ACI ”, en particular las normas ACI 315 y ACI 318, en sus últimas revisiones.

5.2.2 SEGURIDAD INDUSTRIAL

Para la colocación del acero y malla electrosoldada de refuerzo, adicionalmente a lo indicado en los capítulos 4 “Concreto” y 5 “Concreto Neumático”, de las especificaciones técnicas, EL CONTRATISTA deberá cumplir con lo exigido en la sección 25.2 (Reinforcing Steel) del “Construction Safety Standards” del “U. S. Bureau of Reclamation”.

5.2.3 PROCEDIMIENTOS

EL CONTRATISTA, con una anticipación no menor de ocho días a la fecha de iniciación de la correspondiente parte de la obra, deberá presentar para aprobación por parte del Interventor un informe sobre los procedimientos, materiales, equipos y otros elementos que se propone utilizar para completar esta parte de la obra.

5.3 MATERIALES

5.3.1 VARILLAS CORRUGADAS

Las varillas corrugadas que se emplearán para refuerzo de concreto, deberán ser de acero grado 60, y deberán cumplir con los requisitos establecidos en las normas ASTM A-706, e ICONTEC 161, 245 y 248, en sus revisiones más recientes.

5.3.2 VARILLAS LISAS

Las varillas de refuerzo lisas deberán ser grado A-37, y deberán cumplir con la norma ICONTEC 161 y sus revisiones.

5.3.3 MALLA ELECTROSOLDADA

La malla electrosoldada para el refuerzo de concreto, deberá cumplir con los requisitos establecidos en las normas ASTM A-82 y A-185, e ICONTEC 1925. El refuerzo deberá estar constituido por elementos de alta resistencia, laminados en caliente y estirados en frío, con una resistencia garantizada a la rotura en ensayos de tracción de 525 MPa; la separación entre varillas y su diámetro deberán corresponder con los especificados comercialmente para el tipo Q4 (Concremalla) o similar.

5.4 ENSAYOS

Las varillas de refuerzo y la malla electrosoldada deberán ser sometidas a ensayos en la fábrica, de acuerdo con la última revisión de las normas aplicables de la ASTM.

EL CONTRATISTA deberá suministrar al Interventor una copia certificada de todos los análisis químicos y pruebas físicas realizados por el fabricante y las curvas de esfuerzo contra deformación para cada lote u hornada de donde provienen los materiales, o el número de identificación del acero correspondiente a los lotes de refuerzo hechos para la obra. El certificado debe incluir una descripción completa de las normas específicas seguidas en la ejecución de los ensayos.

Si EL CONTRATISTA no suministra evidencia satisfactoria de que el refuerzo cumple con los requisitos establecidos en este capítulo, el Interventor llevará a cabo los ensayos del caso, antes de aceptar el refuerzo respectivo, y el costo de dichos ensayos será por cuenta del CONTRATISTA, sin derecho a reclamación posterior.

5.5 SUMINISTRO Y ALMACENAMIENTO

Cada uno de los envíos de acero de refuerzo, al llegar al sitio de la obra o al lugar donde se ejecutará su doblado, se deberá identificar con etiquetas que indiquen la fábrica, el grado del acero y número de identificación correspondiente al lote; se incluirán además las facturas del fabricante y se deberán enviar al mismo tiempo las copias de éstas al Interventor. El Interventor tendrá libre acceso a las zonas de almacenamiento y/o al taller de doblado, para realizar labores de supervisión y de control de calidad.

Las varillas se deberán transportar y almacenar en forma ordenada; no se deberán colocar directamente contra el suelo, y se deberán agrupar y marcar debidamente de acuerdo con el tamaño, forma y tipo de refuerzo. Los cortes de las varillas deben protegerse para evitar la corrosión durante el almacenamiento.

Los materiales almacenados deberán permanecer limpios, libres de grasas, aceites, pinturas y demás elementos extraños que puedan reducir su calidad y ocasionar corrosión.

EL CONTRATISTA será absolutamente responsable por el funcionamiento y la seguridad de las zonas de almacenamiento de materiales y el Interventor no estará obligada a ningún reconocimiento ni pago por daños en los materiales, o por pérdidas ocasionadas por mal funcionamiento o falta de vigilancia en las zonas de almacenamiento.

El costo de las construcciones y mejoras destinadas a almacén será por cuenta del CONTRATISTA sin costo adicional para la UPES.

5.6 EJECUCION DE LOS TRABAJOS

5.6.1 DESPIECES

Las cartillas de despiece y planos muestran en detalle la forma como EL CONTRATISTA deberá preparar y colocar el refuerzo. Estos detalles corresponden a las juntas mostradas en los planos o requeridas por el Interventor.

Si EL CONTRATISTA desea relocalizar una junta de cualquier tipo en cualquier parte de una estructura para la cual la UPES ya le haya suministrado los planos de localización y cartillas de despiece del refuerzo, y si dicha relocalización es aprobada por el Interventor, EL CONTRATISTA deberá revisar por su propia cuenta los planos que correspondan a la junta propuesta y someter las modificaciones respectivas a la aprobación del Interventor. Si por cualquier razón EL CONTRATISTA no puede cumplir con este requisito, la

junta y el refuerzo correspondiente se deberán dejar sin modificación alguna según se muestre en los planos suministrados.

5.6.2 DOBLADO

Las varillas de refuerzo se deberán doblar de acuerdo con los requisitos establecidos en el Capitulo 7 del Código ACI 318 y en las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente, Ley 400 de 1997. Cuando el doblado del refuerzo vaya a ser realizado por un proveedor cuyas instalaciones se encuentren por fuera de la obra, EL CONTRATISTA deberá suministrar y mantener en el sitio de la obra, por su cuenta, una máquina dobladora y una existencia adecuada de varillas de refuerzo que permitan ejecutar rápidamente las adiciones o revisiones que se consideren más urgentes, y en esta forma evitar atrasos en la ejecución de la obra.

5.6.3 COLOCACIÓN

El refuerzo se deberá colocar con precisión en los sitios mostrados en los planos y se deberá asegurar firmemente en dichas posiciones durante la colocación y fraguado del concreto. El refuerzo se deberá mantener en la posición correcta por medio de bloques pequeños de concreto, con una resistencia a los 28 días igual a la del concreto que se colocará en esa parte de la obra; silletas de acero, espaciadores prefabricados, ganchos o cualesquiera otros soportes de acero que apruebe el Interventor. Las varillas de acero que se crucen, se deberán unir en los sitios de cruce con alambre, amarrado firmemente mediante un nudo en forma de 8. Sin embargo, cuando el espaciamiento entre las varillas sea inferior a 30 cm (12”) en cada dirección, únicamente será necesario amarrar los cruces en forma alternada. Los extremos del alambre para el amarre de las intersecciones y los soportes de acero, no deberán quedar al descubierto y estarán sujetos a los mismos requisitos referentes al recubrimiento de concreto de las varillas que soportan.

En el momento de su colocación, el refuerzo y los elementos metálicos de soporte deberán estar libres de escamas, polvo, lodo, pintura, aceite, óxido o cualquier otra materia extraña que pueda perjudicar la adherencia con el concreto, y se deberán mantener en esas condiciones hasta cuando sean cubiertos completamente por el concreto.

A menos que los planos o el Interventor indiquen algo diferente, se deberán obtener los recubrimientos mínimos especificados en el Capitulo 7 del Código ACI 318 y en el Decreto 33 de 1998 (NSR-98).
Se admitirán las siguientes tolerancias en la colocación del acero de refuerzo:

ESPECIFICACION		TOLERANCIA
Variación en el recubrimiento protector	Con recubrimiento igual o inferior a 5 cm:	0,5 cm
	Con recubrimiento superior a 5 cm:	1,0 cm
Variación a partir de los espaciamientos indicados		2,5 cm

5.6.4 TRASLAPOS Y UNIONES

Los traslapos de las varillas y mallas electrosoldadas de refuerzo deberán cumplir con los requisitos del Capitulo 12 del Código ACI 318 y del Decreto 33 de 1998 (NSR-98) y se deberán hacer en los sitios mostrados en los planos o donde lo indique el Interventor. Los traslapos se deberán localizar de acuerdo con las juntas del concreto, y en forma tal que se evite el uso de varillas de longitudes superiores a 9 m. EL CONTRATISTA podrá introducir traslapos o uniones adicionales en sitios diferentes a los mostrados en los planos, siempre y cuando dichas modificaciones sean aprobadas por el Interventor, y el costo del refuerzo adicional que se requiera sea por cuenta del CONTRATISTA.

Las longitudes de los traslapos de las varillas de refuerzo deberán ser las que se muestren en los planos o sean indicadas por el Interventor. Sin embargo, EL CONTRATISTA podrá reemplazar, previa aprobación del Interventor, las uniones traslapadas por uniones soldadas, las cuales deberán cumplir con los requisitos establecidos en las Secciones C.12.14 a C.12.17 de la Norma Sismo Resistente NSR-98, siempre y cuando el costo adicional de dicho reemplazo sea por cuenta del CONTRATISTA.

5.6.5 MALLA DE ACERO ELECTROSOLDADA

El refuerzo en malla electrosoldada será utilizado en la protección de superficies con concreto neumático; el Interventor podrá ordenar en la obra la utilización de malla electrosoldada en estructuras diferentes sin que esto ocasione sobrecostos o formas de medida y pago diferentes a las ya establecidas en este capítulo.

La malla se deberá colocar con precisión en los sitios indicados por el Interventor, y se deberá asegurar firmemente en dicha posición durante la colocación y fraguado del concreto.

Los empalmes de módulos de malla se harán de acuerdo con las recomendaciones del fabricante y se amarrarán firmemente con alambre anudado por métodos tradicionales de uso común, en un todo de acuerdo con los requisitos del Capítulo 12 del Código ACI 318 y la norma NSR-98.

No se aceptará colocación de malla que esté cubierta de escamas, polvo, lodo, aceite, óxido, pintura o cualquier elemento extraño.

