

**UNIVERSIDAD SANTO TOMAS DE AQUINO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
TRABAJO DE SERVICIO SOCIAL****ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES, FENOMENOS DE REMOCIÓN EN
MASA, EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS DE MITIGACIÓN Y DISEÑOS
DETALLADOS DE LAS OBRAS RECOMENDADAS PARA ESTABILIZAR LA
LADERA DONDE SE CONSTRUIRA LA IGLESIA MONTE DE GALILEA****1. GENERALIDADES****1.1. Introducción**

La Universidad Santo Tomás (USTA) por medio de la modalidad del Trabajo de Servicio Social, como una alternativa para acceder al título profesional de los estudiantes de Ingeniería Civil ha considerado la posibilidad de brindar una asesoría técnica a las comunidades de bajos recursos económicos, que lo soliciten.

Bajo las políticas de la USTA y teniendo en cuenta los argumentos expuestos anteriormente, la comunidad del barrio El Bosque desde sus inicios se ha venido organizando con el fin de buscar el bienestar de sus habitantes y vecinos por medio de Juntas de Acción Comunal, Grupos de Apoyo e infinidad de formas comunitarias improvisadas por ellos mismos para adelantar labores propias para la adecuación de su barrio, como arborizaciones, limpieza de calles, trámites ante las correspondientes entidades para obras de imperiosa necesidad como lo son el acueducto, energía eléctrica, alcantarillado. De igual forma la comunidad también se ha preocupado por la parte humana que la afecta, pues son personas que fueron desplazadas del campo por la inhumana violencia que azota nuestro país y ha sido expuesta a las arbitrariedades propias de una ciudad.

La Comunidad Dominica presente en este sector de Santafé de Bogotá, ha sido testigo de la gran calidad humana de sus habitantes y los valiosos esfuerzos que la comunidad ha hecho por mantener los principios cristianos de amor, honestidad entre otros. Con el apoyo que se brindan entre ellos mismos, la comunidad organizada logró situar un lote baldío con el fin de que algún día se convierta en un recinto en el cual se puedan realizar sus celebraciones religiosas de una manera decorosa, una iglesia "Monte de Galilea" provista de todas las instalaciones necesarias para su buen funcionamiento.

En la actualidad los habitantes reciben la eucaristía en un rancho improvisado construido con sus propias manos y con desechos de construcción y en ningún momento ha sido impedimento para que esta gente reciba de una manera alegre la orientación espiritual que brindan los Dominicanos.

Por las razones antes mencionadas y con el objeto de poder ser parte activa del proceso de superación de los moradores del barrio El Bosque la USTA ha prestado la asesoría para el diseño estructural de una Iglesia con todas las especificaciones mediante un trabajo de servicio social elaborado por los estudiantes de Ingeniería Civil Norman Guerrero y Tufik Feres; y con los estudiantes Jairo A. Guerrero y Francisco Montes se pretende realizar el estudio de estabilidad de taludes, zonificación de amenaza y riesgo debido a que la ocurrencia de deslizamientos los cuales son un fenómeno sujeto a muchos grados de incertidumbre pues los deslizamientos incluyen diferentes tipos de movimientos, velocidades, modos de falla, materiales, restricciones geológicas, etc.

Cuando existe incertidumbre de la posibilidad o no de la ocurrencia de un fenómeno, generalmente, se toman decisiones equivocadas de diseño. El costo de un proyecto puede resultar muy alto o se tienen que asumir riesgos de características y magnitudes no determinadas.

La zonificación de amenazas y riesgos es una herramienta muy útil para la toma de decisiones especialmente en las primeras etapas de planeación de un proyecto como lo sería el proyecto "Iglesia Monte de Galilea". La zonificación consiste en la división del terreno en áreas homogéneas y la calificación de cada una de estas áreas, de acuerdo al grado real o potencial de amenaza o riesgo.

El mapeo se realizara sobre un área donde se tiene información de la ocurrencia de deslizamientos o se tiene un inventario de estos eventos, o sobre áreas en las cuales no se tiene conocimiento de deslizamientos en el pasado, pero se requiere predecir la posibilidad de amenazas hacia el futuro.

Con el fin de cumplir con el objeto del estudio se realizaron los siguientes trabajos:

- Recopilación de la información existente referente a las características de la zona como geología, geomorfología, hidróloga, cartografía etc.
- Realización de los trabajos de campo como topografía y exploración del subsuelo.
- Para dar un diagnóstico y presentar las posibles soluciones a los problemas generados por amenazas de origen natural (fenómenos de remoción en masa), se realizaron los estudios técnicos necesarios (geología, geomorfología, hidrología, hidráulica). Se señala que este estudio no tiene en cuenta un análisis por efectos de sismos; para tener en cuenta este aspecto, se utiliza el estudio de microzonificación sísmica de Santafé de Bogotá (INGEOMINAS, 1997).
- Análisis de vulnerabilidad de la iglesia ante los fenómenos de remoción en masa en la zona.
- Con el fin de dar solución la fundación de la obra se realizo el estudio de cimentación necesario para brindar seguridad y estabilidad a la obra.

- Diseño de las obras para la prevención y mitigación de riesgos por fenómenos de remoción en masa en la Iglesia Monte de Galilea.
- Análisis de los diferentes ítem que implica la construcción del proyecto desde el punto de vista económico para de esta manera determinar el costo de la realización del proyecto.

1.2. Recopilación y análisis de información.

Como una primera etapa dentro de los trabajos de investigación se llevo a cabo la recopilación de la información existente y que es útil para la realización del estudio.

A continuación se relaciona la información que fue obtenida y se indica la fuente de donde se obtuvo la misma.

- Estudio para el análisis y caracterización de tormentas en la Sabana de Bogotá. IRH Ingeniería y Recursos Hídricos Ltda. – EAAB. Noviembre de 1995.
- Estudio de Microzonificación Sísmica de Santafé de Bogotá. Ingeominas. 1997.
- Estudio para la zonificación de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por fenómenos de remoción en masa de las localidades de Ciudad Bolívar, San Cristóbal, Rafael Uribe Uribe, Santafé, Chapinero, Usaquén y Suba. Ingeocim Ltda. – Upes. Octubre de 1998.
- Planchas a escala 1:10.000 del IGAC, las cuales cubren las áreas de las cuencas vertientes que drenan hacia la zona de estudio. En la tabla 1.1 se relacionan las planchas utilizadas:

Tabla 1.1. Planchas 1:10.000 del IGAC empleadas.

No. PLANCHA	AÑO DE PUBLICACIÓN
246 – II – D - 2	1989
246 – II – B - 4	1989

- Para el reconocimiento geológico y geomorfológico de la zona de estudio se utilizaron las siguientes fotografías aéreas las cuales son relacionadas a continuación en la tabla 1.2.

Tabla 1. 2. Relación de fotografías aéreas.

No. VUELO	No. DE FOTOGRAFIA	AÑO	ESCALA
R - 1183	(228 - 229)	1992	1 : 20.000
C - 2161	(156 - 157)	1980	1 : 10.800
C - 2162	(167 - 168)	1997	1 : 34.000

1.3. Organización del informe

Para la presentación del estudio, el presente informe se dividió en once (11) capítulos más sus respectivos anexos explicativos y planos. A continuación se presenta una breve descripción de los capítulos subsiguientes que conforman el informe (capítulos 2 al 11).

En el capítulo 2 se presenta una introducción general del estudio, presentando en forma general los problemas del área de estudio, los requerimientos de topografía, exploración del subsuelo y las metodologías de análisis.

En el capítulo 3 se presenta lo referente al levantamiento topográfico.

En el capítulo 4 se describen los trabajos de geología y geomorfología conducentes a establecer el comportamiento ingenieril de los diferentes tipos de formaciones y depósitos existentes en el área de estudio.

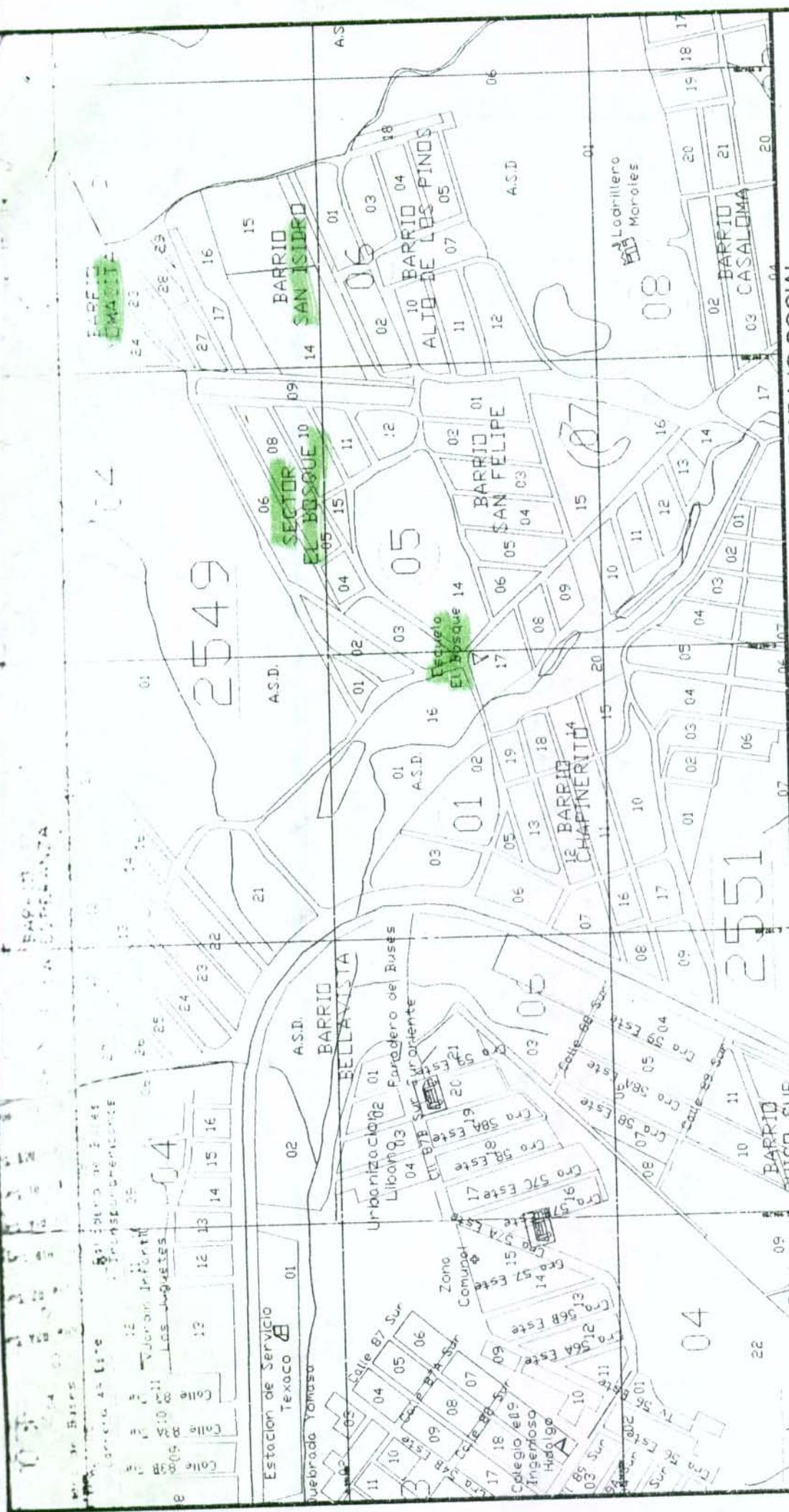
En el capítulo 5 se presentan el estudio hidrológico, que se encamina a determinar las características pluviométricas del sector con énfasis en la determinación de la denominada "Lluvia crítica".

En el capítulo 6 se presenta el resumen de los trabajos de investigación del subsuelo llevados a cabo en la zona de estudio así como el análisis determinístico.

En el capítulo 7 se presentan los análisis de amenaza por fenómenos de remoción en masa de la zona de estudio. En un principio se presenta la determinación de las zonas homogéneas que son la base para determinar los sitios de análisis; posteriormente se presentan los resultados probabilísticos de estabilidad para determinar la posibilidad de ocurrencia de fenómenos de remoción en masa tanto a corto plazo (anual) como a largo plazo (15 años).

En el capítulo 8 y 9 se presentan, respectivamente, los análisis de vulnerabilidad y riesgo de la iglesia ante fenómenos de remoción en masa, y en el capítulo 10 se presentan los análisis para la mitigación de riesgos.

Los diseños detallados de las alternativas de solución seleccionadas se presentan en el capítulo 11.



UNIVERSIDAD
SANTO TOMAS DE AQUINO
FRENCISCO MONTES

PROYECTO DE TRABAJO SOCIAL
IGLESIA MONTE DE GALILEA
LOCALIZACION ESPECIFICA

DISEÑO:	FRANCISCO MONTES	APROBADO:	ING. CARLOS ALBA	REVISION:	0
ESCALA:	SIN	FECHA:	ABRIL DE 2000	ARCHIVO:	LOCALIZACION ESPECIFICA.DWG
FIGURA:	2.2				

CAPITULO 2

RESUMEN

2. RESUMEN

2.1. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO.

El proyecto Iglesia Monte de Galilea se encuentra ubicado en la localidad de Usme la cual corresponde a la número 5 de Santafé de Bogotá D.C. esta localidad esta situada al sur oriente de la ciudad, limitando con las localidades de Rafael Uribe, Ciudad Bolívar, San Juan de Sumapaz y San Cristóbal.