La colocación de la malla electrosoldada en taludes a proteger, deberá hacerse en forma tal que quede en contacto con las superficie de la roca o el concreto neumático previamente aplicado; el método que utilice EL CONTRATISTA deberá ser aprobado por el Interventor. Para asegurar la malla a las superficies antes mencionadas EL CONTRATISTA podrá utilizar las platinas y tuercas de los pernos de anclaje o varillas de ¼", embebidas con mortero en perforaciones de por lo menos 10 cm de profundidad; no habrá medida ni pago por separado por las perforaciones, clavijas, mortero, platinas y tuercas usadas para instalar la malla electrosoldada.

5.7 MEDIDA Y PAGO

La colocación de acero reforzado se realizará en las obras que sea necesario su utilización; y el pago se tendrá en cuenta en la especificación CUNETAS REVESTIDAS EN CONCRETO, lo que indica que en este ítem no se pagara costo alguno por la colocación e instalación de la presente especificación.

6. CONCRETOS

6.1 ALCANCE

Esta norma se refiere al suministro, almacenamiento de materiales, dosificación, elaboración de formaletas, preparación, transporte, colocación, fraguado, vibración, curado, terminado y reparación de los hormigones o concretos conforme a las resistencias, alineamientos, dimensiones y detalles indicados en los diseños.

6.2 REFERENCIAS.

Además de la presente norma, se deben tener en cuenta las siguientes referencias:

- Norma ICONTEC-2000, Hormigón Reforzado.
- Norma ICONTEC-129, 174, 385, Agregados Pétreos.
- Norma ICONTEC-1920, Acero Estructural.

6.3 REQUISITOS GENERALES

- El CONTRATISTA debe construir todas las estructuras y fundir el concreto que se indique en los planos o que sea necesario.
- Las construcciones deben hacerse de acuerdo con los planos, las especificaciones y las indicaciones del Interventor.
- Todos los materiales son suministrados por el CONTRATISTA.
- En caso de que la resistencia del concreto resultase inferior a la especificada, el CONTRATISTA se responsabiliza de los trabajos, riesgos y costos requeridos para la destrucción y reparación completa, a satisfacción del Interventor, de las estructuras construidas con el concreto defectuoso, sin que haya razón para reclamaciones o modificaciones en los plazos estipulados.

6.4 MATERIALES Y EQUIPOS

6.4.1 CEMENTO

El cemento debe ser de la marca con la cual se hicieron los ensayos de dosificación de mezclas; en caso de que su suministro sea en sacos, éstos deben ser suficientemente fuertes, herméticos e impermeables de tal forma que eviten alteraciones del cemento por efecto de la humedad.
El transporte debe hacerse bajo cubiertas impermeables y debe almacenarse bajo techo en edificaciones que garanticen protección suficiente contra la humedad, provistos de sistemas de control de humedad del aire si fuere necesario.

El almacenamiento debe efectuarse sobre plataformas de madera que separen los sacos de cemento del piso por lo menos diez (10) centímetros, para evitar la absorción de humedad. El apilamiento se hace en hileras; no deben colocarse más de catorce sacos, uno sobre otro, para períodos de almacenamiento menores de quince días, ni más de siete sacos para períodos más largos.

Debe evitarse colocar sacos directamente contra las paredes que cierran exteriormente el depósito. El almacenamiento debe efectuarse de manera que posibilite gastarlo en el mismo orden en que se recibe.

El CONTRATISTA debe programar el suministro y el gasto del cemento con el fin de evitar que permanezca almacenado por un período mayor de treinta (30) días. Cuando se exceda este período sólo se puede usar el cemento si los ensayos que determine el Interventor demuestran que el cemento no ha iniciado un fraguado falso. El Interventor rechaza cualquier cargamento de cemento que presente este fraguado falso, aunque el período de almacenamiento sea menor del indicado anteriormente, caso en el cual el CONTRATISTA debe proceder a retirarlo de la obra a su propio costo.

6.4.2 AGREGADOS

La aceptabilidad de los agregados se determina por medio de ensayos antes de iniciar las operaciones de fabricación y colocación del concreto. El tamaño máximo de agregados no debe exceder de una quinta parte de la menor dimensión entre las paredes de las formaletas, ni de 3/4 del espacio libre entre las barras de refuerzo.

Para la elaboración de los concretos de la obra, el CONTRATISTA debe utilizar agregados grueso y fino de origen aluvial o los obtenidos por trituración de roca.

En el caso de que se utilicen agregados obtenidos por trituración de roca, la forma de las partículas debe ser aproximadamente cúbica y el agregado debe estar libre de partículas planas alargadas.

El porcentaje de partículas alargadas no debe exceder de diez (10) por ciento; el CONTRATISTA debe adoptar un sistema de trituración que permita que el porcentaje de partículas alargadas no sobrepase el límite anotado anteriormente.

- Agregado fino: Su gradación debe cumplir con los siguientes requisitos:

Tamiz	**% Pasa**
3/8"	100
No. 4	90-100
No. 16	45-80

No. 50	10-30
No. 100	2-10

- Agregado grueso: El agregado grueso debe cumplir con una de las siguientes gradaciones:

Tamiz	**A**	**B**	**C**
1 1/2"			100
1"	100		85-100
3/4"	90-100	100	65-90
1/2"	40-75	90-100	40-70
3/8"	20-55	40-70	15-40
No. 4	0-10	0-15	0-8
No. 8	0-5	0-5	0-5

El tipo de gradación (A, B ó C) debe definirse de acuerdo con la dimensión de la estructura y el espaciamiento del refuerzo.

El material debe presentar un desgaste menor al 40% al se sometido al ensayo de abrasión en la máquina de Los Angeles y no debe tener una pérdida en peso mayor al 12% al someterlo a cinco ciclos alternados en la prueba de solidez con sulfato de sodio.

6.4.3 AGUA

Toda el agua usada en la mezcla y para el curado del concreto debe ser limpia y libre de aceites, sales, álcalis, ácidos, materia orgánica, sedimentos, lodo o cualquier otra sustancia que pueda dañar o reducir la calidad, resistencia y durabilidad del concreto o del refuerzo. La fuente de suministro requiere la aprobación del Interventor, quien puede ordenar por cuenta del CONTRATISTA los ensayos que considere convenientes para su aceptación.

6.4.4 REFUERZO

Se debe utilizar acero de producción nacional, de la calidad indicada en los planos y figuras, el cual debe ser suministrado en su totalidad por el CONTRATISTA. Éste también debe suministrar todos los soportes, barras espaciadoras, pernos, platinas, distanciadores y demás elementos necesarios para la correcta colocación del refuerzo según las indicaciones de los planos o los requerimientos del Interventor.

El acero, antes de su colocación, debe estar libre de suciedad, escamas, polvo, lodo, pintura, aceite o cualquier otro material extraño que pueda perjudicar su adherencia con el concreto.

El refuerzo se debe colocar con exactitud, según lo indiquen los planos o lo ordene el Interventor; las barras deben asegurarse firmemente en las posiciones indicadas, de manera que no sufran desplazamientos al colocar el concreto; se debe tener especial cuidado para evitar cualquier alteración en el refuerzo que sobresalga del concreto que haya sido colocado.

El corte y configuración de las barras se debe hacer de acuerdo con los planos y lo ordenado por el Interventor.

6.5 EJECUCION DE LOS TRABAJOS

6.5.1 DISEÑO DE LAS MEZCLAS DE CONCRETO

El CONTRATISTA debe diseñar las mezclas con 30 días de anticipación al primer vaciado y presentarlas al Interventor para su aprobación junto con todos los materiales utilizados. De cada mezcla que el CONTRATISTA proponga usar, debe elaborar tres juegos de tres cilindros de concreto para ser ensayados en series de tres a los 7, 14 y 28 días, respectivamente.

La aprobación del Interventor al diseño de mezclas no exonera al CONTRATISTA de la responsabilidad de cumplir con todos los requisitos de las especificaciones y los planos. El Interventor no acepta obras que no cumplan las resistencias especificadas, en caso tal, éstos deben demolerse y reconstruirse por cuenta del CONTRATISTA.

Es de responsabilidad del Interventor el control de las mezclas de concreto; el Interventor puede solicitar los ajustes periódicos necesarios para obtener la resistencia última a la compresión, exigida para cada una de las estructuras según lo indicado en los diseños.

Debe tenerse en cuenta el tamaño máximo de los agregados que puedan admitir las estructuras, la disposición de los distintos materiales y las condiciones o características de los equipos utilizados por el CONTRATISTA para la elaboración y transporte de los concretos.

El diseño de las distintas mezclas se basa en la obtención de un material pastoso, trabajable y con un contenido de agua que genere un "asentamiento" del concreto (slump) entre 2.5 y 12.7 cm (1" a 5") medido según el proceso de la Designación C-143 de la ASTM o 346 de ICONTEC.

6.5.2 FORMALETAS

Las formaletas se deben utilizar donde sea necesario confinar el concreto y darle la forma y dimensiones requeridas. Las formaletas deben construirse los suficientemente ajustadas para evitar toda pérdida de mezcla a través de las mismas. En las esquinas de la formaletas, donde lo indiquen los planos o lo ordene el Interventor, deben colocarse moldes especiales para biselar los bordes de concreto de las superficies permanentemente expuestas. Se fabrican de madera, acero u otro material aprobado por el Interventor.

6.5.3 MEZCLA DEL CONCRETO

Todos los materiales que se utilicen para la fabricación del concreto deben medirse por peso y mezclarse mecánicamente. El cemento se mide en sacos de 50 kilogramos.

El CONTRATISTA debe instalar una planta de mezcla de capacidad y tipo adecuados. El equipo debe ser capaz de combinar y mezclar los agregados, el cemento y los aditivos (cuando se usen), producir una mezcla uniforme dentro del tiempo especificado y descargarla sin que haya segregación de partículas. Con el fin de evitar interrupciones en la colocación, el CONTRATISTA debe disponer de equipo de reserva. Así mismo debe estar provisto, de equipo adecuado tanto para pesar y controlar la cantidad de cada uno de los elementos que entran en la mezcla, como para ajustar el contenido de humedad o la proporción de los agregados mientras el concreto se mezcla.