El acceso a la zona del estudio se realiza por la Avenida Boyacá y principalmente por la Troncal de la Caracas, como sistema vial primario. Debido a las condiciones topográficas de la localidad las vías secundarias son pocas, deficientes e insuficientes, por lo anterior el acceso al proyecto se realiza por la troncal de la Caracas hasta el CAI de Yomasa en donde se interseca con la Avenida Boyacá. Partiendo desde esta intersección por la Avenida Boyacá también llamada Autopista al Llano se recorre aproximadamente 1.0 kilometro, (luego de pasar la primera curva desde el CAI de Yomasa) se entra sobre el costado izquierdo por la carrera 86 desde donde se avanzan 250.0 m para encontrar la quebrada Yomasa desde donde se divisa la Iglesia Monte de Galilea. Ver figura de localización del proyecto anexo 1.

2.2. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA Y SUS POSIBLES CAUSAS

2.2.1. Factores detonantes

2.2.1.2. Factor antrópico

La mayoría de los deslizamientos en áreas urbanas está relacionado con la acción antrópica. Los elementos detonantes más importantes son los cortes, rellenos, procesos de urbanización, deforestación, fugas de ductos, disposición inadecuada de basuras y procesos de erosión urbana¹.

- Deforestación

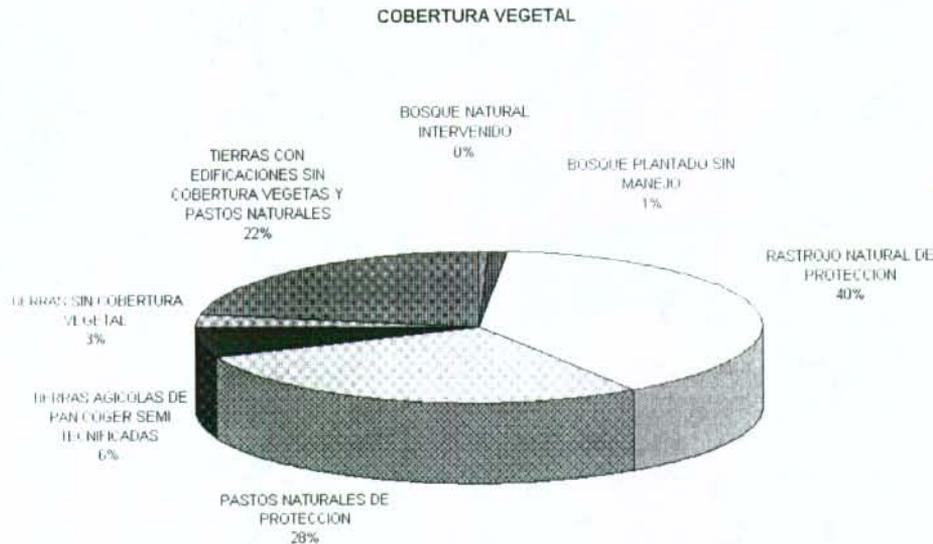
La deforestación ha sido identificada como un elemento muy importante de desestabilización de las laderas urbanas debido a que la cobertura vegetal presente determina una mayor o menor protección contra el impacto de la lluvia o la acción de las corrientes de agua.

Como se puede observar en la figura 2.1, la zona de estudio actualmente cuenta con menos del 2% de bosques naturales o plantados, mientras que las tierras sin cobertura vegetal y con edificaciones son del orden del 25 % lo que nos indica que la cuarta

¹ Suarez, J. *ELEMENTOS ANTRÓPICOS DE LOS DESLIZAMIENTOS EN ÁREAS URBANAS*. En IX Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería Colombiana. Santafé de Bogotá, 1997.

parte de la protección natural fue diezmada y más del 50% de los bosques naturales fueron reemplazados por rastrojos y pastos.

La incidencia de la deforestación en la zona del estudio es de vital importancia debido a que es el fenómeno más predominante.



- **Fugas de instalaciones hidráulicas y sanitarias**

Debido a que la zona de estudio esta irrigada por un sistema de acueducto comunal con una red de distribución en manguera de bajas especificaciones es muy común bajo estas condiciones encontrar fugas importantes. De igual manera, el alcantarillado en algunos sectores del barrio, lo cual induce a vertimientos libres que junto con las fugas de las instalaciones hidráulicas y sanitarias conllevan a la saturación de los suelos.

- **Modificación de la topografía**

La modificación de la topografía del terreno mediante cortes o rellenos puede producir la activación de un deslizamiento; por lo tanto, en el área de estudio se procedió a la realización de un levantamiento topográfico como se ilustra en el capítulo 3.

En el barrio El Bosque por estar localizado en una zona de ladera, se encuentran diferentes tipos de fenómenos de remoción en masa con variada intensidad. En forma general y sin entrar en los detalles que se presentarán en los siguientes capítulos, se encuentran en algunos sitios superficialmente suelos transportados, rellenos

ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES
IGLESIA MONTE DE GALILEA

antrópicos producto de explanaciones efectuadas para la construcción de las vías de acceso y de la actual iglesia así como suelos residuales producto de la meteorización de arcillolitas o con menor frecuencia areniscas.

En el Monte de Galilea, se identificaron 3 sectores, los cuales se describen a continuación:

• Zona A.

sureste
(SE)

Δ + al SE de la iglesia

Localizado en la parte sureste de la actual iglesia; este talud que desciende desde la parte alta de la iglesia y se encuentra la presencia de un relleno antrópico, dispuesto allí durante la explanación de cerro, subyaciendo el depósito se encuentra un suelo residual de arcillolitas y la areniscas posteriormente, basados en el ensayo de penetración estándar se pudo establecer que la resistencia del suelo aumenta con la profundidad. El tipo de superficie de falla identificado para este sitio es rotacional, con tendencia a acentuarse por el agua aposada en la discontinuidad dejada por la deformación propia del movimiento. Como resultado de este movimiento hasta el momento se encuentran grietas de tracción en la parte superior.

• Zona B.

sureste (SW)

B → al SW de la iglesia

Ubicado al sureste de la iglesia; en este sector afloran estratos de areniscas con intercalaciones de arcillolita expuestas a la intemperie. El sitio se caracteriza por la pérdida de la cobertura vegetal producto de la alta deforestación generando procesos erosivos como descascaramientos, desmoronamiento del talud, lavado superficial, cárcavas y erosión en surcos.

• Zona C.

(W)

Localizado al oeste de la iglesia esta compuesto por suelos residuales con características similares a las encontrados en la zona A; El proceso de pérdida de cobertura vegetal en esta zona es aunque es menor a la zona B es preocupante y requiere una pronta intervención.

2.3. REQUERIMIENTOS DE TOPOGRAFÍA Y EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO.

Teniendo en cuenta que los sectores inestables se encuentran distribuidos por toda el área en estudio, se procedió a efectuar un levantamiento topográfico en un área de 0.8 Ha, el cual se describe en el capítulo 3.

La exploración del subsuelo se basó en la ejecución de seis sondeos con equipo manual para determinar las características geomecánicas del material que constituye los diferentes taludes, en los cuales se detectó inestabilidad. Los sondeos en cada lugar se hicieron a lo largo de una sección transversal del talud con el fin de interpretar el perfil estratigráfico y establecer la profundidad de la masa inestabilizada.

2.4. MODELOS Y METODOLOGÍAS DE ANÁLISIS.

Para el análisis de riesgos se siguió la conceptualización sugerida por Omar Darío Cardona², que se puede resumir así: "Una vez conocida la amenaza o peligro (A), entendida como la probabilidad de que se presente un evento con una intensidad mayor o igual a cierto nivel durante un período de exposición determinado, y conocida la vulnerabilidad (V), entendida como la predisposición intrínseca de un elemento expuesto a ser afectado o de ser susceptible de sufrir una pérdida ante la ocurrencia de un evento con cierta intensidad, el riesgo (R) puede entenderse como la probabilidad de que se presente una pérdida sobre el elemento expuesto, como consecuencia de un evento con una intensidad mayor o igual a cierto nivel, es decir, la probabilidad de exceder unas consecuencias sociales y económicas durante un periodo de tiempo determinado".

Para obtener los tres componentes mencionados en la anterior definición (amenaza, vulnerabilidad y riesgo), se siguió la metodología que se presenta a continuación:

Determinación de las zonas de comportamiento geotécnico similar (zonas homogéneas) con base en los trabajos topográficos, geológicos, geomorfológicos y de investigación del subsuelo realizado.

Determinación de los factores detonantes naturales (sismo y lluvia). Para el sismo se utilizó el dato de la microzonificación de Santafé de Bogotá, D.C. (aceleración horizontal de 0.20 g, con un periodo de retorno de 475 años). Para la lluvia se determinó el período de retorno de la lluvia crítica. Es importante resaltar que los factores detonantes antrópicos (producidos por el hombre) se tuvieron en cuenta al determinar las zonas de cortes y rellenos y la sobrecarga de la iglesia.

Sobre cada una de las zonas homogéneas se determinaron los parámetros geotécnicos (máximos y mínimos) necesarios para la realización de los análisis de estabilidad, con base en los resultados de los análisis de laboratorio y de retroanálisis.

Se realizaron los análisis de estabilidad, determinando los factores de seguridad para diferentes hipótesis por medio de la teoría del equilibrio límite (utilizando el método de

Cardona O.D. (1993). **EVALUACIÓN DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO – ELEMENTOS PARA EL ORDENAMIENTO Y LA PLANEACIÓN DEL DESARROLLO**. Los desastres no son naturales. La Red. Santafé de Bogotá D.C.

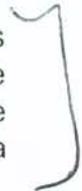
ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES
IGLESIA MONTE DE GALILEA

6220

anbu o de talud infinito). Posteriormente, se halló la probabilidad de falla utilizando el método PEM.

Con base en la zonificación de amenaza realizada (determinando las posibles sollicitaciones) y la tipificación de la iglesia, se determinó la vulnerabilidad y el riesgo de la misma ante fenómenos de remoción en masa siguiendo la metodología propuesta por Leone (1996).

El objeto principal del estudio de estabilidad de taludes es el de establecer las medidas de prevención y control para reducir los niveles de amenaza y riesgo; una vez se estudiaron los taludes y definidos los niveles de amenaza y riesgo, el mecanismo de falla y analizados los factores de equilibrio, se paso al objeto final de diseñar el sistema de prevención, control y estabilización.



CAPITULO 3

TOPOGRAFIA

**ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES
IGLESIA MONTE DE GALILEA**

3. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

3.1 MÉTODO DE TRABAJO

Como base para la zonificación, se debe conocer la topografía del sector incluyendo curvas de nivel y los detalles del terreno; dado el detalle del trabajo, este levantamiento se hizo al detalle de escala 1:500 (curvas de nivel cada 0.5m, las zonas verdes y demás accidentes), incluyendo los postes, alcantarillado y estructuras de contención; los detalles sobre los lotes se complementaron con la información del Departamento Administrativo de Planeación Distrital (DAPD).

Para realizar el levantamiento, se procedió a realizar un amarre que parte de dos vértices CD-599 y vértice CD-598 debidamente certificados por el IGAC; teniendo los dos vértices de partida, se realizó una poligonal base desde la cual se tomaron todos los detalles necesarios para la elaboración del plano.

Con la nube de puntos generada se procedió a realizar en primera instancia la interpolación para determinar las curvas de nivel cada medio metro. Con los puntos de los detalles se determinaron las vías, postes, sondeos y lotes construidos. Con la integración de la información primaria y secundaria se obtuvo el Plano 1.1 (Levantamiento topográfico).

En el Anexo 1 se presentan el plano topográfico, la nube de puntos de la topografía y las coordenadas de los vértices CD-598 y vértice CD-599, debidamente certificados por el IGAC.

CAPITULO 4

GEOLOGIA Y GEOMORFOLOGIA

**ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES
IGLESIA MONTE DE GALILEA**

4. GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA.

4.1. GEOLOGÍA REGIONAL

La Sabana de Bogotá está constituida por una gran extensión de tierras de morfología plana, localizada en el centro de Colombia y en la parte alta de la cordillera oriental. Se caracteriza por la presencia de depósitos de suelos de consistencia principalmente blanda, de edades recientes, localizados sobre rocas sedimentarias de origen marino, de edad cretácea. Las rocas subyacentes se disponen en un sinclinorio muy abierto en el centro de la sabana, cuya orientación es NNE. Al sur de ese sinclinorio se localiza el sitio seleccionado para la construcción de la Iglesia Monte de Galilea, formando el Sinclinal de Usme.

En el sector de estudio, las formaciones rocosas se encuentran aflorando muy cerca de la superficie. De acuerdo con el levantamiento geológico regional se pueden distinguir las siguientes unidades.

En el anexo 2 se presenta el plano geológico de la zona, así como la fotointerpretación realizada a la zona estudiada.

4.1.2. Formaciones Rocosas.

4.1.2.1. Grupo Guadalupe.

Ampliamente conocido en la geología sabanera, desde su denominación por Hettner en 1892, como Piso de Guadalupe, luego descrita por Renzoni (1968) como Formación. Se compone de tres niveles denominados Formaciones de Arenisca Dura, Plaeners y Arenisca tierna de Labor.

4.1.2.2. Formación de Arenisca Dura.

Con este nombre, enunciado por Hubach en 1931 se denomina la unidad que presenta afloramientos en la parte central y flancos de los anticlinales de Bogotá y Cheba, que se manifiesta en los cerros orientales de la Sabana de Bogotá: Monserrate, Guadalupe, El Cable, La Cruz, etc. Está constituida por una secuencia de areniscas cuarzosas, de color gris claro, amarillo o blanco, de grano fino y bien cementadas, con intercalaciones de limolitas y arcillolitas silíceas.

La Formación arenisca dura se encuentra entre las Formaciones Chipaque (inferior) y Plaeners (superior). Se le asigna edad Conaciano - Campaniano y se le atribuye depositación en ambiente litoral a sublitoral.

ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES IGLESIA MONTE DE GALILEA

4.1.2.3. Formación Plaeners.

Aflora, como la anterior, en los flancos de los Anticlinales de Bogotá y Cheba. Dentro de ella se diferencian tres conjuntos: el de la base tiene predominio de arcillolitas, arcillolitas silíceas y limolitas; el central presenta alternancia de arcillolitas, limolitas y areniscas, en tanto que el superior muestra predominio de limolitas y arcillolitas silíceas.

Se encuentra sobre la arenisca dura e infrayaciendo a la Arenisca de Labor o Arenisca Tierna. Se le atribuye depositación en ambiente marino de llanura de lodo, con influencia de sedimentación en barras y canales.

Formación Arenisca de Labor o Arenisca Tierna.

Aflora en la región nororiental de la Sabana de Bogotá, haciendo parte de los flancos del anticlinal de Bogotá - Usaquén, y en el sector suroflental, en los flancos del Sinclinal de Usme - Tunjuelito.

En la base de la formación predomina un conjunto de areniscas cuarzosas, de color gris claro y de grano muy fino a medio, que esporádicamente varía hasta grueso. Son ligeramente friables a duras y se suelen presentar con delgadas intercalaciones de limolitas y arcillolitas silíceas.

En la parte intermedia de la formación se encuentra un conjunto de arcillolitas silíceas y limolitas cuyo afloramiento más conspicuo se encuentra en la vía Bogotá - Choachi.

El conjunto superior está constituido por areniscas cuarzosas y feldespáticas, de color gris claro, friables, con intercalaciones esporádicas de lodolitas y arcillolitas.

Se suele atribuir depositación en ambiente litoral o sublitoral y edad Maestrichtiana inferior a media. Por encontrarse muy fracturadas constituyen el principal acuífero de la Sabana de Bogotá.

4.1.2.4. Formación Guaduas.

Se encuentra entre las Formaciones Labor (inferior) y Cacho (superior). Consta de tres niveles, entre los cuales el inferior y el superior son esencialmente arcillosos en tanto que el medio muestra predominancia de areniscas. En los tres se encuentran intercalaciones de carbón. El contacto inferior con la Formación Labor es normal, en cambio, con la Formación Cacho suprayacente se encuentra en contacto discordante y, en el Flanco Occidental del Sinclinal de Usme - Tunjuelito el contacto con la Formación Bogotá es fallado.

Se le atribuye ambiente de depositación marino para la porción inferior y deltaico para las otras dos partes. Se le asigna una edad entre Maestrichtiana Superior y Paleocena Inferior.

ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES IGLESIA MONTE DE GALILEA

4.1.2.5. Formación Cacho.

Se manifiesta en afloramientos presentes en toda la extensión del Piedemonte Oriental de la Sabana de Bogotá en donde forma parte del flanco occidental del anticlinal de Bogotá. Está formada por areniscas de color amarillo a rojizo, friables y con esporádicas intercalaciones de arcillolitas de color claro. Se considera que se depositó en ambiente fluvial anastomosado y meándrico, en el Paleoceno Inferior. Se ha utilizado profusamente como fuente de materiales de construcción.

4.1.2.6. Formación Bogotá.

Se encuentra aflorando en los flancos del Sinclinal Usme - Tunjuelito. Consta de dos niveles entre los cuales el inferior presenta alternancias de areniscas y arcillolitas. Las areniscas son cuarzofeldespáticas, de color gris claro a verdoso de grano fino. Las arcillolitas son de color gris oscuro que se torna violáceo con la alteración, al tiempo que se vuelven plásticas y blandas. En el nivel superior prima la composición arcillosa y los colores grises oscuros a verdosos o marrones rojizos. Se le atribuye edad paleocena superior a eocena inferior y depositación en ambiente de llanura aluvial y ríos meándricos. Es la formación basal en el sector estudiado de la zona de la Iglesia Monte de Galilea.

4.1.2.7. Formación Arenisca de la Regadera.

Aflora hacia la parte central del Valle de Usme y en ambos flancos del sinclinal de Usme Tunjuelito.

Está compuesta por areniscas con intercalaciones de bancos de arcillolitas, que se incrementan hacia la parte superior. En las areniscas prima el color gris claro que se torna violáceo con la alteración. Presentan granos de cuarzo y fragmentos de rocas sedimentarias de matriz arcillosa. Las arcillolitas tienen todas las gamas de grises y también adquieren color violáceo con la alteración. Se le atribuye ambiente de depositación fluvial anastomosado en la parte inferior y meándrico en la superior, y edad eocena media.

4.1.2.8. Formación Usme.

Se encuentran afloramientos en el núcleo del Sinclinal de Usme - Tunjuelito y al nororiente de la población de Usme. Consta de limolitas y arcillolitas de color gris oscuro y amarillo que se torna rojizo con la alteración. Muestran intercalaciones esporádicas de areniscas de color gris claro, cuarzosas, de grano fino a medio, dentro de abundante matriz arcillosa. En el contacto inferior se presenta un paso gradual de areniscas de la Formación Regadera a arcillolitas de la Formación Usme.

ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES IGLESIA MONTE DE GALILEA

Se atribuye origen marino a la parte inferior de la unidad y edad eocena superior a oligocena inferior.

4.2. SUELOS.

En el sector en estudio se distinguen los siguientes:

4.2.1. Suelos residuales.

Comprende los materiales de alteración de las formaciones rocosas indicadas cuando no han sufrido transporte. Las formaciones de naturaleza arcillosa blanda han permitido la formación de mayores espesores de suelo, como es posible apreciar en algunos sectores del sur bogotano.

La naturaleza de los materiales residuales es principalmente función aquí de la composición de las rocas parentales. Por ello, la presencia descrita de intercalaciones de rocas arenosas y arcillosas en casi todas las formaciones enunciadas explica la calidad ampliamente variable del material final.

4.2.2. Derrubios de ladera.

Constituyen los depósitos de material de alteración que se mueven bajo la acción de la gravedad, favorecida por la presencia del agua y tienden a depositarse en las laderas o al pie de ellas. Son abundantes en el piedemonte y las laderas de los cerros orientales y suroccidentales. El depósito detectado en la superficie del sitio, con espesores inferiores a los 10 m parece ser de este origen principalmente, si bien en la base de la columna podría tener características residuales.

4.3. FOTOGEOLOGIA

Se llevó a cabo una evaluación fotogeológica del área a partir de las fotografías aéreas números 167 y 168 del vuelo C-2612 del IGAC, a escala 1: 34.000 del año 1997. Así como de las fotografías aéreas números 228 y 229 del vuelo R - 1183 del IGAC, a escala 1: 20000 del año 1992.

Desde el punto de vista geomorfológico el sector evaluado corresponde a un sistema montañoso estructural denudativo, con geoformas de carácter agradacional ubicadas preferencialmente en los sectores bajos.

Se observa la presencia de rocas sedimentarias, que conforman un pliegue sinclinal amplio, en cuyo flanco occidental se localiza el predio seleccionado para el futuro

ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES IGLESIA MONTE DE GALILEA

relleno sanitario de Doña Juana. El núcleo del sinclinal esta constituido por una unidad blanda que origina pendientes suaves, y que se encuentra recubierta localmente por depósitos recientes.

Hacia el W se observa la presencia de una unidad dura competente que origina un escarpe escalonado direccionado, corresponde a una unidad integrada por areniscas; en el sector central de la fotografía se observa la presencia de volcamiento en un flanco de la estructura.

En el predio evaluado y sectores cercanos aflora una unidad blanda, que origina pendientes suaves, corresponde a una unidad integrada por arcillolitas.

En general la red de drenaje es medianamente densa bien integrada, de forma subparalela, localmente subdendritica, evidenciando un control estructural y litológico.

El sector oriental se caracteriza por la presencia de cuchillas escalonadas direccionadas, que conforman pequeños escarpes direccionados, donde se observa la alternancia de unidades duras y blandas.

En el sector occidental se observa la presencia de unidades blandas que conforman pendientes suaves y se encuentran recubiertas por depósitos recientes.

El sitio seleccionado para la construcción de la capilla está ubicado en la parte alta de un cerro testigo integrado por rocas sedimentarias pertenecientes a la formación Usme.

En las fotografías evaluadas se observa la presencia de rocas sedimentarias que conforman un pliegue sinclinal amplio, en cuyo flanco oriental se localiza el sitio a evaluar, en el sector se observa la presencia de inversión de las capas por acción tectónica, el pliegue sinclinal tiene una orientación NNE a NS.

En el anexo 2 se presentan las fotografías aéreas analizadas.

4.4. ESTRATIGRAFIA LOCAL

En el predio evaluado afloran rocas sedimentarias de edad Terciario pertenecientes a la Formación Bogotá, que se encuentra recubierta por depósitos recientes de ladera, las unidades se describen a continuación:

4.4.1. Formación Bogotá (Tb):

Unidad compuesta por una secuencia espesa de arcillolitas y lodolitas rojo grisáceas predominantes, con intercalaciones de areniscas arcillosas de grano fino y localmente niveles de areniscas conglomeráticas de forma lenticular.

**ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES
IGLESIA MONTE DE GALILEA**

La Formación Bogotá presenta poca consolidación, y se caracteriza por presentar una morfología suave, el espesor de la unidad es difícil de establecer, pero varía entre 500 y 700 m, su origen es continental y su edad va del Paleoceno superior al Eoceno inferior (Ingeominas 1971).

4.4.2. Formación Arenisca de la Regadera (Tr):

Esta unidad suprayace concordantemente a la Formación Bogotá, aflora al W del predio evaluado, la unidad está integrada por una secuencia de areniscas arcillosas de grano fino a medio, medianamente consolidadas, con intercalaciones de arcillolitas rojizas, especialmente en su parte superior.

La unidad se destaca morfológicamente, originando un espigón de roca con relieve abrupto; su origen es fluvial a partir de corrientes de intensidad variable, el espesor de esta unidad es cercano a los 600 m, su edad varía de Eoceno superior a Oligoceno medio (Ingeominas 1971).

4.4.3. Depósitos Cuaternarios (Qc):

Depósitos recientes de ladera reposan discordantemente sobre la Formación Bogotá en el predio estudiado, corresponde a depósitos originados por la acción de eventos glaciares, que generaron flujos densos, con un contenido elevado de matriz arcillosa.

4.4.4. Depósito de coluvión con bloques (Qcbl):

Unidad que aflora en sector occidental y central del predio, está integrada por bloques, cantos y guijos de areniscas de forma redondeada, que se encuentran inmersos en una matriz arcillosa predominante, el espesor de esta unidad varió entre 4 y 9.5 m.

4.4.5. Depósito de coluvión con arcilla y arena (Qcar):

Unidad que aflora en el sector oriental del predio, está compuesta por arcillas con capas lenticulares de arena y grava, el espesor de esta unidad varió entre 4 y 10 m.

4.5. GEOLOGIA ESTRUCTURAL

El sector estudiado forma parte del flanco oriental del sinclinal de Usme, que corresponde a una estructura amplia de forma asimétrica, que presenta una orientación NNE a NS, un poco al N del predio se presenta una inversión de la secuencia sedimentaria por acción tectónica, que causa el volcamiento de la estructura en su extremo N.

Al W del predio estudiado, sobre la Formación Areniscas de la Regadera se comprobó que la Formación Bogotá se encuentra en posición normal y buzando 60 a 65 grados hacia el E.

000229

CAPITULO 5

HIDROLOGIA Y CLIMA

5. HIDROLOGIA Y CLIMA.

5.1 Generalidades

La zona de estudio está ubicada al Suroriente de Santafé de Bogotá (Barrio El Bosque) de la localidad de Usme, en un sector que es parte de las Lomas de Juan Rey. Durante los últimos años en el sector se ha presentado una creciente intervención urbana debido al desarrollo de barrios de invasión en sus laderas y ronda, 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 adecuado, alcantarillado y manejo de aguas lluvia acorde al comportamiento hidrológico del sector.

5.2 Objetivos

Como objetivo principal del estudio hidrológico está el determinar la relación entre la precipitación y los fenómenos de remoción en masa. Debido a que no hay hasta el momento una relación determinística entre estos dos fenómenos.

De otra parte, 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 y niveles máximos esperados, con el fin de prediseñar las obras de drenaje para la estabilización y control de erosión de los taludes en la Iglesia Monte de Galilea.

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 desencadenantes de los fenómenos de remoción en masa, debido a la infiltración y saturación en los depósitos causando reblandecimiento de los materiales y disminución de los esfuerzos efectivos y por lo tanto la reducción de la resistencia al corte.

5.3. Características de la red de drenaje.

Sobre la cartografía escala 1:500 se delimitaron las cuencas principales para el diseño de las obras de drenaje las cuales se presentan en la Figura 5.1. La información cartográfica se complementó con visitas de campo y con el análisis de los levantamientos topográficos de los sitios críticos.