6.5.4 TRANSPORTE.

El Concreto debe transportarse de la mezcladora al sitio de destino tan pronto como sea posible y por métodos que eviten segregación de los materiales, pérdida de los ingredientes, o pérdida en el asentamiento de más de 2 cm. Todo concreto, que por permanecer tiempo largo en el equipo de transporte requiera agua adicional para permitir buena colocación, debe descartarse. El CONTRATISTA debe someterse a la aprobación del Interventor, antes de iniciar los montajes de los equipos para preparación de concreto y el planeamiento y características de los elementos para transporte de concreto.

6.5.5 COLOCACIÓN DEL CONCRETO.

El CONTRATISTA debe notificar al Interventor cuando esté listo para vaciar concreto en cualquier sitio, con el fin de que éste pueda inspeccionar las formaletas, cimientos, refuerzos, etc.

El concreto debe tener tal consistencia y composición que permita su colocación en todas las esquinas o ángulos de las formaletas y alrededor del refuerzo o de cualquier otro elemento embebido, sin que haya segregación de los materiales. Cada carga de concreto debe depositarse lo más cerca posible de su posición final para así reducir a un mínimo las posibilidades de segregación.

Cuando se coloque concreto sobre una fundación de tierra, el fondo de la excavación debe estar limpio y húmedo, pero sin agua estancada ni en movimiento.

No debe colocarse concreto sobre lodo, tierra porosa seca o llenos que no hayan sido compactados a la densidad requerida.

El concreto se debe densificar con la ayuda de equipo mecánico de vibración, accionado por gasolina, electricidad o aire comprimido. La duración de la operación de vibrado debe ser la necesaria para alcanzar la compactación requerida sin que se produzca segregación de los materiales.

Al colocar concreto en cualquier sitio no se debe permitir que éste caiga de una altura mayor de 1.50 m, excepto cuando se disponga de medios especiales para evitar segregación.

6.5.6 CURADO Y PROTECCIÓN.

El concreto recién colocado que no haya fraguado debe protegerse cuidadosamente contra corrientes de agua, lluvias fuertes, tráfico de personas o equipos y exposición directa a los rayos solares.

Debe evitarse el fuego o temperaturas excesivas cerca de las caras del concreto fresco.

Todas las caras expuestas del concreto deben curarse por un período no menor de 5 días, inmediatamente después de terminar la colocación del mismo.

6.6 MEDIDA Y PAGO

El suministro y colocación de concretos, se realizarán en las obras que sean necesarias. Para el pago se tendrá en cuenta la especificación CUNETAS REVESTIDAS EN CONCRETO, lo que indica que en este ítem no se pagará costo alguno por la presente especificación.

7. FILTROS O TRINCHERAS DRENANTES

7.1 DESCRIPCIÓN

Son estructuras de captación de aguas subsuperficiales de las dimensiones indicadas en los diseños y rellenas con material filtrante. En ningún caso la sección transversal tendrá menos de 2.00 m de profundidad y 0.80 m de ancho.

Las trincheras deberán disponer de un desagüe a una corriente natural o a un punto que no ofrezca peligro de erosión o inestabilidad.

7.2 MATERIALES

Las trincheras requerirán de los siguientes materiales:

- Geotextil drenante no tejido, tipo Propibac 1.600 o similar.
- Tubería flexible de drenaje ranurada, de diámetro nominal 100 mm, tipo PAVCO 250090 o similar.
- Aditamentos de unión y cambio de dirección de la tubería.
- Piedra limpia dimensión variable entre 5 y 15 cm. El material filtrante estará conformado por partículas duras, recias y durables y exentas de piedra desintegrada, sales, álcalis, materias orgánicas o revestimientos adheridos, y deberán cumplir con los requisitos que a juicio del Interventor sean aplicables a materiales para filtros según la norma ICONTEC 174.
- Los materiales granulares para filtros de subdrenajes y otras protecciones indicadas en los planos, se obtendrán de los depósitos aluviales de corrientes cercanas y/o por trituración de material de cantera.
- Tubería de conexión (no ranurada), preferiblemente flexible de diámetro nominal 100 mm (4 pulgadas).

7.3 CONSTRUCCIÓN

En estas excavaciones y después de colocada una primera capa de 15 cms. de material de filtro, se colocará la tubería corrugada de PVC de 100mm. de diámetro nominal, una vez instalada la tubería el resto de la zanja se rellenará con material de filtro hasta el nivel indicado en los planos.

El material de filtro deberá colocarse en forma tal que no produzca segregación y se procurará darle alguna compactación con cualquier sistema que se acomode a las dimensiones de la zanja y que no dañe la tubería colocada dentro de él.

Estos materiales no requerirán de ningún control de cantidad de humedad para su colocación, pero se deberá procurar que presenten una humedad homogénea antes de colocarlos.

Se debe iniciar con la construcción del desagüe y luego comenzar de abajo hacia arriba la excavación de la trinchera y proceder a colocar el Geotextil, la tubería y el relleno de filtro.

7.4 MEDIDA Y PAGO

La unidad de filtros será el metro lineal (ml) aproximado a un decimal utilizando el promedio de las áreas extremas entre estaciones indicadas por el interventor de acuerdo con los diseños, las especificaciones y las instrucciones del interventor.

La excavación para la construcción de los filtros se medirá y pagará de acuerdo a la especificación EXCAVACIONES. Los costos de mano de obra, materiales, transporte, equipo y cualquier otro costo necesario para la construcción de este ítem, se pagarán al contratista de acuerdo con el precio unitario consignado en el en el formulario de precios.

En caso de requerirse relleno, este se medirá y pagará de acuerdo a la especificación RELLENOS.

8. GEOTEXTIL

8.1 GENERALIDADES

Esta especificación se refiere al suministro e instalación de geotextil entre materiales filtrantes y el suelo natural, en las obras que lo requieran de acuerdo con los diseños o con las indicaciones de la interventoria, con el fin de evitar la migración de material fino hacia el material filtrante.

El geotextil debe tener unas características mínimas iguales a las normas del PROPIBAC 1600, en especial lo referente a resistencia a la ruptura, desgarre, tensión y coeficiente de permeabilidad. En ningún caso se aceptara la instalación de tramos con roturas o desgarraduras. El geotextil debe ser no tejido de fibra continua.

8.2 MEDIDA Y PAGO

La unidad de medida para el geotextil sera el metro cuadrado con aproximación a un decimal, instalado de acuerdo con las especificaciones y su pago se hará según el precio unitario consignado en el formulario de precios.

El precio unitario incluye el suministro del material, transporte, mano de obra para su instalación y todos los demás costos para su correcta instalación.

9. POZOS DE AGUAS NEGRAS Y POZOS DE INSPECCIÓN

9.1 GENERALIDADES

Esta especificación trata sobre los procedimientos que se deben seguir para la construcción de pozos de aguas negras y pozos de inspección cuyas tapas queden a nivel con el pavimento de las calzadas.

9.2 TIPOS DE ESTRUCTURAS

Los distintos tipos de estructuras que se deben construir, se encontrarán ubicados en los planos generales de las calzadas con diseños especiales detallados. Cada pozo de inspección será construido de acuerdo con los detalles o con los materiales indicados en los planos, a las profundidades requeridas según los perfiles.

9.3 ETAPAS DE CONSTRUCCIÓN

Cualquier tipo de pozo de inspección puede ser construido por etapas o en su totalidad, según el programa aprobado por la Interventoría. En todo caso, el Contratista tomará todas las precauciones necesarias para evitar accidentes, por medio de señales debidamente colocadas y por iluminación nocturna, frente a toda excavación, pozo o sumidero sin tapa. El Contratista mantendrá en buen estado todas las señales y luces, de cada obra, a satisfacción del Interventor, hasta el momento en que queden colocadas las tapas correspondientes sobre las obras terminadas.

9.4 MATERIALES

9.4.1 CONCRETO

El concreto para la construcción de sumideros y pozos de inspección, cuando los planos especifiquen este material, debe cumplir con la especificación correspondiente a CONCRETOS

9.4.2 MORTERO

El mortero estará compuesto de una parte de cemento portland, dos partes de arena convenientemente gradada y agua suficiente para formar una pasta apropiada tanto para pegar ladrillos como para pañetar.

9.4.3 ACERO DE REFUERZO

El acero de refuerzo cumplirá con los requisitos de la especificación correspondiente a no ser que el diseño y los planos indiquen lo contrario, o la Interventoría apruebe el empleo de otro tipo de acero.

9.4.4 LADRILLO

El ladrillo que se emplee para la construcción de sumideros y pozos de inspección, será de primera calidad, cocido, sano y de tamaño uniforme. No se admitirá ladrillo que absorba mas de 16% de humedad en peso, cuando sea sumergido en agua durante 24 horas, las muestras que se sometan a este ensayo se pesaran perfectamente secas, antes de sumergirlas.

9.5 CONSTRUCCIÓN

En general, la construcción de los sumideros y pozos de inspección deberá cumplir con los diseños y normas que fijen las empresas de servicios públicos de Santa Fe de Bogotá, según se trate de sumideros que recojan el agua lluvia o de pozos de inspección para alcantarillas.

La colocación de todas las tapas o rejas se hará de modo que queden perfectamente a ras con el pavimento en todo su perímetro. Si el pavimento esta constituido por mezcla asfalta, se debe limpiar y pintar con asfalto licuado para calentamiento toda la superficie de la estructura o soporte de la tapa que va a quedar en contacto con la mezcla asfáltica.

9.6 MEDIDA

Todo pozo de inspección construido a satisfacción de la Interventoría será recibido por unidad separada y se dejará constancia del tipo o clase de estructura construida. No se tomarán medidas especiales referentes al tamaño pues aquellas deberán coincidir con los diseños de cada tipo.

9.7 PAGO

La entidad contratante pagará al Contratista por cada unidad de pozos de inspección construidos y recibidos a satisfacción de la Interventoría a los precios establecidos por el contrato para cada unidad de los diferentes tipos considerados.

La excavación para la construcción de pozos de inspección se medirá y pagará de acuerdo a la especificación EXCAVACIONES. El precio por unidad de pozo de inspección, comprende el pago de toda la planta, maquinaria, herramientas, mano de obra, prestaciones sociales, materiales con su acarreo incluidos, marcos, anillos, parrillas, tapas y demás elementos metálicos o mecanismos, excavación y relleno, administración y utilidad del contratista y todos los demás gastos directos e indirectos inherentes a la obra.