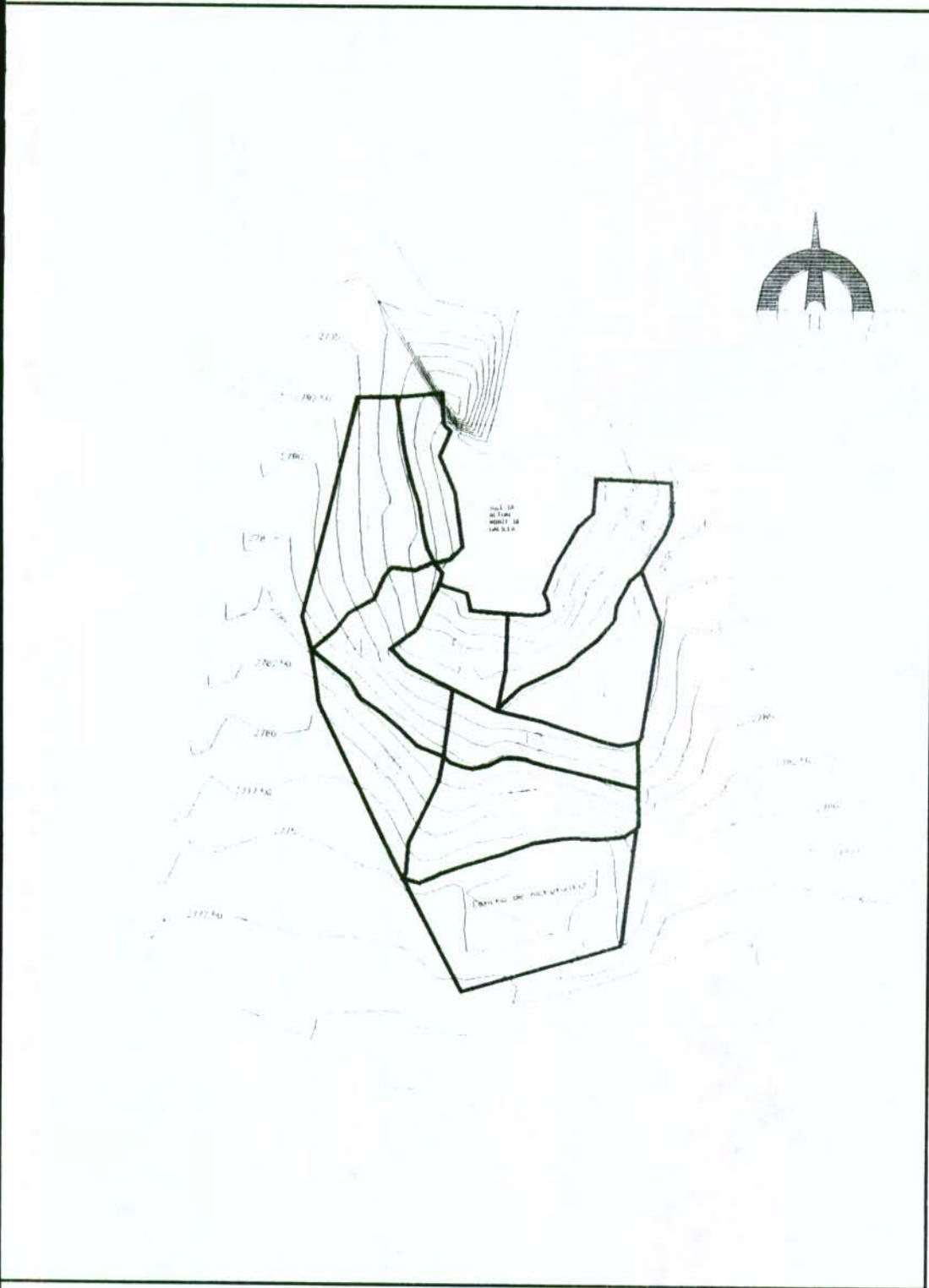


Figura 5. 1. Red de drenaje y microcuencas.

Adicionalmente se estableció que La Quebrada Yomasa atraviesa por la parte baja de la zona de estudio aproximadamente a 200 m, siendo ésta uno de los afluentes del Río Tunjuelito, nace aproximadamente a 4.5 Km aguas arriba, con dirección de drenaje noroeste, tiene una longitud aproximada de 3.59 km desde su nacimiento hasta los límites con la escuela del barrio El Bosque, con área de cuenca aferente del orden de 9.46 km². Con pendiente longitudinal promedio aproximadamente del 11%.

En la parte alta de la cuenca de la Quebrada Yomasa, se encuentra la cervecería Colombo-Alemana, la parte media se caracteriza por tener vegetación primaria y secundaria; sin embargo en este sector, existe gran intervención antrópica, evidenciada por la presencia del barrio El Bosque y su infraestructura de servicios, como se observa en la Foto 5.1.



Foto No. 5.1. Detalle de la intervención antrópica en el Monte de Galilea.

5.4 Precipitación

Generalmente, los fenómenos de remoción en masa están asociados a los períodos lluviosos, ya que la precipitación es uno de los agentes detonantes principales de los deslizamientos. Por esto es necesario conocer el régimen pluviométrico temporal y espacial de la precipitación, para identificar los meses más lluviosos y los sectores donde se concentran los valores más altos de la precipitación en la zona de estudio. A continuación se presenta el resumen de los resultados obtenidos para dichos análisis.

5.4.1. Análisis estadístico

Con el fin de establecer el régimen pluviométrico en el barrio El Bosque, se utilizaron los registros históricos de precipitaciones totales mensuales de las estaciones La Picota y Juan Rey operadas por la Corporación Autónoma Regional C.A.R. y por la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá E.A.A.B, ya que son las que poseen la información más completa de todas las estaciones cercanas a la zona de estudio, para efectos de análisis se tomará la estación más desfavorable en cuanto a precipitación. A continuación se presentan las características de las respectivas Estaciones Hidrometeorológicas:

Tabla 5. 1. Estaciones Hidrometeorológicas utilizadas en la zona de estudio.

CODIGO	NOMBRE	ELEVACION	COORDENADAS		ENTIDAD
		m.s.n.m.	N	E	
2120204	JUAN REY	2985	991780	999260	E.A.A.B
2120156	LA PICOTA	2580	995500	994600	CAR

La distribución temporal de la precipitación presenta una tendencia en forma bimodal o ecuatorial con dos períodos lluviosos y secos diferentes, para cada una de las estaciones, la cual no se manifiesta con claridad en la estación Juan Rey.

✓ **Estación Juan Rey:** Los dos períodos lluviosos están comprendidos entre los meses de Mayo a Agosto y Noviembre, siendo el primer período el más notable; dos períodos secos entre los meses de Septiembre a Octubre y Diciembre a Febrero.

La precipitación media multianual de la estación Juan Rey es de 1131.6 mm y el mes con mayor precipitación es Julio con un promedio mensual multianual de 205 mm. Como se aprecia en la siguiente figura.

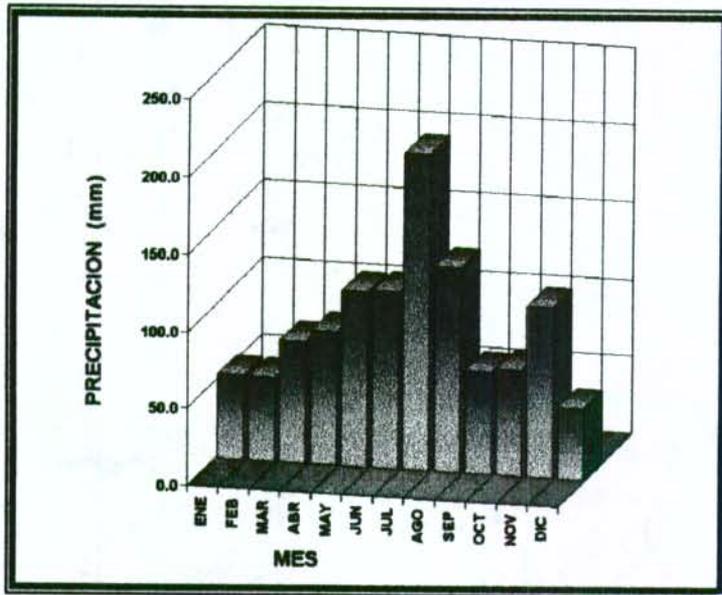


Figura 5. 2. Lluvias medias mensuales (1990 - 1997) en la estación Juan Rey.

Estación La Picota: Los dos períodos lluviosos están comprendidos entre los meses de Marzo a Mayo y Octubre a Noviembre, los dos períodos secos entre los meses de Julio a Septiembre y Diciembre a Febrero.

La precipitación media multianual de la estación La Picota es de 547.3 mm y el mes con mayor precipitación es Octubre con un promedio mensual multianual de 73.6 mm. Como se aprecia en la siguiente figura.

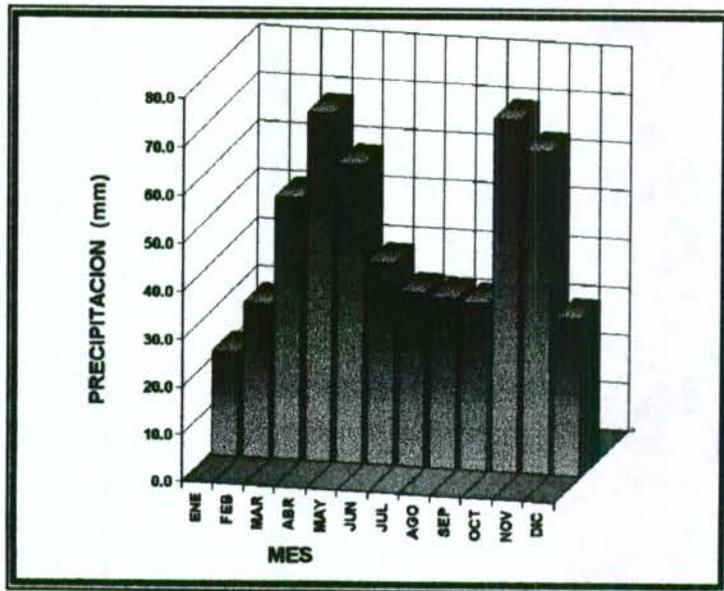


Figura 5. 3. Lluvias medias mensuales (1990 - 1997) en la estación La Picota.

5.4.2 Curvas de Intensidad - Duración - Frecuencia (IDF) para precipitaciones de corta duración

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 entre la Zona 7, cuya estación representativa de la ley de frecuencias es El Bosque (2120085), operada por la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá E.A.A.B - ESP; la curva IDF para esta zona se presentan en la figura 5.4.

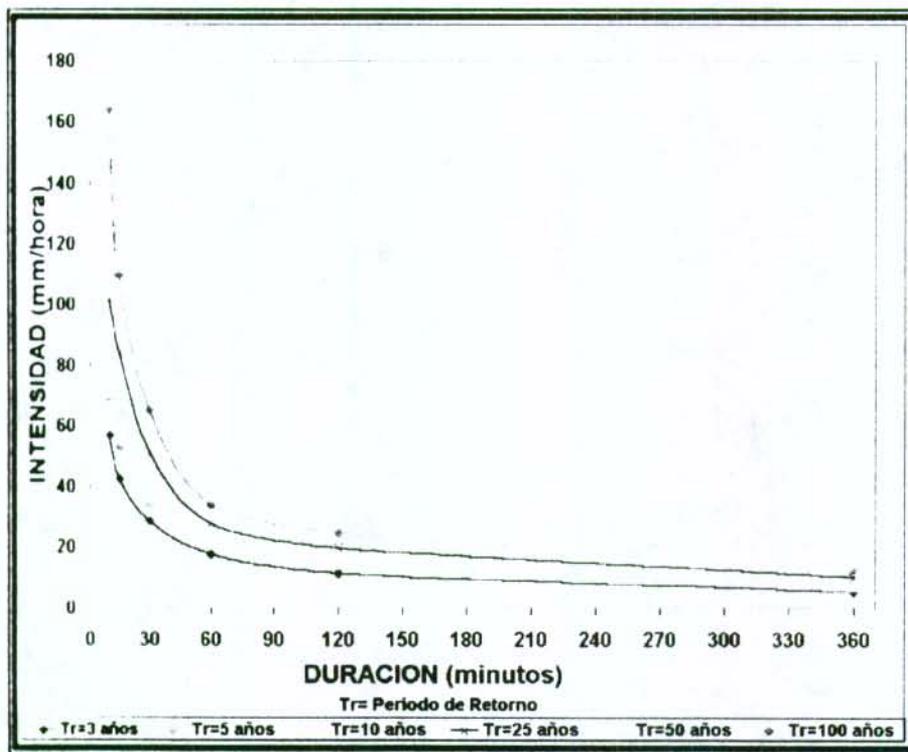


Figura 5. 4. Curva Intensidad - Duración - Frecuencia (IDF) para la zona de estudio.

Con las curvas presentadas en la Figura 5.4, se obtienen las intensidades máximas para diferentes periodos de retorno, con una duración dada (tiempo de concentración); estos valores son fundamentales para la generación de caudales y niveles máximos en el diseño de las obras hidráulicas.

4.3. Lluvia crítica¹

Para determinar la relación de la precipitación media anual con la lluvia crítica - duración, utilizó el "Estudio de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo por Inestabilidad del Terreno para Varias Localidades de Santafé de Bogotá" (INGEOCIM - UPES, 1998). Las cuales se presentan en las Figuras 5.5 a 5.7. En este estudio se encontró que la ciudad de Santafé de Bogotá se puede dividir a partir de la lluvia crítica y de la duración en dos zonas, con las siguientes ecuaciones:

Tabla 5. 2. Relación entre la lluvia crítica y la lluvia anual para la ciudad de Santafé de Bogotá (INGEOCIM - UPES, 1998).

Zona	Lluvia crítica (mm)	Duración (días)
Suroccidental	$0.3609 \times \text{Lluvia anual (mm)}$	$3.2829 * \text{LLcrit}^{0.4157}$
Cerros orientales	$12.6325 + 0.1814 \times \text{Lluvia anual (mm)}$	$0.04923 * \text{LLcrit}$

El sector de estudio corresponde a la zona Cerros Orientales; a partir de los valores de lluvia anual de las estaciones La Picota y Juan Rey se obtuvieron las precipitaciones acumuladas críticas, las cuales se presentan a continuación en la Tabla 5.3

Tabla 5. 3. Resultados obtenidos de la relación entre la lluvia crítica y la lluvia anual

Estación	Zona	Lluvia crítica (mm)	Duración (días)	Período de Retorno (años)	Probabilidad de Ocurrencia (%)
Juan Rey	Cerros orientales	217.9	11	21	4.76
La Picota	Suroccidental	197.5	30	36	2.77

De acuerdo con estos resultados, se puede concluir que la precipitación acumulada más crítica entre las dos estaciones, es la de Juan Rey con duración de 11 días y una probabilidad anual de ocurrencia del orden de 4.76 %, la cual será utilizada para efectos de análisis de estabilidad.

Gonzalez, A., Zamudio, E. y Castellanos, R. (1999). Relaciones de precipitación crítica-duración que disparan movimientos en masa en Santafé de Bogotá, Colombia. XI CPMSIF. Fox de Iguazú, Brasil.

**ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES
IGLESIA MONTE DE GALILEA**

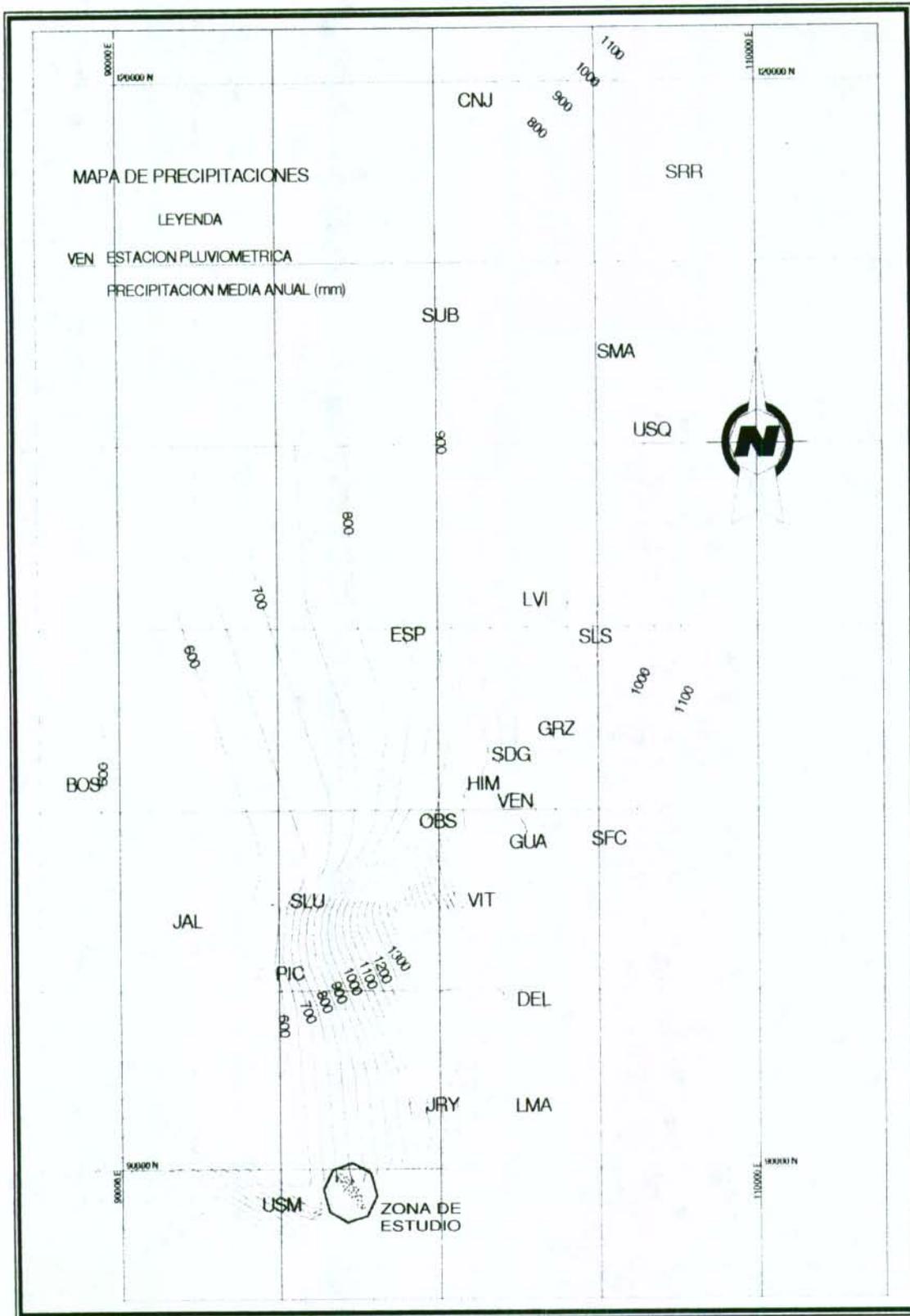


Figura 5. 5. Curvas de Precipitación media multianual - para la zona de estudio.

**ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES
IGLESIA MONTE DE GALILEA**

622000

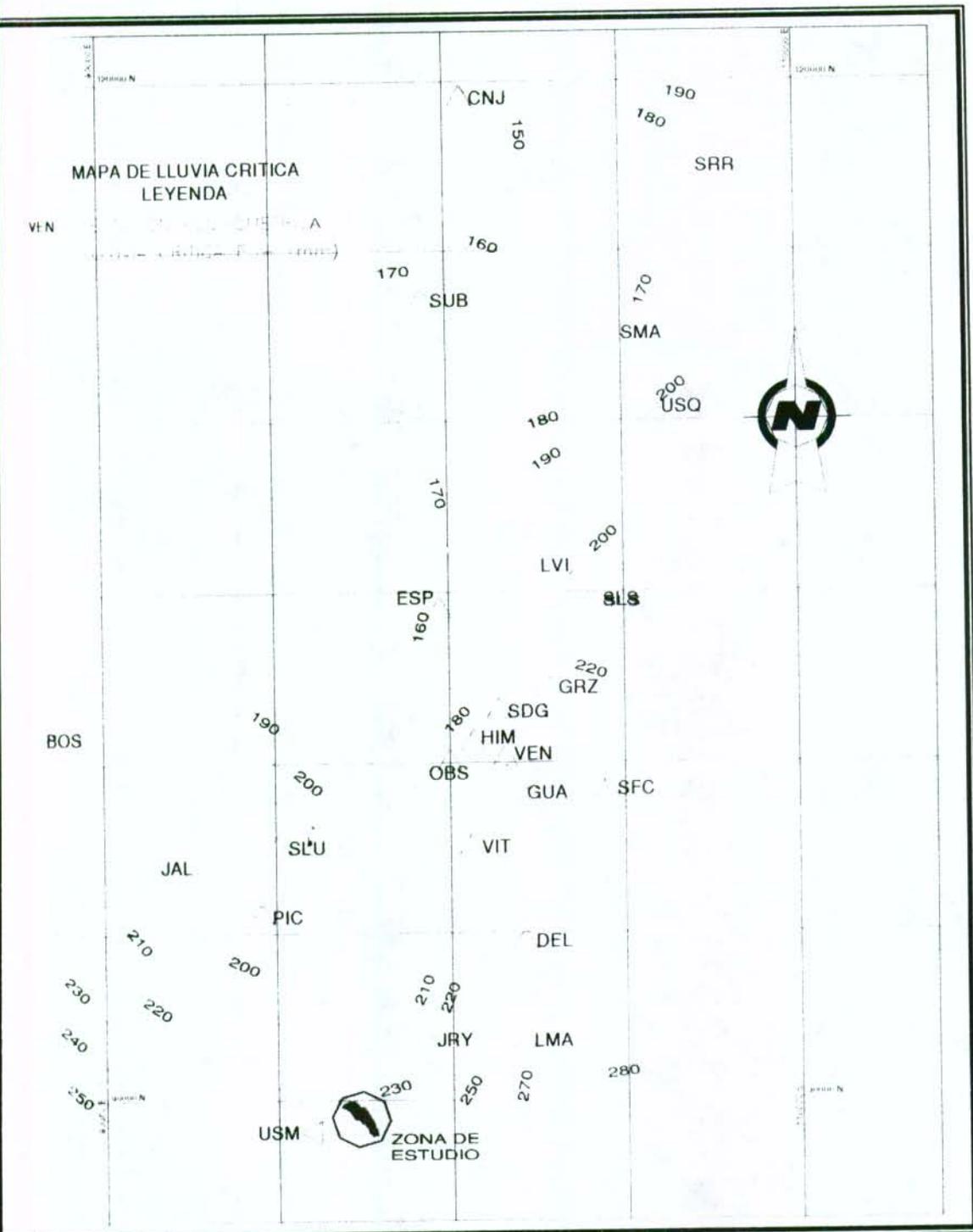


Figura 5. 6. Curvas de Precipitación Crítica - para la zona de

**ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES
IGLESIA MONTE DE GALILEA**

62200

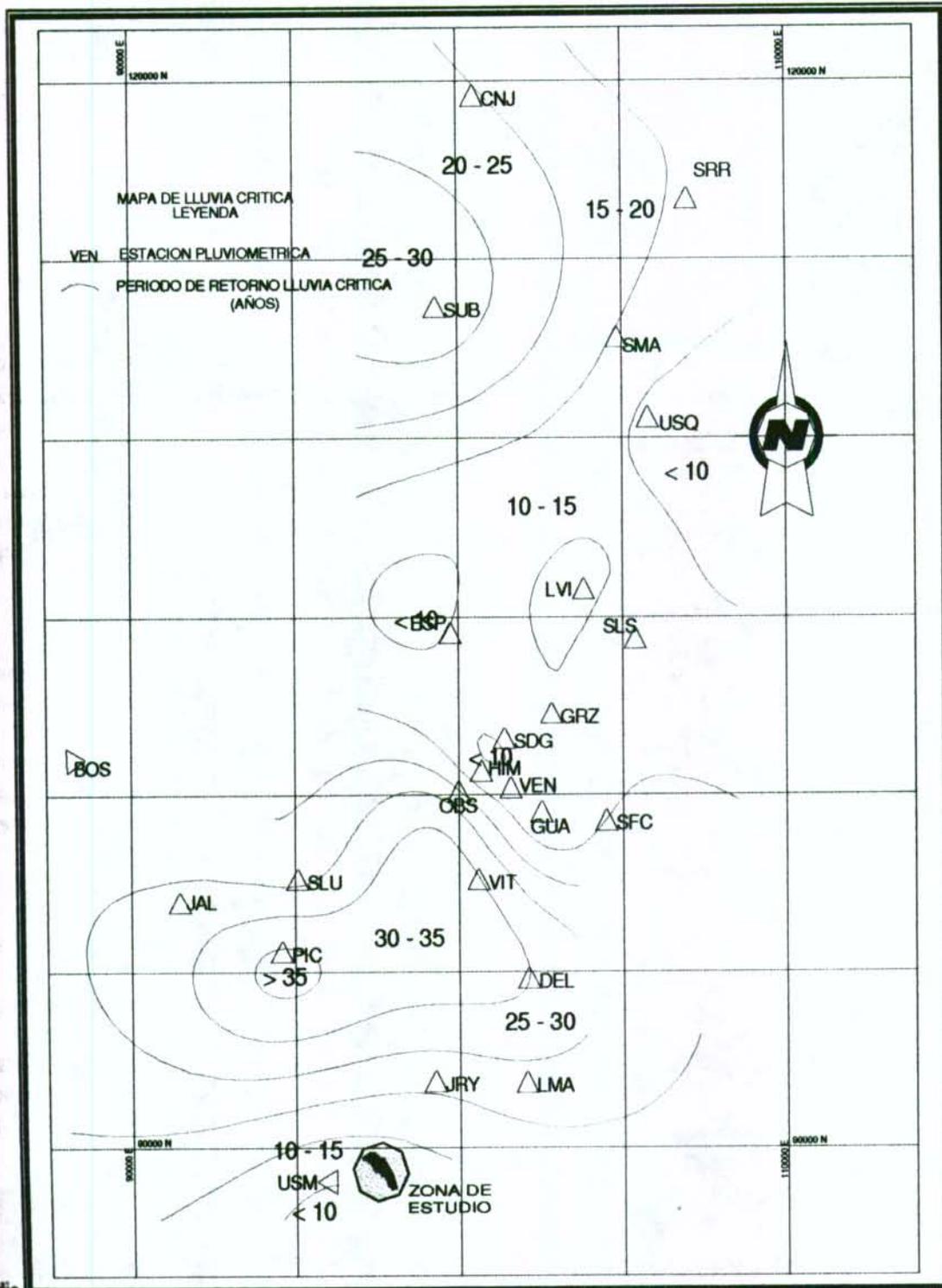


Figura 5. 7. Curvas de Períodos de Retorno de la Precipitación Crítica - para la zona de estudio.

5.5. Caudales máximos

Para el cálculo de los caudales máximos, se utilizó la fórmula racional, aceptada para cuencas menores de 1 Km². Esta formula se identifica con la ecuación:

$$Q = k \times i \times A \times c$$

Donde Q es el caudal pico de la creciente (m³/s); k un factor de conversión que en el sistema métrico es igual a 0.00278 (m³/s/Ha mm/hr); i la intensidad máxima para la frecuencia de diseño, con duración igual al tiempo de concentración de la cuenca vertiente (mm/hr); A es el área de la cuenca (Ha); c es el coeficiente de escorrentía, con valor numérico entre 0 y 1, y depende de las características fisiográficas de la cuenca y la cobertura del suelo. Los caudales máximos obtenidos al aplicar el método racional se muestran en la tabla 5.4.

5.5.1. Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía es la relación entre la tasa pico de escorrentía directa y la intensidad promedio de precipitación en una tormenta. Debido a la alta variabilidad de la intensidad de precipitación, este valor es difícil de determinar utilizando la información observada. Se puede obtener un valor del coeficiente de escorrentía satisfactorio considerando: el relieve, permeabilidad, vegetación y capacidad de almacenaje en la zona de estudio. De acuerdo con las recomendaciones del texto Hidrología en la Ingeniería², para este estudio se determino un valor de 0.4, teniendo en cuenta las características morfométricas y de cobertura del suelo de la cuenca en estudio.