10. TUBERIA DE CONCRETO DE 8”

10.1 GENERALIDADES

Esta especificación se refiere al suministro e instalación de tubos de concreto de ocho pulgadas (8”) en los sitios de desagüe de aguas de escorrentía, en las obras que lo requieran de acuerdo con los diseños o con las indicaciones de la interventoria, con el fin de permitir el desagüe de las aguas de escorrentía superficial.

Los tubos deben ser en campana y construidos en concreto de 3000 PSI, con el fin de evitar la rotura por el paso de vehiculos o la posible construccion de algún tipo de obras. En ningún caso se aceptara la instalación de tramos con roturas o algún otro tipo de tubo no especificado.

10.2 MEDIDA

La unidad de medida para el tubo en campana sera el metro lineal con aproximación a un decimal, instalado de acuerdo con las especificaciones y su pago se hará según el precio unitario consignado en el formulario de precios.

El precio unitario incluye el suministro del material, transporte, mano de obra para su instalación y todos los demás costos para su correcta instalación.

11. GAVIONES METÁLICOS

11.1 GENERALIDADES

Consisten en cajas rectangulares en malla de alambre galvanizado, de varias dimensiones, que se colocan en los sitios indicados en los planos y luego se llenan de piedras con una dimensión mayor que el ojo de la malla y que por su propio peso hacen el efecto de un muro de sostenimiento.

Las canastas o gaviones se disponen convenientemente y luego se van uniendo entre si por medio de fuertes ligaduras con alambre del mismo diámetro y calidad del que forma la malla. La malla que debe usarse para estas canastas debe ser fabricada con triple torsión y nunca con torsión simple.

11.2 CONSTITUCIÓN DEL GAVION

Las mallas presentan la forma de un hexágono no alargado en el sentido de una de sus diagonales.

Los gruesos o diámetros del alambre varían según las dimensiones de las mallas y aumentan proporcionalmente con la escuadría de estas, de modo que el peso por metro cuadrado de malla permanece constante.

Los tres tipos de malla de triple torsión con que se confeccionan los gaviones metálicos son los siguientes:

- Malla 5 x 7 cm. de escuadría con alambre No. 13 (ö 2 mm.)
- Malla 8 x 10 cm. de escuadría con alambre No. 15 (ö 2.4 mm.)
- Malla de 12 x 14 cm. de escuadría con alambre No. 17 (ö 3 mm.)

Los alambres que forman los bordes del gavión son un número inmediatamente superior al empleado en tela metálica. El alambre necesario para el cosido y el atirantado de los gaviones puede tomarse como 1 Kg. Para cada gavión rectangular de 1 m. de altura y como 0.750 Kg para cada gavión rectangular de 0.5 m. de altura.

11.2.1 CALIDAD DEL ALAMBRE

Acero dulce, recocido, excento de escamas u otros defectos, galvanizado en caliente con zinc puro.

- Carga mínima de rotura 42 Kg /mm²

- Alargamiento; bajo la acción de la carga de 42 Kg/mm², el alargamiento será de 10%, relativo a la longitud de 10 cm.

- Flexión ; el hilo sostenido en una prensa de bordes redondeados con un diámetro de dos veces el diámetro del alambre deberá soportar sin romperse 10 plegados sucesivos de 90 grados ; los plegados se efectúan en un mismo plano, con una longitud de 180 grados.

- Enrollamiento : el alambre deberá poderse enrollar sobre un cilindro de doble diámetro, en espiras apretadas, sin que el zinc se desprenda o se agriete.

- Torsión ; una muestra de 20 cms. de longitud deberá soportar 30 vueltas completas de torsión (360 grados para cada vuelta) sin romperse y sin que el zinc se desprenda o se agriete.

- Espesor del zinc; el alambre deberá soportar sin que aparezca el hierro aún parcialmente, cuatro inmersiones sucesivas de un minuto cada una en una solución de sulfato de cobre cristalizado, cuya concentración será una parte por peso de cristales a cinco partes por peso de agua. La temperatura del baño será de 15 grados centígrados entre cada inmersión, las muestras deberán lavarse, secarse y examinarse.

11.3 PUESTA EN LA OBRA DE LOS GAVIONES

11.3.1 MONTAJE DEL GAVION

- Desplegar el gavión y extenderlo plano sobre el suelo.

- Levantar las dos paredes y las dos cabezas, de modo que forme un cuerpo rectangular, cuya tapa será un rectángulo 1.

- Ligar sólidamente las aristas; se debe emplear un alambre de la misma calidad y diámetro del que forma la malla; el peso de los alambres de ligadura es de 8 a 10% del peso de los gaviones.

11.3.2 COLOCACIÓN DEL GAVION EN SU SITIO

Colocar el gavión en el sentido conveniente, de modo que: el número de lados libres de la tapa en contacto con las aristas de los gaviones vecinos sea mínimo. Esta operación facilita el armado de los gaviones entre sí.
Amarrar con cuidado y sólidamente las aristas verticales del gavión con las aristas verticales de los gaviones vecinos.

Por medio de una pieza de madera aplanar las caras que van a estar en contacto con los gaviones vecinos y con alambre galvanizado ligar dichas caras en contacto lo más cerca posible de las aristas de la base.

Con una barra o varilla gruesa de hierro de 1.50 aproximadamente de longitud y pasando la punta por la malla de la base, más cerca del vértice a modo de palanca, estirar lo más posible la cara, Para que quede en el plano de alineamiento que se ha fijado; por último cuando la barra quede en posición vertical, enterrarla en el suelo por medio de una almádana.

11.3.3 LLENADO DE LOS GAVIONES

Llenado de los gaviones que constituyen la placa de fundación:

- Se utilizan piedras redondeadas de una dimensión mayor que el ancho de la maya, disponiéndolas de modo que entre sí quede el menor espacio posible; debe evitarse usar piedras demasiado grandes que restarían flexibilidad a la placa de fundación.

Llenado de los gaviones que constituyen el cuerpo de la obra :

- Contra el enrejado de la malla que forma las paredes del gavión, disponer de un paramento de piedras gruesas, mayores que la abertura de la malla.

- En la parte del gavión, si no se encuentra suficiente cantidad de piedra gruesa, colocar piedra más menuda pero no inferior en ningún caso a 8 centímetros de diámetro.

Tirantes:

Cuando la altura del gavión sea de un metro, es necesario atirantar interiormente los paramentos puestos, tal como se señala en la figura 5, a fin de que al ser rellenado no presenten dichos paramentos convexidades en su superficie.

A este mismo objeto, y tendiendo siempre a que el gavión, una vez relleno, aparezca siempre perfectamente regular, y no presente deformidad alguna en su estructura, es conveniente, antes de rellenarlo, escuadrar sus paramentos en el sentido de su mayor longitud por medio de un entablado que se sostiene por puntales, generalmente de hierro.

Colocado el gavión en el sentido conveniente, según haya sido proyectada la obra, tensar la malla con una palanca o barra de hierro, para darle la forma y medida que le corresponde y atar cuidadosamente las aristas verticales que se encuentran contiguas en dos gaviones en contacto. El paramento en cuya arista gire la tapa habrá de estar en contacto con el gavión anteriormente rellenado, de

forma que la tapa pueda ser cerrada por el espacio libre que deberá ocupar el gavión siguiente. Después de estas operaciones puede procederse al rellenado del gavión, sin olvidar la colocación de los tensores internos.

Los tirantes están constituidos por trozos de alambre del mismo calibre y calidad del que forma la malla, y se aseguran por medio de un amarre que abarque varias mallas.

A medida que adelanta el relleno del gavión a cada treinta y tres centímetros de altura, es conveniente colocar tirantes de alambre en sentido horizontal del mismo grueso de la malla, que tienden a hacer solidarios los paramentos o caras opuestas a fin de evitar su deformación por la presión del material que se retiene, tal como se ha aludido anteriormente. En sentido longitudinal, pueden distanciarse unos de otros de 70 a 80 centímetros, procurando alternar la posición que ocupan los de una hilada en sentido horizontal (si entran varias según la profundidad del gavión) con la que ocupen los de la hilada inmediata inferior.

Terminado el relleno, falta ya sólo la operación de cerrar la tapa para tener completamente terminado el gavión , y para ello se dispone generalmente, de una pequeña palanca o llave con el extremo ligeramente curvado, de trecho en trecho (cada 30 centímetros, por ejemplo), se obliga a coincidir en una sola arista los bordes de las caras contiguas, forzando así el cierre. Lograda esta aproximación en cada parte donde se ha accionado la palanca, se deja antes de retirarla, un punto de sutura con alambre suelto.

En todos los gaviones cualquiera que sea su emplazamiento en la obra se colocan tirantes :

- Tirantes que unan las cabezas a las paredes.
- Tirantes que unan las paredes entre si.

En los gaviones que forman la placa de fundación, se colocan además tirantes que unan entre si la base y la tapa. Finalmente se procede al cocido ordinario.

Completado el trabajo que afecta a cada gavión de por sí, basta añadir que deben igualmente coserse las aristas de cada gavión con las correspondientes de los gaviones contiguos, y que gracias a esta disposición se logra una intima trabazón en toda la obra, constituyendo un verdadero bloque que tendrá sobre los similares de mampostería, la ventaja enorme de ser eminentemente flexible, que es la característica de los sistemas, verdaderamente insustituibles para la defensa fluviales y para multitud de aplicaciones a que se han dedicado.

11.4 MEDIDA Y PAGO

Para efectos de pago se computará el volumen de las estructuras en gavión que hayan sido construidas en un todo de acuerdo a lo indicado en los diseños, lo prescrito en esta especificación o lo ordenado por el interventor. La unidad de

medida será el metro cúbico (m3) con aproximación a un decimal.

La construcción de gaviones medidos como se indica anteriormente, se pagara al contratista a los precios unitarios consignados en este ítem GAVIONES METALICOS del formulario de precios unitarios de la propuesta. Este precio se cancelara de acuerdo con la clasificación del numeral 11.2 para cualquier estructura en gavión.