5.5.2. Tiempo de concentración

El tiempo de concentración o tiempo requerido para que el agua que ha caído en el punto más alejado de la cuenca hidrográfica fluya a la sección de diseño del colector o cuneta, depende de las características topográficas de la cuenca. Por tratarse de microcuencas de pendiente media a alta, los tiempos de concentración se calcularon por medio de la formula de Kirpich:

$$T_c = 4 \times \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.77}$$

² Hidrología en la Ingeniería, Ingeniero Civil Germán Monsalve Sáenz de la Universidad de Los Andes. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería (1995) primera edición.

**ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES
IGLESIA MONTE DE GALILEA**

Donde el tiempo de concentración (T_c) resulta en minutos, la longitud (L) en kilómetros y la pendiente (S) en m/m. Los tiempos de concentración menores de 10 minutos se aproximan a 10 minutos.

Tabla 5. 4. Caudales máximos de diseño.

Cuenca	Área (Ha)	Longitud (km)	Pendiente (m/m)	t concentrac. (min.)	Precipitación				Q ₃ (m ³ /s)	Q ₅ (m ³ /s)	Q ₁₀ (m ³ /s)	Q ₂₅ (m ³ /s)
					3 años	5 años	10 años	25 años				
1	0,1060	0,0728	0,3700	0,7801	70	80	90	105	0,008	0,009	0,011	0,012
2	0,0385	0,0420	0,5700	0,4325	70	80	90	105	0,003	0,003	0,004	0,004
3	0,1022	0,0755	0,5500	0,6887	70	80	90	105	0,008	0,009	0,010	0,012
4	0,0775	0,0420	0,7200	0,3953	70	80	90	105	0,006	0,007	0,008	0,009
5	0,0516	0,0510	0,5800	0,4988	70	80	90	105	0,004	0,005	0,005	0,006
6	0,0784	0,0260	0,1346	0,5211	70	80	90	105	0,006	0,007	0,008	0,009
7	0,0686	0,0068	1,2500	0,0787	70	80	90	105	0,005	0,006	0,007	0,008
8	0,1080	0,0583	0,4948	0,5878	70	80	90	105	0,008	0,010	0,011	0,013
9	0,1481	0,0590	0,0842	1,1733	70	80	90	105	0,012	0,013	0,015	0,017
10	0,0581	0,0600	0,5556	0,5748	70	80	90	105	0,005	0,005	0,006	0,007

CAPITULO 6

INVESTIGACION DEL SUBSUELO

ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES IGLESIA MONTE DE GALILEA

6 INVESTIGACION DEL SUBSUELO

En este numeral se presentan los resultados de los trabajos de exploración del subsuelo de los ensayos de laboratorio que se realizaron para determinar las características geotécnicas de los diferentes materiales que conforman el área de estudio. Igualmente, se presentan los análisis realizados para determinar bajo correlaciones los parámetros de resistencia del suelo, con el fin de poder establecer la variabilidad de dichos parámetros, insumo básico para el análisis determinístico de la amenaza por fenómenos de remoción en masa.

6.1 Plan de exploración del subsuelo.

La exploración del subsuelo se basó en la ejecución de sondeos con equipo manual para determinar las características geomecánicas del material que constituye los diferentes taludes, en los cuales se detectó inestabilidad. Los sondeos en cada lugar se hicieron a lo largo de una sección transversal con el fin de interpretar el perfil estratigráfico y establecer la profundidad de la masa inestabilizada.

En la continuación se presenta el número de sondeos realizados y las profundidades alcanzadas y en la figura 6.1 se presenta la localización de cada uno de las perforaciones.

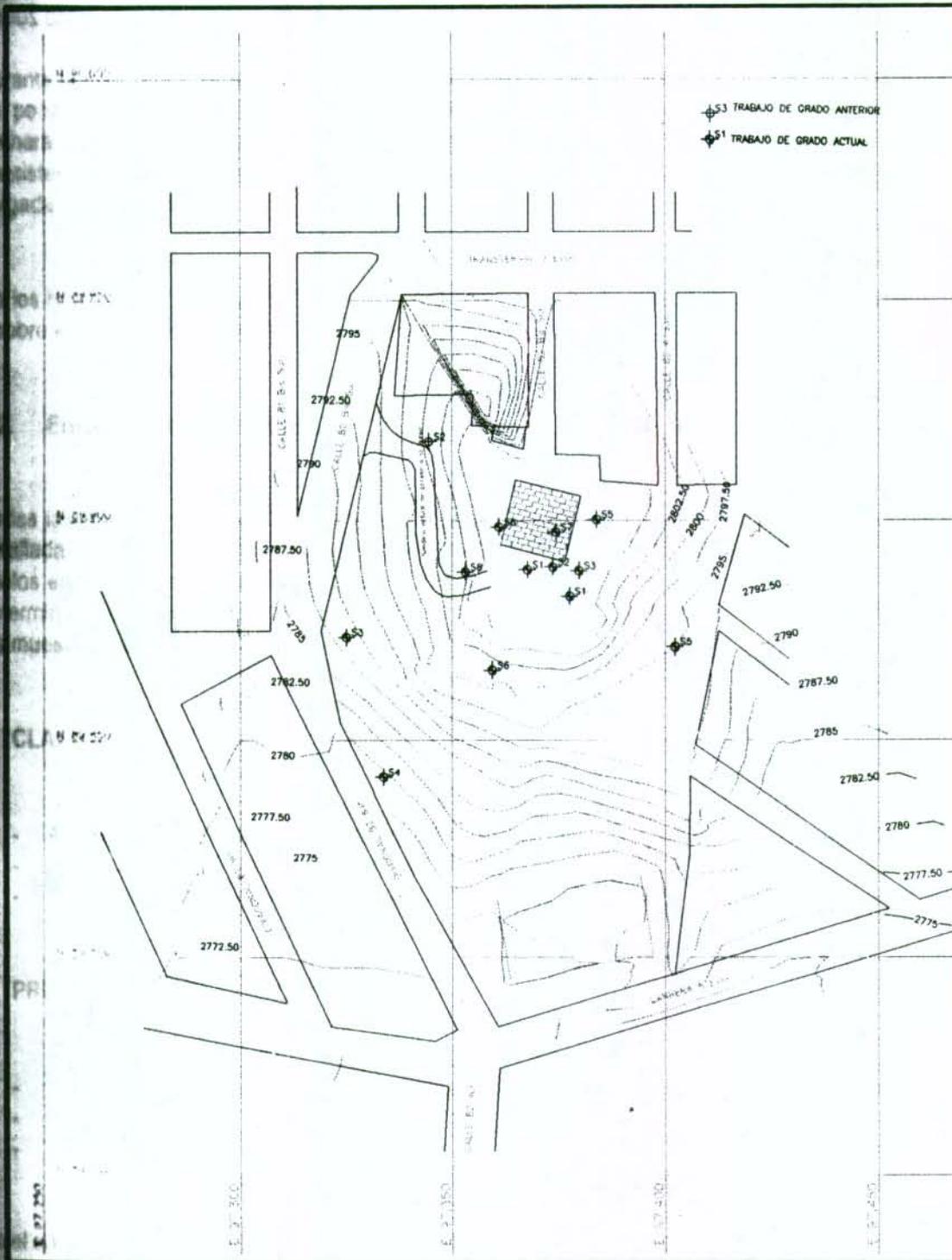
Tabla 6.1 trabajos de exploración del subsuelo

SONDEO No.	PROFUNDIDAD (m)	SONDEO No.	PROFUNDIDAD (m)
1	3.70	2*	0.90
2	1.20	3*	3.00
3	1.00	5*	0.40
4	1.20	6*	1.50
5	1.10	7*	0.20
6	1.20	8*	2.40
1*	0.70		

* Perforaciones realizadas en el trabajo social anterior

ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES
IGLESIA MONTE DE GALILEA

Figura 6.1. Localización de los trabajos de exploración del subsuelo.



ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES IGLESIA MONTE DE GALILEA

En cada una de las perforaciones y a través de la longitud explorada, se llevó a cabo un registro continuo (los cuales se presentan en el Anexo 4) y un muestreo detallado de los suelos obtenidos.

Durante la ejecución de los sondeos y a profundidades intermedias, se efectuó el ensayo de penetración estándar (SPT), recuperando su respectiva muestra alterada con la cucharita partida (Split Spoon). Debido a que no se encontraron suelos cohesivos de consistencia blanda, no fue posible recuperar muestras inalteradas con el tubo de pared delgada (tubo Shelby).

En los horizontes constituidos por material cohesivo se tomaron muestras inalteradas el y sobre este material se hicieron ensayos de corte directo.

6. Ensayos de laboratorio.

Todas las muestras obtenidas se identificaron visualmente y se realizó una descripción detallada de cada una de éstas, sobre una cantidad representativa de los diferentes suelos encontrados, se realizaron las pruebas de laboratorio requeridas para clasificar y determinar las propiedades In-situ, a continuación se relacionan los ensayos realizados a las muestras obtenidas.

• CLASIFICACION:

- Análisis granulométrico de suelos por tamizado.
- Determinación del límite líquido de los suelos.
- Límite plástico e índice de plasticidad.

• PROPIEDADES IN-SITU:

- Determinación del contenido orgánico en suelos mediante pérdida por ignición.
- Peso unitario.
- Corte directo.

En el anexo 4 "Investigación del subsuelo" se presentan los resultados de los ensayos de laboratorio realizados a las diferentes muestras obtenidas en la exploración del subsuelo, en la tabla 6.2 se resumen dichos ensayos de laboratorio.

Perforación	Muestra No.	TIPO DE MUESTRA	Profundidad de la muestra	Índice de arena		Índice de humedad	LL %	LP %	Cuentas de arena < 0,075 mm	GRANULOMETRÍA (%)					FICAJE	RESISTENCIA	DESCRIPCIÓN	
				límite superior	límite inferior					3/4"	No. 4	No. 10	No. 40	No. 200				Índice de grupo
1	1	RELLENO	0,15	0,00 - 3,70	5	21	15	6	5,0%	100,0	97,5	96,9	89,2	67,5	(7)	A-4	CL-ML	Arcilla-limo arcosa (de grano fino) con trazos de grano fino, carnita presencia de desechos de construcción y papales; algo orgánico, plasticidad baja y de baja compresibilidad
	2	RELLENO	0,50	0,00 - 3,70	6													Idem, gris con vetas habanas; de oxidación
	3	RELLENO	1,10	0,00 - 3,70	7													Idem,
	4	RELLENO	1,60	0,00 - 3,70	7	20	14	6		100,0	100,0	99,4	89,7	63,4	(6)	A-4	CL-ML	Idem, carnita con vetas habanas y grises, y arena de grano fino, con consistencia dura
	5	RELLENO	2,50	0,00 - 3,70	7													Idem,
	6	RELLENO	3,20	0,00 - 3,70	7	23	14	9		100,0	100,0	98,4	91,3	63,6	(6)	A-4	CL	Idem, carnita con vetas habanas y grises, y arena de grano fino, con consistencia dura
			4,00															fin de la perforación a 3,70 m de profundidad,
2	1	ARCILLOLITA	0,15	0,00 - 1,20	6													arcilla arcosa (de grano fino) carnita con grava,
	2	ARCILLOLITA	0,50	0,00 - 1,20	9													plasticidad baja y de baja compresibilidad
	3	ARCILLOLITA	1,00	0,00 - 1,20	9	23	14	9		100,0	100,0	98,8	85,7	68,6	(7)	A-4	CL	Idem, con vetas habanas y oxidaciones
			1,30															Idem,
																		fin de la perforación a 1,20 m de profundidad,
3	1	RESIDUAL	0,25	0,00 - 1,00	16	31	20	11		100,0	100,0	100,0	97,2	80,5	(8)	A-6	CL	Arcilla con algo de arena de grano fino carnita con grava,
	2	RESIDUAL	0,70	0,00 - 1,00	14	31	19	12		100,0	100,0	100,0	98,6	83,4	(9)	A-6	CL	de consistencia mediana, firme, plasticidad media y de
			1,20															Idem, con vetas grises
																		fin de la perforación a 1,00 m de profundidad,
4	1	CAÑA VEGETAL	0,40	0,20 - 0,70	17	39	29	10	5,0%									limo fiavado por raíces negro algo orgánico, plasticidad baja y de baja compresibilidad
	2	RESIDUAL	0,90	0,70 - 1,20	13	33	20	13		100,0	100,0	99,8	97,6	81,5	(9)	A-6	CL	Arcilla con algo de arena de grano fino de consistencia firme,
			1,40															plasticidad media y de baja compresibilidad
																		fin de la perforación a 1,20 m de profundidad,
5	1	RELLENO	0,20	0,00 - 0,70	15													relleno de explotación con raíces carnitas, con grava,
	2	RESIDUAL	0,90	0,70 - 1,10	18	40	29	11		100,0	100,0	99,8	97,6	81,5	(8)	A-6	ML	plasticidad media y de baja compresibilidad
			1,20															Limo con algo de arena de grano fino arenoso carnita,
																		con algo de arcilla, plasticidad media y de baja
																		fin de la perforación a 1,10 m de profundidad,
6	1	CAÑA VEGETAL	0,20	0,00 - 0,60	25	45	31	14	5,0%	100,0	100,0	100,0	98,5	86,9	(11)	A-7-5	ML	Limo con algo de arena de grano fino carnita algo orgánico,
	2	RESIDUAL	0,80	0,60 - 1,20	19	28	18	10	5,0%	100,0	100,0	100,0	97,9	89,0	(8)	A-4	CL	plasticidad media y de baja compresibilidad
			1,30															Arcilla con trazos de arena de grano fino habana, con vetas
																		grises; algo orgánico, de consistencia firme, plasticidad baja y
																		fin de la perforación a 1,20 m de profundidad,

6.3. PERFIL DEL SUELO.

De acuerdo con los resultados de los trabajos de investigación del subsuelo, se pudo establecer el perfil estratigráfico promedio el cual se describe en forma simplificada a continuación:

Corte A:

Este sector está caracterizado por un primer estrato compuesto por un relleno proveniente del descapote y posterior explanación de la parte superior del cerro y está conformado por materiales varios como cartones, papeles y una arcilla limosa, con trazas de arena de grano fino carmelita, de plasticidad baja y baja compresibilidad.