Este pago constituirá la única compensación que recibirá el contratista por los conceptos de se indican y por consiguiente en el precio unitario deberán incluirse los costos ocasionados por la explotación y suministro de los materiales hasta el sitio de utilización, rajoneo, colocación de formaletas, ensayos, llenado, y amarre de las canastas.

Las excavaciones necesarias para la construcción de los gaviones se pagaran de acuerdo con las especificaciones EXCAVACIONES.

Los rellenos en el espaldón de los gaviones y demás rellenos necesarios se medirán y pagaran de acuerdo con las especificaciones RELLENOS.

El geotextil requerido para la construcción de gaviones se medirá y pagará de acuerdo con la especificación GEOTEXTIL.

12. RELLENOS

12.1 OBJETO

Esta especificación establece las normas para la disposición de material común compactado para el relleno de zanjas, rellenos alrededor de estructuras, terraplenes para conformación de taludes y terraplenes, en los sitios fijados en los diseños o determinados por el Interventor.

12.2 ALCANCE DE LOS TRABAJOS

Los siguientes trabajos están incluidos dentro del concepto de construcción de terraplenes y rellenos.

- Preparación del terreno de cimentación.
- Esparcida del material en capas uniformes, entremezclándolo para obtener una adecuada distribución de tamaños.
- Retiro de los sobretamaños o materiales objetables, a juicio de la Interventoría.
- Control de la humedad de compactación del material.
- Compactación de las sucesivas capas.

12.3 MATERIALES

Para la ejecución de los Rellenos y Terraplenes, se utilizarán materiales provenientes de excavaciones, los cuales deben estar libres de basuras, materia orgánica, raíces, suelos orgánicos, escorias y bloques de roca de diámetro mayor de 10 centímetros.

Los materiales utilizados deben someterse previamente a la aprobación del Interventor, informando su procedencia.

Si los materiales provenientes de excavaciones en las obras no reúnen las características para su utilización, el Interventor autorizará el o los bancos de préstamo que se requieran para su obtención. En tal caso el Contratista hará la explotación del banco de acuerdo con las instrucciones del Interventor.

12.4 PREPARACIÓN DE LA SUPERFICIE DE CIMENTACIÓN

Se extraerán los materiales inadecuados para la fundación de los rellenos o terraplenes hasta la profundidad que el Interventor estime suficiente. La Interventoría determinará el tratamiento que debe darse a la fundación o superficie donde se cimentará el relleno o terraplén.

12.5 NORMAS DE CONSTRUCCIÓN

El material utilizado se extenderá en capas de espesor máximo de 10 centímetros. El contenido de humedad del material debe estar siempre entre los límites determinados por el Interventor para cada tipo de suelo.

Una vez comprobado el estado óptimo de humedad se procederá a la compactación con el equipo adecuado, a juicio del Interventor, hasta obtener una densidad no inferior al 90% de la densidad seca máxima obtenida en el Ensayo de Proctor Modificado.

En los rellenos para la conformación de taludes, la compactación de los materiales se efectuará con equipo manual, o con equipo mecánico que por sus características pueda ser utilizado apropiadamente en el sistema de terrazas y taludes.

En el proceso de levantar un relleno o un terraplén, su superficie al terminar la jornada de trabajo deberá estar compactada y bien nivelada, con declive suficiente que permita el escurrimiento de las aguas lluvias.

12.6 CONTROL DE CALIDAD DE LOS TRABAJOS

La Interventoría efectuará los ensayos que considere necesarios para el control de la construcción de terraplenes y rellenos y para su verificación. El costo de estos ensayos correrá por cuenta del la Interventoría.

12.7 MEDIDA Y PAGO

Se utilizará el método del promedio de las áreas extremas entre estaciones colocadas a distancias según la naturaleza de la obra, tomadas antes y después de ejecutados los trabajos, dentro de los alineamientos dados en los diseños o los aprobados por el Interventor. La unidad de medida será el metro cúbico compactado con aproximación a un decimal.

Si hubiere necesidad de mezclar materiales de diferentes lugares de procedencia para obtener el tipo de material necesario en el relleno o terraplén, se medirá el volumen total de material mezclado y compactado.

13. EMPRADIZACION Y REVEGETALIZACION

13.1 GENERALIDADES

Esta especificación se refiere a todas las labores necesarias para la empradización de todas las zonas verdes, desprovistas de vegetación o que presenten procesos de erosión. Las labores necesarias para este ítem son las siguientes:

- Remoción de los materiales del camellón de los sitios de interés.
- Disposición, perfilada y compactacion del material de los camellones presentes a manera de terrazas escalonadas con corona plana para permitir la siembra de cespedones y/o arbustos.
- Siembra de cespedones y/o arbustos en la corona de los escalones y en el área donde se retira el camellón del sector.
- Limpieza general de la zona y en especial el retiro de los sobrantes de los materiales de relleno, tóxicos o no biodegradables.

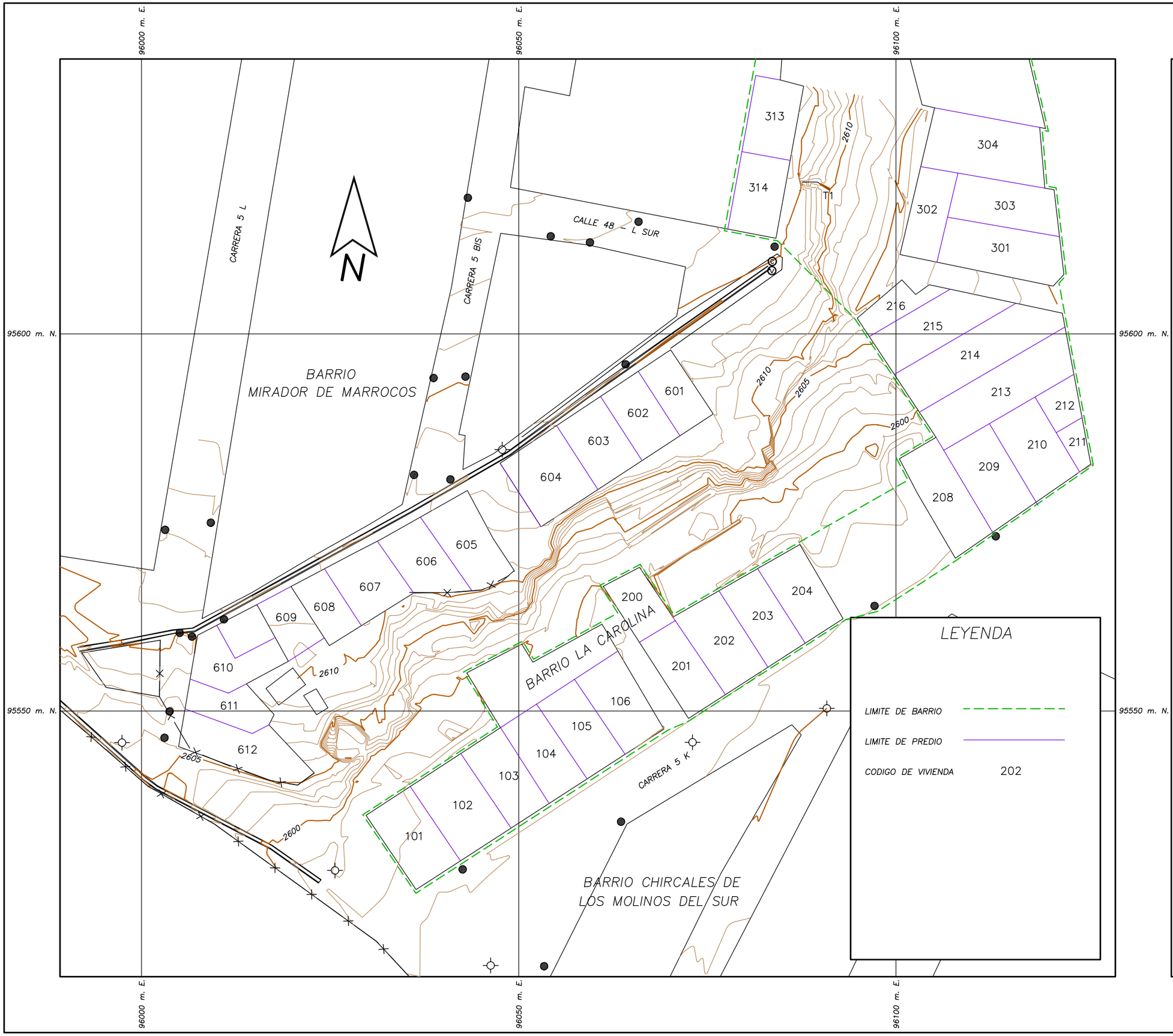
La revegetalización también se realiza en los sitios donde las excavaciones y la clase de terreno, puedan llevar a producir cárcavas profundas o zona de erosión que pongan en peligro la estabilidad de las obras de protección geotécnica del área de estudio o donde a juicio de la interventoria se considere necesario.

Se podran utilizar semillas de pasto, cespedones, ramas, arbustos sostenidos temporalmente por estacas unidas por lianas o costales.

La revegetalización se puede hacer con cespedón y siembra de arbustos de raíz profunda tipo arrayán, raque, saúco, siete cueros, abutilon, alcaparro, corono, laurel, mermelada, chocho.

13.2 MEDIDA Y PAGO

La medida de la empradización se hará por metro cuadrado para la revegetalización con cespedón y por hectárea para la siembra de arbustos, medidos en la superficie final empradizada y el pago se realizara a los precios indicados para este ítem en el formulario de precios. Este precio sera de remuneración total y única por todas las labores necesarias para adelantar estos trabajos, tales como suministro de mano de obra, control del agua, suministro de herramientas, equipos, perfilada, remoción de escombros, limpieza general de la zona, siembra de los cespedones, semillas o arbustos, disposición de sobrantes, etc.



IDENTIFICACION Y EVALUACION DE RIESGOS POR REMOCION EN MASA Y DISENOS DETALLADOS PARA ESTABILIZAR EL ANTIGUO ESCARPE DE EXPLOTACION – BARRIO CAROLINA MIRRADOR DE MORROCOS. SANTAFE DE BOGOTA D.C.

CONTRATO No. G–1156–183/98

MAPA BASE

HIDROGEOLOGIA Y GEOTECNIA AMBIENTAL LTDA.
SOLUCIONES GEOTECNICAS Y AMBIENTALES

FUENTE: INVESTIGACION

EXPLORACION POR : ING. LUCIA RODRIGUEZ

INTERVENTORIA : A. G. C.

FONDO DE PREVENCION Y ATENCION DE EMERGENCIAS

ALCALDIA MAYOR DE SANTAFE DE BOGOTA

CONVENCIONES

CURVA DE NIVEL 2610

MANZANA

CANAL

POSTE

POZO

COLECTOR

VALVULA

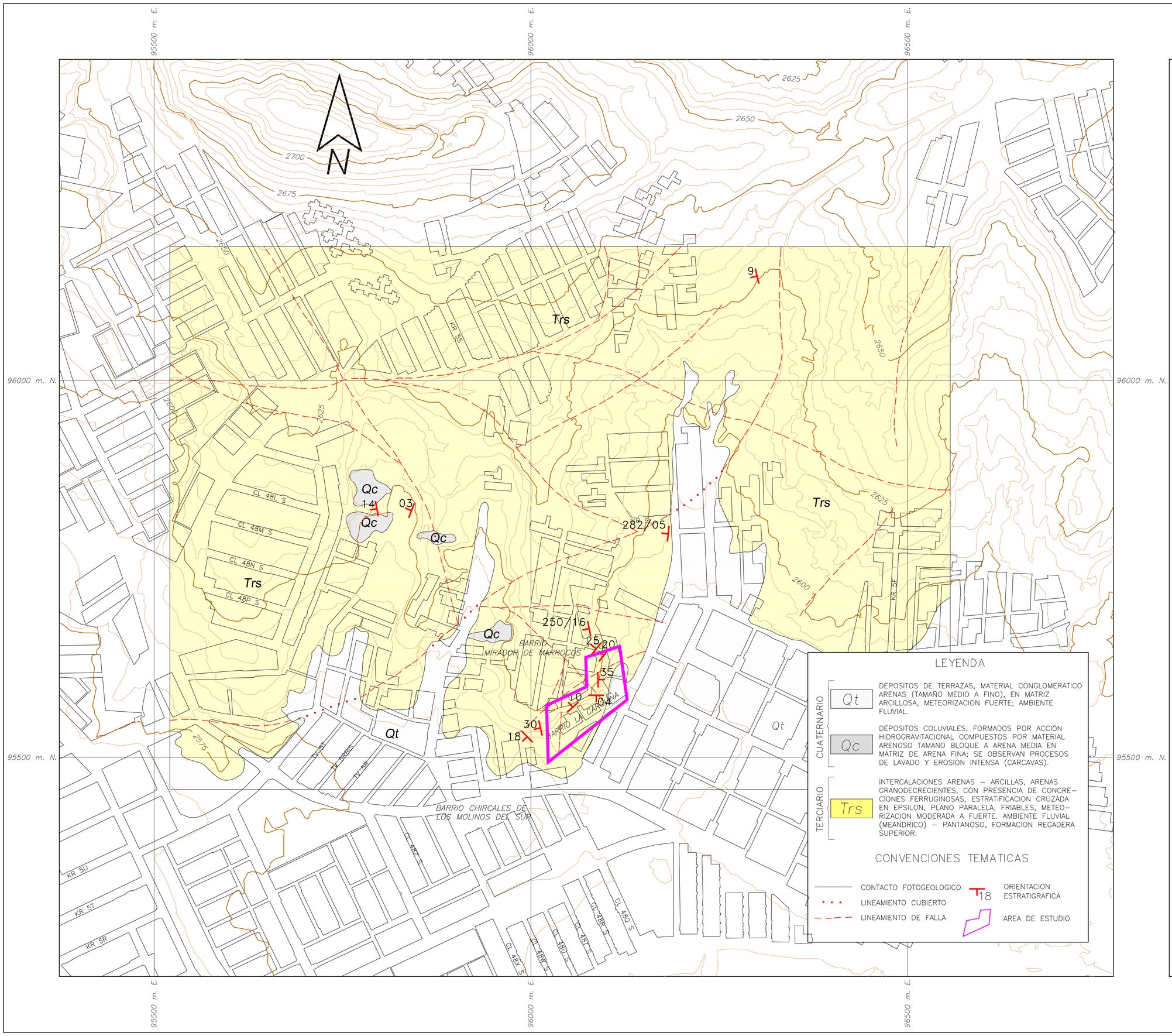
CERCA

0 2 4 10 20
1 3 5 15 25
ESCALA GRAFICA EN METROS

ESCALA 1:500

ABRIL 1999

PLANO 1



IDENTIFICACION Y EVALUACION DE RIESGOS POR REMOCION EN MASA Y DISENOS DETALLADOS PARA ESTABILIZAR EL ANTIGUO ESCARPE DE EXPLOTACION – BARRIO CAROLINA MIRRADOR DE MORROCOS. SANTAFE DE BOGOTA D.C.

CONTRATO No. G–1156–183/98

GEOLOGIA REGIONAL

HIDROGEOLOGIA Y GEOTECNIA AMBIENTAL LTDA.

SOLUCIONES GEOTECNICAS Y AMBIENTALES

BASE DIGITAL: PLANO AEROFOTOGRAMETRICO DIGITAL DE SANTAFE DE BOGOTA DEL DEPARTAMENTO ADMINISTRATIVO DE CATASTRO DISTRITAL. COORDENADAS CARTESIANAS EN LA INTERSECCION DEL MERIDIANO 74° 9' W DE GREENWICH CON EL PARALELO 4° 4' N. AL CUAL SE LE ASIGNARON LAS COORDENADAS PLANAS NORTE 109320.965 m. Y ESTE 92334.879 m. PLANO DE PROYECCION 2550 m. SOBRE EL NIVEL DEL MAR. COMPILACION DE PLANOS AEROFOTOGRAMETRICOS ESCALA 1:1000 A PARTIR DE FOTOGRAFIAS AEREAS DE 1990.

GEOLOGIA POR : GEOL. MAURICIO CABRERA

INTERVENTORIA : A. G. C.

FONDO DE PREVENCION Y ATENCION DE EMERGENCIAS

ALCALDIA MAYOR DE SANTAFE DE BOGOTA

CONVENCIONES

CURVA DE NIVEL — 2610 —

VIA

MANZANA

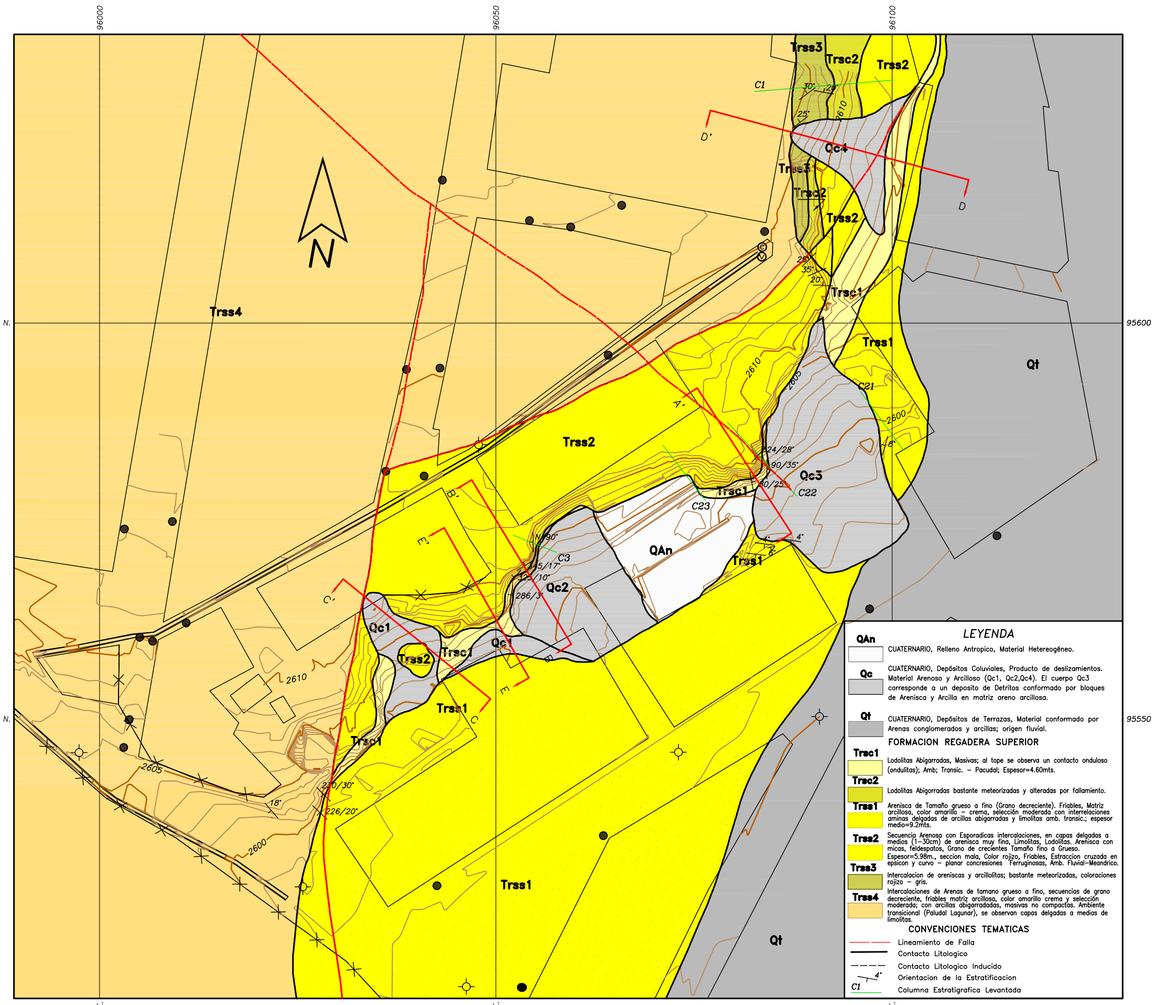
NOMENCLATURA KR 5U

0 20 40 100 200
10 30 50 150 250
ESCALA GRAFICA EN METROS

ESCALA 1:5000

ABRIL 1999

PLANO 2



IDENTIFICACION Y EVALUACION DE RIESGOS POR REMOCION EN MASA Y DISENOS DETALLADOS PARA ESTABILIZAR EL ANTIGUO ESCARPE DE EXPLOTACION – BARRIO CAROLINA MIRRADOR DE MORROCOS. SANTAFE DE BOGOTA D.C.