Este estrato descansa en la corona del talud sobre la roca (Arenisca) y en la pata sobre un suelo residual.

El espesor del relleno varía entre 0.00 m a 3.70 m y el suelo residual varía con la profundidad entre 0.00 m a 1.50 m.

Corte B:

Ubicado al sur oeste de la actual iglesia; en este sector afloran estratos de arenisca con intercalaciones de arcillolita; el sitio se caracteriza por la pérdida de la cobertura vegetal producto de la alta deforestación generando procesos erosivos como cascaramientos, demoronamientos del talud, lavado superficial, cárcavas y erosión en surcos.

El suelo residual encontrado está conformado por arcilla con algo de arena de grano fino carmelita, de plasticidad baja y baja compresibilidad.

El estrato de suelo residual en este sector varía con la profundidad entre 0.00 m a 1.50 m.

Corte C:

Caracterizado por encontrarse suelos residuales por debajo de una capa de limos saturados por raíces, negro algo orgánico, de plasticidad baja y baja compresibilidad con un espesor promedio de 0.30 m.

Debajo del estrato residual se encuentra la roca (Areniscas con intercalaciones de arcillolita altamente meteorizada).

En este sector la deforestación es un poco menor a los otros sectores y se encuentran especies de alturas considerables,

A continuación se relacionan la variación de las principales características encontradas de los suelos encontrados.

Relleno

Humedad natural	5.4 – 7.4%
Limite liquido	21-23%
Indice de plasticidad	6-9%
Porcentaje de finos (P200)	64-68%
N.	9-13 golpes
Angulo de fricción (ϕ)	26.7° - 27.7°
Cohesión (c)	0.03 – 2.31 t/m ²

(*) Para la descripción de estos rangos ver numeral 6.4.

No se encontró nivel freático en ninguna de las perforaciones.

Suelo residual

Humedad natural	5-25%
Limite liquido	23-45%
Indice de plasticidad	9-14%
Porcentaje de finos (P200)	68-90%
N.	7-17 golpes
Angulo de fricción (ϕ)	28.5° - 30.1° (*)
Cohesión (c)	0-9.24 t/m ² (*)

(*) Para la descripción de estos rangos ver numeral 6.4.

No se encontró nivel freático en ninguna de las perforaciones.

6.4. ANALISIS DE RESULTADOS.

Para los análisis de amenaza por fenómenos de remoción en masa, es necesario conocer la variabilidad de los parámetros del suelo (especialmente los de resistencia: cohesión y ángulo de fricción). Debido a ello, como parte de los trabajos de investigación del subsuelo, se optó por determinar estos parámetros de forma directa (obtenidos de los ensayos de corte directo) e indirectamente (por medio de correlaciones).

6.4.1 De los ensayos de corte directo.

Inicialmente se efectuó tres ensayos de corte directo con las características indicadas en la siguiente tabla.

**ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES
IGLESIA MONTE DE GALILEA**

Tabla 6. 1. Resultados de los ensayos de corte.

PERFORACION	MUESTRA	COHESION (c' : t/m ²)	ANGILO DE FRICCION (φ)
1	4	0.76	27.5
5	2	0.84	30.1
3	1	1.16	39.0

El ensayo se realizó con una velocidad de deformación de 0.001213 mm/min y esfuerzos normales aplicados de 5.0 ton/m², 10.0 ton/m y 20 ton/m.

El primer corte corresponde al sondeo 1 muestra 4 y es una arcilla limosa, arenosa de grano fino carmelita algo orgánico de plasticidad baja y baja compresibilidad.

El material del sondeo 5 corresponde a un limo arenoso carmelita con algo de arcilla de plasticidad media y baja compresibilidad.

El sondeo tres es un material caracterizado por una arcilla con algo de arena de grano fino, carmelita fisurado por raíces, de plasticidad media y baja compresibilidad.

6.4.2. De correlaciones

En esta parte de los trabajos se utilizaron correlaciones con el SPT, siguiendo las metodologías descritas a continuación; los resultados se presentan en el Anexo 5. Es importante resaltar que, estas correlaciones se realizaron para materiales específicos, que posiblemente no tengan un comportamiento igual al de los encontrados en este trabajo; sin embargo, dan una idea de la variabilidad de los parámetros de resistencia (que es el objeto de hallarlas).

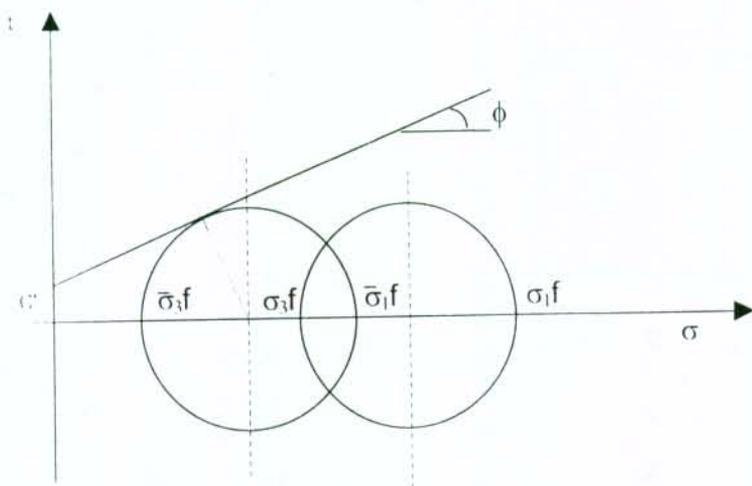
- **Método propuesto por el Ingeniero Álvaro González**

En esta metodología se obtiene el ángulo de fricción interna del material por medio de la correlación con el SPT, propuesta por Kishida. Posteriormente se determina el esfuerzo de corte dado esté ángulo (suponiendo un esfuerzo normal de falla igual al esfuerzo efectivo in-situ). Teniendo el total de los resultados (puntos de corte a diferentes esfuerzos normales) se puede determinar la línea de falla, obteniéndose así el ángulo de fricción efectivo y la cohesión efectiva del material.

- **Método propuesto por Lambe.¹**

El método propuesto relaciona los resultados del ensayo de penetración estándar (SPT) con el ángulo de fricción interna (correlación de Kishida) y la resistencia al corte no drenada (Cu). Teniendo estos dos valores, y con ayuda del círculo de Mohr, se puede obtener la cohesión no drenada del material. En este caso se obtiene los valores del

¹ Mecánica de suelos, lambe, pág. 454



$$\text{Sen } \phi = \frac{\frac{\sigma_1 f - \sigma_3 f}{2}}{\frac{\sigma_1 f + \sigma_3 f}{2} + \frac{c \cos \phi}{\text{Sen } \phi}}$$

$$qf = \text{Sen } \phi \left(\frac{\sigma_1 f + \sigma_3 f}{2} + \frac{c \cos \phi}{\text{Sen } \phi} \right)$$

$$qf = \frac{\sigma_1 f + \sigma_3 f}{2} \text{ Sen } \phi + c \cos \phi$$

$$qf = (\sigma_3 f + qf) \text{ Sen } \phi + c \cos \phi$$

$$qf - (\sigma_3 f + qf) \text{ Sen } \phi = c \cos \phi$$

$$qf - qf \operatorname{sen} \phi = c \cos \phi + \sigma_3 \operatorname{sen} \phi$$

$$qf (1 - \operatorname{sen} \phi) = c \cos \phi + \sigma_3 \operatorname{sen} \phi$$

$$qf = \frac{c \cos \phi + \sigma_3 \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}$$

$$Uf = Af (\sigma_1 f - \sigma_3 f) = 2 Aqf$$

$$qf = \frac{c \cos \phi + (\sigma_3 - 2Aqf) \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}$$

$$qf = cu$$

En terminos generales en el sitio tenemos para suelos sobreconsolidados entonces:

$$A = 0$$

$$cu = \frac{c \cos \phi + \sigma_3 \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}$$

$$\sigma_3 \text{ se calculo como } \sigma_v (1 - \operatorname{sen} \phi)$$

$$c \cos \phi + \sigma_3 \operatorname{sen} \phi = Cu (1 - \operatorname{sen} \phi)$$

$$c \cos \phi = Cu (1 - \operatorname{sen} \phi) - \sigma_v (1 - \operatorname{sen} \phi) \operatorname{sen} \phi$$

$$\bar{c} = \frac{(C_u - \sigma_v \text{sen } \phi)(1 - \text{sen } \phi)}{\text{cos } \phi}$$

El primer método obtiene valores de ϕ en el rango normal esperado y valores de C' igual a cero o muy próximos a cero.

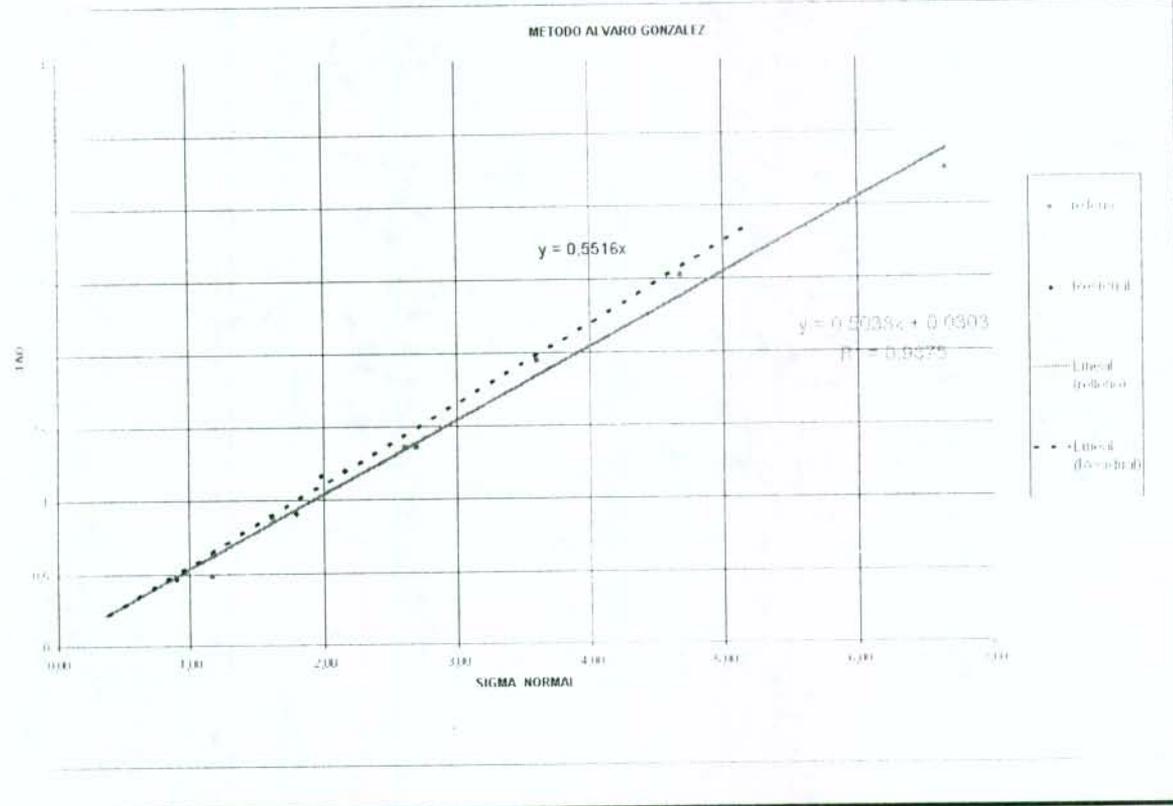
El segundo método obtiene valores de ϕ en el rango normal y valores de C' relativamente altos; sin embargo los suelos del sitio son residuales de arcillolita o la misma arcillolita. Estos resultados se presentan en el anexo "Parámetros de resistencia al corte", y en la tabla 6.3 que se presenta al final del capítulo se relaciona cada una de las perforaciones realizadas con los parámetros de resistencia estimados del SPT.

ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES
IGLESIA MONTE DE GALILEA

62200

Tabla 6.4. Determinación de c y ϕ

Método	Tipo de suelo (según norma)	Parámetros de resistencia	Presión de poros	Sigma efectivo vertical	Ensayo de penetración estándar	C _u	Ángulo de fricción (ϕ)	k _o	Sigma horizontal	Cohesión	TAO
RELLENO											
				1,62	9	5,63	28,4	0,52	0,84	2,98	0,25
				2,70	7	4,36	26,8	0,55	1,49	1,94	0,23
				3,60	9	4,43	28,4	0,52	1,87	2,35	0,25
				4,68	9	5,63	28,4	0,52	2,43	2,84	0,25
				6,66	6	3,75	25,8	0,58	3,71	0,52	0,27
				1,37	3	1,88	22,4	0,61	0,21	0,95	0,40
				2,81	8	5,00	27,8	0,54	1,41	2,28	0,24
				3,60	10	6,25	29,1	0,51	1,84	2,55	0,26
				5,04	15	9,36	32,3	0,47	2,32	3,87	0,30
METODO DE LAMBE					PROMEDIO		27,7 *			2,51	
SUELO NATURAL											
				0,90	8	5,00	27,8	0,54	0,40	2,27	0,24
				1,34	7	4,90	26,8	0,55	0,77	2,19	0,23
				2,16	10	6,25	29,1	0,51	1,10	3,06	0,26
				1,95	12	7,50	30,5	0,49	0,97	3,22	0,27
METODO DE LAMBE					PROMEDIO		28,5 *			2,94	



6.5 ANALISIS DETERMINISTICO DE ESTABILIDAD.

6.5.1. Parámetros promedios máximos y mínimos.

Como ya se a mencionado anteriormente es necesario tener valores máximos y mínimos para hacer el análisis de probabilidades; en esté numeral se hace un descripción de los procedimientos empleados para tal fin.