CONTRATO No. G–1156–183/98

GEOLOGIA LOCAL

HIDROGEOLOGIA Y GEOTECNIA AMBIENTAL LTDA.
SOLUCIONES GEOTECNICAS Y AMBIENTALES

FUENTE: INVESTIGACION
GEOLOGIA POR: Geol. MAURICIO CABRERA
INTERVENTORIA : A. G. C.

FONDO DE PREVENCION Y ATENCION DE EMERGENCIAS
ALCALDIA MAYOR DE SANTAFE DE BOGOTA

CONVENCIONES

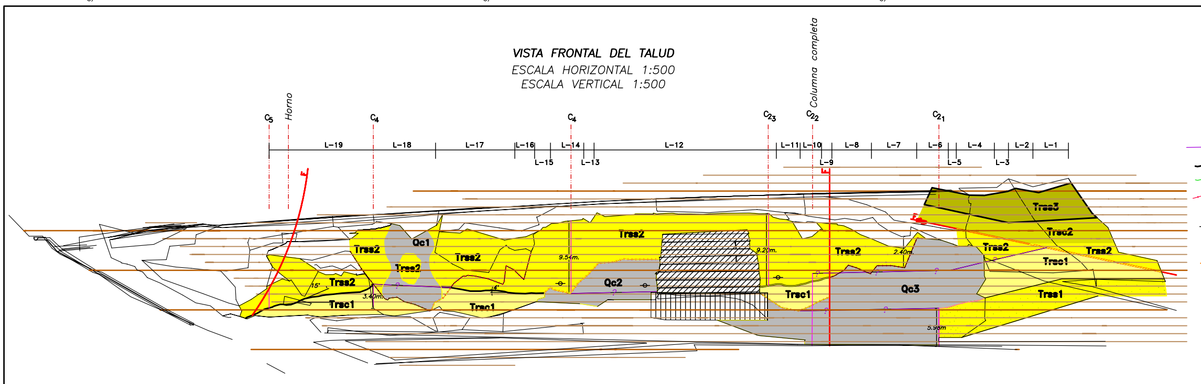
CURVA DE NIVEL 2610
MANZANA
CANAL
POSTE
POZO
COLECTOR
VALVULA
CERCA

0 2 4 10 20
1 3 5 15 25
ESCALA GRAFICA EN METROS

ESCALA 1:500
ABRIL 1999
PLANO 3

VISTA FRONTAL DEL TALUD

ESCALA HORIZONTAL 1:500
ESCALA VERTICAL 1:500

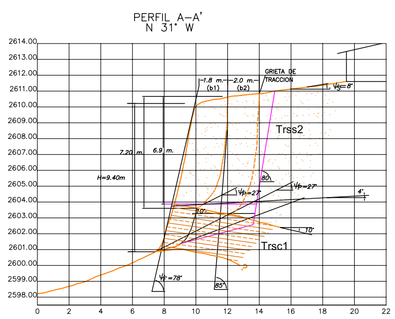


CONVENCIONES

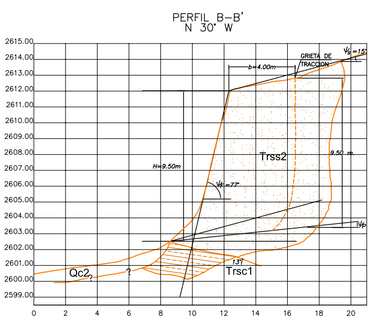
- Columna Estratigrafica levantada
- Contacto Litologico Inferido
- Contacto Litologico Neto
- Tope de talud
- Contacto Discord. (Qc–Unid. litales)
- Angulo Buzamiento Estrátigrafico Aparente promedio
- Estratos Horizontales Aparentes
- Grieta de Tracción
- L-2 Talúd en Estudio
- Gavión
- Muro de Contención

ESCALA VERTICAL 1:250

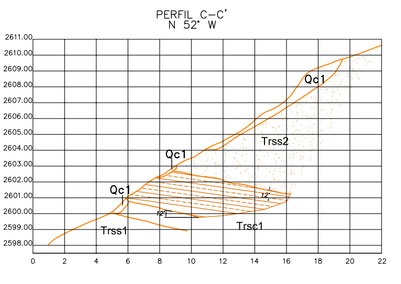
PERFIL A–A'
N 31° W



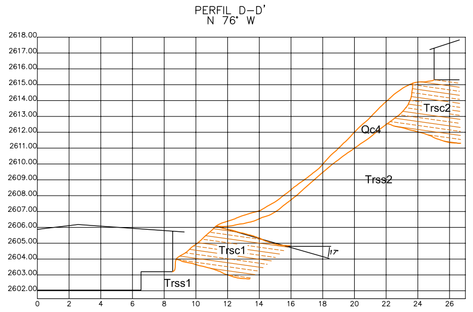
PERFIL B–B'
N 30° W



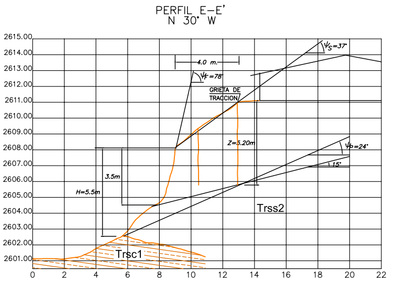
PERFIL C–C'
N 52° W



PERFIL D–D'
N 76° W



PERFIL E–E'
N 30° W



PROPIEDADES GEOMECANICAS		
PARAMETROS BASICOS	Trss2	Trsc1
C Material	0.15 kg/cm2–0.25 kg/cm2.	0.2 kg/cm2
Φ Material	18° – 22°	22°
Φ Discontinuidad	27° – 34°	22° – 27°
C Discontinuidad	0	–
γ Min.	1.83 Ton/m3.	2.08 Ton/m3.
γ Máx.	2.28 Ton/m3	–

96000 m. E.

96050 m. E.

96100 m. E.

95600 m. N.

95550 m. N.

N

2610

2605

2600

IDENTIFICACION Y EVALUACION DE RIESGOS POR REMOCION EN MASA Y DISENOS DETALLADOS PARA ESTABILIZAR EL ANTIGUO ESCARPE DE EXPLOTACION - BARRIO CAROLINA MIRRADOR DE MORROCOS. SANTAFE DE BOGOTA D.C.

CONTRATO No. G-1156-183/98

MAPA GEOMORFOLOGICO

(PROCESOS MORFODINAMICOS)

HIDROGEOLOGIA Y GEOTECNIA AMBIENTAL LTDA.

SOLUCIONES GEOTECNICAS Y AMBIENTALES

FUENTE: TOPOGRAFIA

GEOMORFOLOGIA POR : GEOL. MAURICIO CABRERA

INTERVENTORIA : A. G. C.

FONDO DE PREVENCION Y ATENCION DE EMERGENCIAS

ALCALDIA MAYOR DE SANTAFE DE BOGOTA

LEYENDA

- EROSION PLUVIAL
- DESLIZAMIENTOS
- CONTORNO DE PROCESOS
- CAIDA DE ROCAS
- ESCARPE
- CORONA DE DESLIZAMIENTO
- DESLIZAMIENTO ACTIVO
- DESLIZAMIENTO INACTIVO
- FLUJO DE TIERRA ESTABILIZADO
- FLUJO DE DETRITOS
- GRIETAS DE TRACCION

CONVENCIONES

- CURVA DE NIVEL (2610)
- MANZANA
- CANAL
- POSTE
- POZO
- COLECTOR
- VALVULA
- CERCA

0 1 2 3 4 5 10 15 20 25

ESCALA GRAFICA EN METROS

ESCALA 1:500

ABRIL 1999

PLANO 4

96000 m. E.
96050 m. E.
96100 m. E.
95600 m. N.
95550 m. N.

N

C1
C21
C22
C23
C3
E1
E2
E3
E4
E5
E11
T1
2610
2605
2600
A
A'
B
B'
C
C'
D
D'
E
E'
1
2
3
4
5
6
7
8
9
9'
10
10'
11
12
13
14
15
16
17
18
19

IDENTIFICACION Y EVALUACION DE RIESGOS POR REMOCION EN MASA Y DISENOS DETALLADOS PARA ESTABILIZAR EL ANTIGUO ESCARPE DE EXPLOTACION – BARRIO CAROLINA MIRRADOR DE MORROCOS. SANTAFE DE BOGOTA D.C.

CONTRATO No. G–1156–183/98

EXPLORACION DEL SUBSUELO

HIDROGEOLOGIA Y GEOTECNIA AMBIENTAL LTDA.
SOLUCIONES GEOTECNICAS Y AMBIENTALES

FUENTE: INVESTIGACION

EXPLORACION POR : ING. LUCIA RODRIGUEZ

INTERVENTORIA : A. G. C.

FONDO DE PREVENCION Y ATENCION DE EMERGENCIAS

ALCALDIA MAYOR DE SANTAFE DE BOGOTA

LEYENDA

ESTACIONES ESTRUCTURALES — E3

TRINCHERA — T1

COLUMNAS — C1

PERFILES — E' E

TALUDES EN ESTUDIO — 1

L–1. N09E/45SE
L–2. N38E/45SE
L–3. N–S / 53E
L–4. N32W/68NE
L–5. N86E/68SE
L–6. N19E/70SE
L–7. N50E/80SE
L–8. N36E/76SE
L–9. N09W/85NE
L–10. N45E/77SE
L–11. N71W/67SW
L–12. N64E/73SW
L–13. N04W/73NE
L–14. N53E/77SE
L–15. N14W/72NE
L–16. N68E/79SE
L–17. N75W/53SE
L–18. N18E/50SE
L–19. N40E/74SE

EL MODELO ESTRATIGRAFICO DE LAS SECCIONES SE MUESTRAN EN EL PLANO No. 3.

CONVENCIONES

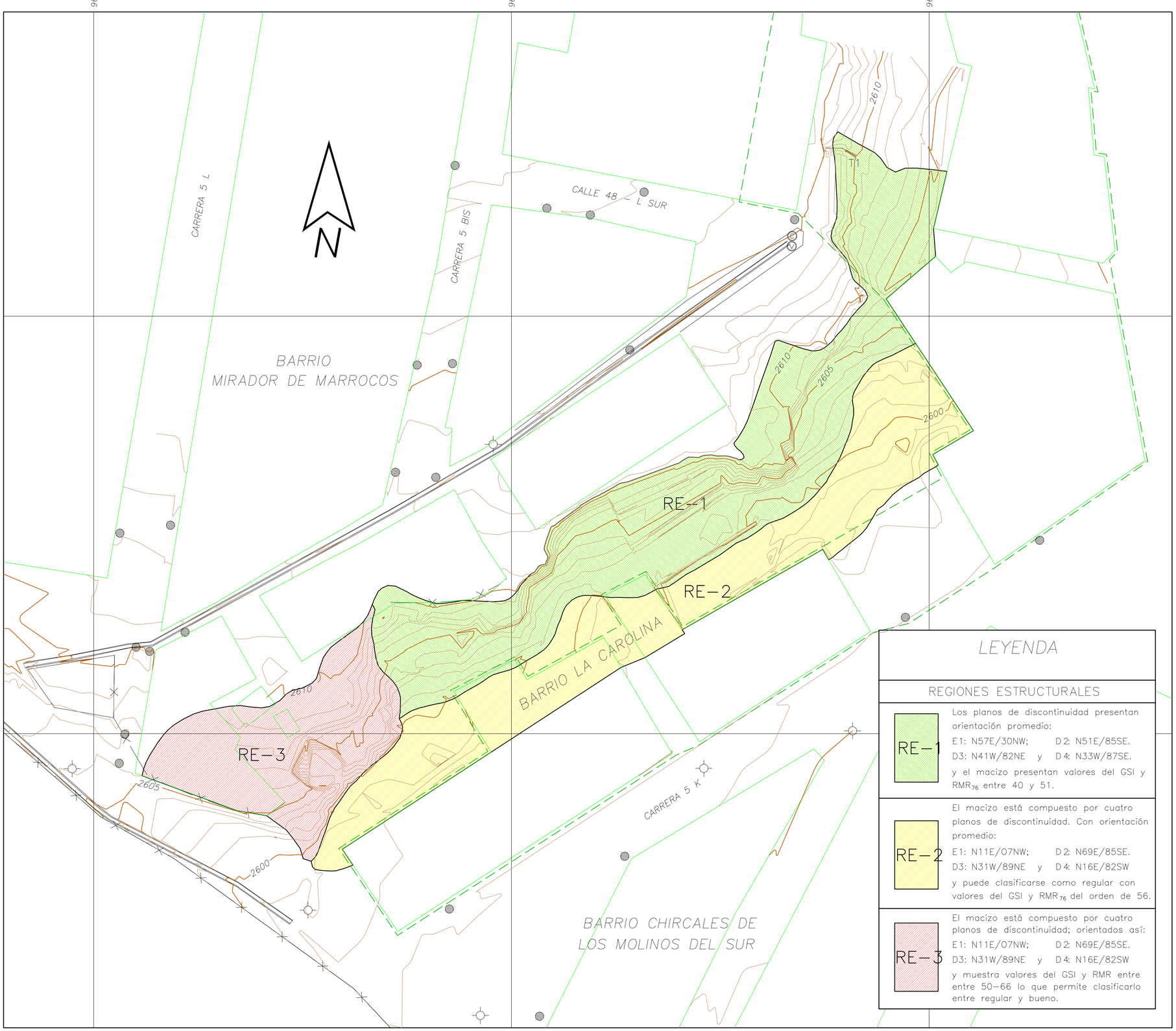
CURVA DE NIVEL — 2610
MANZANA
CANAL
POSTE
POZO
COLECTOR
VALVULA
CERCA

0 2 4 10 20
1 3 5 15 25
ESCALA GRAFICA EN METROS

ESCALA 1:500

ABRIL 1999

PLANO 5



LEYENDA

REGIONES ESTRUCTURALES

RE–1

Los planos de discontinuidad presentan orientación promedio:
E1: N57E/30NW; D2: N51E/85SE.
D3: N41W/82NE y D4: N33W/87SE.
y el macizo presentan valores del GSI y RMR_{76} entre 40 y 51.

RE–2

El macizo está compuesto por cuatro planos de discontinuidad. Con orientación promedio:
E1: N11E/07NW; D2: N69E/85SE.
D3: N31W/89NE y D4: N16E/82SW
y puede clasificarse como regular con valores del GSI y RMR_{76} del orden de 56.

RE–3

El macizo está compuesto por cuatro planos de discontinuidad; orientados así:
E1: N11E/07NW; D2: N69E/85SE.
D3: N31W/89NE y D4: N16E/82SW
y muestra valores del GSI y RMR entre entre 50–66 lo que permite clasificarlo entre regular y bueno.

IDENTIFICACION Y EVALUACION DE RIESGOS POR REMOCION EN MASA Y DISENOS DETALLADOS PARA ESTABILIZAR EL ANTIGUO ESCARPE DE EXPLOTACION – BARRIO CAROLINA MIRRADOR DE MORROCOS. SANTAFE DE BOGOTA D.C.

CONTRATO No. G–1156–183/98

ZONIFICACION ESTRUCTURAL

HIDROGEOLOGIA Y GEOTECNIA AMBIENTAL LTDA.
SOLUCIONES GEOTECNICAS Y AMBIENTALES

FUENTE: INVESTIGACION
EXPLORACION POR : ING. LUCIA RODRIGUEZ
INTERVENTORIA : A. G. C.

FONDO DE PREVENCION Y ATENCION DE EMERGENCIAS
ALCALDIA MAYOR DE SANTAFE DE BOGOTA

CONVENCIONES

- CURVA DE NIVEL — 2610
- MANZANA
- CANAL
- POSTE
- POZO
- COLECTOR (C)
- VALVULA (V)
- CERCA

0 2 4 10 20
1 3 5 15 25
ESCALA GRAFICA EN METROS

ESCALA 1:500

ABRIL 1999

PLANO 6

96000 m. E.
96050 m. E.
96100 m. E.
95600 m. N.
95550 m. N.

BARRIO
MIRADOR DE MARROCOS

BARRIO LA CAROLINA

BARRIO CHIRCALES DE
LOS MOLINOS DEL SUR

I
II
III
IV

2610
2605
2600

LEYENDA

CATEGORIA	AMENAZA	DESCRIPCION
I	BAJA	La probabilidad de falla oscila entre 20% y 30%
II	MEDIA	El porcentaje de falla varia desde 30% y 40%.
III	MEDIA ALTA	Los taludes poseen una probabilidad de falla desde 40% hasta 50%.
IV	ALTA	Las laderas tienen una condición de estabilidad marginal con probabilidad de falla superior a 70%.

IDENTIFICACION Y EVALUACION DE RIESGOS POR REMOCION EN MASA Y DISENOS DETALLADOS PARA ESTABILIZAR EL ANTIGUO ESCARPE DE EXPLOTACION - BARRIO CAROLINA MIRRADOR DE MORROCOS. SANTAFE DE BOGOTA D.C.

CONTRATO No. G-1156-183/98

MAPA DE AMENAZA ACTUAL

HIDROGEOLOGIA Y GEOTECNIA AMBIENTAL LTDA.
SOLUCIONES GEOTECNICAS Y AMBIENTALES

FUENTE: TOPOGRAFIA

POR : ING. JAIRO LOZANO

INTERVENTORIA : A. G. C.

FONDO DE PREVENCION Y ATENCION DE EMERGENCIAS

ALCALDIA MAYOR DE SANTAFE DE BOGOTA

CONVENCIONES

CURVA DE NIVEL — 2610

MANZANA

CANAL

POSTE

POZO

COLECTOR

VALVULA

CERCA

0 2 4 10 20
1 3 5 15 25
ESCALA GRAFICA EN METROS

ESCALA 1:500

ABRIL 1999

PLANO 7

96000 m. E.

96050 m. E.

96100 m. E.

95600 m. N.

95550 m. N.

N

BARRIO
MIRADOR DE MARROCOS

BARRIO LA CAROLINA

BARRIO CHIRCALES DE
LOS MOLINOS DEL SUR

2610

2605

2600

LEYENDA

- AFECTACION DIRECTA
- AFECTACION INDIRECTA

IDENTIFICACION Y EVALUACION DE RIESGOS POR REMOCION EN MASA Y DISENOS DETALLADOS PARA ESTABILIZAR EL ANTIGUO ESCARPE DE EXPLOTACION – BARRIO CAROLINA MIRRADOR DE MORROCOS. SANTAFE DE BOGOTA D.C.

CONTRATO No. G–1156–183/98

ZONAS DE AFECTACION

HIDROGEOLOGIA Y GEOTECNIA AMBIENTAL LTDA.
SOLUCIONES GEOTECNICAS Y AMBIENTALES

FUENTE: TOPOGRAFIA

POR : ING. JAIRO LOZANO

INTERVENTORIA : A. G. C.

FONDO DE PREVENCION Y ATENCION DE EMERGENCIAS

ALCALDIA MAYOR DE SANTAFE DE BOGOTA

CONVENCIONES

- CURVA DE NIVEL — 2610
- MANZANA
- CANAL
- POSTE
- POZO
- COLECTOR (C)
- VALVULA (V)
- CERCA

0 2 4 10 20
1 3 5 15 25
ESCALA GRAFICA EN METROS

ESCALA 1:500

ABRIL 1999

PLANO 8