6.5.1.1. Calculo de parámetros de resistencia cohesión, ángulo de fricción y R_u .

El calculo deterministico se realizo siguiendo los cuatro pasos que se explican a continuación:

- Paso No 1 (Determinación de c' y ϕ preliminares).

Los valores de cohesión y ángulo de fricción obtenidos de cortes directos y de las diferentes correlaciones indicadas en el numeral 6.4, se tienen varios valores de c' y ϕ .

Estos valores se promedian para obtener un c' y un ϕ preliminar.

- Paso No 2 (Retroanálisis).

Se toman las características de los suelos que conforman el talud tales como: geometría, peso unitario (γ), peso unitario saturado, y los valores de cohesión y ángulo de fricción se adquieren del paso anterior.

Una vez establecidas las características propias de cada talud se realiza un análisis iterativo de estabilidad por el método Jambu circular utilizando como herramienta de calculo el programa de computadora STED con el cual se puede determinar la superficie de falla critica de un talud calculando mas de 10.000 superficies de falla.

El analisis iterativo consiste en tomar los valores tales como peso unitario total, ángulo de fricción interna constantes para las condiciones del terreno y un R_u igual a cero.

Manteniendo estas constantes y como variable la cohesión se busca un factor de seguridad de 1.0 para los taludes fallados y el que se encuentre para los que no estén en condición de falla.

Al llegar a una cohesión igual a cero el factor de seguridad no alcanza la condición establecida en el párrafo anterior el ángulo de fricción interna pasa de ser una constante para convertirse en una variable con el fin de llegar al factor de seguridad establecido.

Después de llegar a los factores de seguridad establecidos se tienen nuevos valores de la cohesión y del ángulo de fricción. Estos valores se denominan valores obtenidos del retroanálisis.

• **Paso No 3 (Parámetros empleados)**

Como ya se ha explicado anteriormente se tienen los siguientes valores de la cohesión y del ángulo de fricción:

- De ensayos de laboratorio (Cortes directos).
- De Correlaciones.
- De retroanálisis.

El valor promedio y la desviación estándar de cada uno de los parámetros de resistencia se obtuvieron con los datos relacionados anteriormente.

Para los posteriores análisis se determinaron los siguientes parámetros:

- El valor mínimo es el promedio menos la desviación estándar siempre que esta resta de cómo resultado un valor positivo de lo contrario el valor mínimo es cero.
- El valor promedio es el promedio aritmético.
- El valor máximo es el promedio más la desviación estándar.

• **Paso No 4 (Determinación de R_u crítico)**

Con los parámetros obtenidos en el paso anterior se busca el R_u crítico (R_u para el cual el factor de seguridad es igual a uno) bajo la siguiente metodología:

1. Con los valores promedio obtenidos del paso anterior se varía R_u empezando en cero con incrementos de 0.1 hasta llegar a 0.5
2. Se gráfica los factores de seguridad obtenidos para cada variación de R_u .
3. Se hace una regresión lineal para obtener el R_u para un factor de seguridad igual a uno.

4. Este valor se considera como el Ru critico o máximo.

6.5.1.2. Sismo.

El sismo se tiene en cuenta como la aceleración horizontal según las NRS-98 la cual es igual a 0.20 para la zona del estudio.

Por lo tanto el valor máximo del sismo es 0.20 y el valor mínimo es 0.

6.5.2. Resultados del análisis determinístico.

Para efectos de realizar la amenaza por fenómenos de remoción en masa de la iglesia monte de galilea se analizaron tres secciones transversales con los resultados indicados en la tabla 6.4.

Tabla 6.6. Resultados análisis determinístico.

CORTE	VARIABLE	COHESION (kPa)	ϕ	Ru	SISMO
A	Máximo	18.7	27.70	0.50	0.20
	Promedio	8.7	27.30	-	-
	Mínimo	0.0	26.90	0.00	0.00
B	Máximo	23.4	29.85	0.50	0.20
	Promedio	10.0	29.17	-	-
	Mínimo	0.0	28.49	0.00	0.00
C	Máximo	23.3	29.90	0.50	0.20
	Promedio	9.60	29.20	-	-
	Mínimo	0.0	28.50	0.00	0.00

CAPITULO 7

AMENAZA POR FENOMENOS DE REMOCION EN MASA

7. AMENAZA POR FENÓMENOS DE REMOCIÓN EN MASA

7.1. INTRODUCCION.

En forma general, se puede definir la amenaza como "la probabilidad de ocurrencia de un fenómeno que potencialmente afecte un área dada, para un período de retorno especificado". En este capítulo se presentan los trabajos realizados para determinar la zonificación de amenaza por fenómenos de remoción en masa, y para tal efecto se llevaron a cabo las siguientes labores:

- Determinación de las zonas de comportamiento geotécnico similar teniendo en cuenta los trabajos de geología, geomorfología e investigación del subsuelo.
- Determinación de los parámetros de resistencia (c y ϕ) máximos y mínimos para cada una de las zonas homogéneas con base en los trabajos de investigación del subsuelo y los análisis determinísticos de estabilidad. Igualmente, se determinó el perfil del talud para cada una de las zonas homogéneas los cuales se pueden observar en capítulos anteriores.
- Determinación de los niveles de agua extremos (Ver capítulo 6).
- Análisis de estabilidad para las diferentes combinaciones de parámetros (parámetros de resistencia, lluvia y sismo).
- Cálculo de las probabilidades de falla anuales por medio del método PEM.
- Determinación de las probabilidades de falla de los diferentes taludes para diferentes periodos de retorno.
- Zonificación de amenaza por fenómenos de remoción en masa tanto a corto plazo como a largo plazo.

7.2. Variables aleatorias

En forma general, el Factor de Seguridad (FS) de un talud está dado por la relación entre las fuerzas resistentes y las fuerzas actuantes. A su vez, las fuerzas resistentes son función de los parámetros de resistencia del material (ángulo de fricción ϕ y cohesión c), la aceleración producida por el sismo (α), el peso unitario (γ) y la geometría del talud; las

ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES IGLESIA MONTE DE GALILEA

fuerzas actuantes, a su vez, son función del peso unitario (γ), la sobrecarga (q), la geometría del talud, la presión de poros (R_u) y la aceleración producida por el sismo (α). La convolución de estas variables (según el modelo de falla) determina la distribución de probabilidad del Factor de Seguridad (FS); se puede determinar la probabilidad de falla del talud ($P(Dz)$) determinando la probabilidad de que el FS sea menor o igual a 1.0.

Para simplificar del modelo, algunas de las variables se tomaron como constantes (el peso unitario y la geometría del talud). Además, como no se tiene una relación entre la presión de poros (expresada como r_u) y la precipitación, se calcularon los FS para las condiciones extremas de saturación (de acuerdo con los análisis determinísticos), suponiendo que el caso más favorable se presenta cuando la precipitación es menor a la Lluvia Crítica (probabilidad de ocurrencia anual del orden del 96.7%) y el caso más crítico cuando la precipitación es mayor o igual a la lluvia crítica (probabilidad de excedencia anual del 3.3%, aproximadamente).

Para los análisis se utilizó un coeficiente de correlación entre la cohesión y el ángulo de fricción interna de -0.5^1 , mientras que para los otros cinco coeficientes de correlación se utilizó un valor de cero.

El Análisis de estabilidad para las diferentes combinaciones de parámetros (de resistencia, lluvia y sismo). Se realizó empleando como herramienta el programa Sted y por cada sección transversal se realizaron 36 análisis los cuales se muestran en el anexo 6 y en la siguiente tabla se relaciona el Factor de seguridad obtenido para cada una de las combinaciones:

¹ Valor adoptado en proyectos similares.

**ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES
IGLESIA MONTE DE GALILEA**

Tabla 7.1. Resultados de los análisis de combinaciones.

COMBINACIONES (c- ϕ -Ru-EQ)	FACTORES DE SEGURIDAD		
	CORTE A	CORTE B	CORTE C
1111	0,831	0,704	0,833
1113	0,555	0,475	0,556
1131	0,626	0,150	0,244
1133	0,399	0,056	0,116
1211	0,846	0,721	0,858
1213	0,564	0,487	0,573
1231	0,637	0,154	0,252
1233	0,406	0,058	0,119
1311	0,860	0,745	0,882
1313	0,574	0,503	0,589
1331	0,648	0,159	0,259
1333	0,413	0,060	0,119
2111	1,198	1,786	1,982
2113	0,830	1,322	1,379
2131	0,992	1,154	1,301
2133	0,675	0,826	0,833
2211	1,213	1,805	2,009
2213	0,840	1,335	1,400
2231	1,003	1,157	1,309
2233	0,682	0,827	0,890
2311	1,227	1,830	2,037
2313	0,849	1,352	1,422
2331	1,014	1,162	1,318
2333	0,689	0,829	0,897
3111	1,504	3,195	3,355
3113	1,073	2,337	2,300
3131	1,329	2,549	2,650
3133	0,940	1,871	1,810
3211	1,516	3,212	1,801
3213	1,081	2,352	3,388
3231	1,339	2,550	2,321
3233	0,946	1,874	1,808
3311	1,528	3,237	3,422
3313	1,089	2,372	2,343
3331	1,347	2,553	2,676
3333	0,951	1,878	1,815

* Las combinaciones están codificadas de la siguiente manera:

- 1 Máximo
- 2 Promedio.
- 3 Mínimo.

**ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES
IGLESIA MONTE DE GALILEA**

7.3. Análisis probabilístico de estabilidad

Se determinó la estabilidad de cada talud característico, hallando el factor de seguridad por medio de la teoría del equilibrio límite y determinando la probabilidad de falla por el método del punto medio -PEM- (Rosenblueth, 1975).

Las probabilidades de falla se determinaron a corto plazo (probabilidad total para un periodo de análisis de 1 año) y a mediano plazo (15 años).

7.3.1. Probabilidades de falla a corto plazo

Utilizando el método de Rosenblueth (1975), se determinó la probabilidad de falla a corto plazo tomando los resultados de los análisis de las cuatro condiciones extremas para los factores detonantes sismo y lluvia (sin sismo sin lluvia, con sismo sin lluvia, sin sismo con lluvia y con sismo con lluvia) y utilizando el teorema de probabilidad total. Es importante resaltar que las probabilidades de falla se ajustaron a distribuciones normales y lognormales obteniéndose de esta forma valores mínimos y máximos (generalmente, los valores máximos corresponden a los valores obtenidos de la distribución lognormal y los mínimos a la distribución normal).

7.3.2. Probabilidades de falla a mediano plazo

Para determinar la probabilidad de falla de los taludes a largo plazo se tuvieron en cuenta dos (2) hipótesis las cuales se describen a continuación.

- **Hipótesis 1**

Por el método PEM se hallaron las probabilidades de ocurrencia del deslizamiento para cuatro casos, a saber:

- Sin lluvia sin sismo.
- Con lluvia sin sismo.
- Sin lluvia con sismo.
- Con lluvia con sismo.

La probabilidad de ocurrencia para un año de exposición ($P(Dz)$) está dada por la probabilidad total. Para un periodo de exposición dado, se toma la probabilidad de ocurrencia de por lo menos una vez en ese periodo de exposición, es decir:

- Para dos años: $P(Dz)_2 = P(Dz) + P(Dz) - P(Dz)*P(Dz)$
- Para tres años: $P(Dz)_3 = P(Dz) + P(Dz)_2 - P(Dz)*P(Dz)_2$
- Para cuatro años: $P(Dz)_4 = P(Dz) + P(Dz)_3 - P(Dz)*P(Dz)_3$
- En general: $P(Dz)_n = P(Dz) + P(Dz)_{n-1} - P(Dz)*P(Dz)_{n-1}$

6

**ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES
IGLESIA MONTE DE GALILEA**

En otras palabras, la probabilidad de ocurrencia de un deslizamiento para un período de exposición dado (T_d) será:

$$P(Dz)_{T_d} = 1 - (1 - 1/Tr)^{T_d}$$

Donde Tr es el período de retorno del deslizamiento que se puede aproximar a:

$$Tr = 1/P(Dz)$$

• **Hipótesis 2**

Se utiliza al igual que en la otra hipótesis la teoría de la probabilidad total, pero en este caso, se mantiene constante la probabilidad de ocurrencia del deslizamiento y se varía la probabilidad de ocurrencia (y por lo tanto de no ocurrencia) de la lluvia y el sismo², es decir:

$$P(Dz)_n = P(Dz / S LL) * P(S)_n * P(LL)_n + P(Dz / S' LL) * P(S')_n * P(LL)_n + P(Dz / S LL') * P(S)_n * P(LL')_n + P(Dz / S' LL') * P(S')_n * P(LL')_n$$

Donde,

- $P(Dz)_n$ = Probabilidad del deslizamiento con un período de retorno de n años.
- $P(Dz / S LL)$ = Probabilidad del deslizamiento anual con sismo y con lluvia.
- $P(Dz / S' LL)$ = Probabilidad del deslizamiento anual sin sismo y con lluvia.
- $P(Dz / S LL')$ = Probabilidad del deslizamiento anual con sismo y sin lluvia.
- $P(Dz / S' LL')$ = Probabilidad del deslizamiento anual sin sismo y sin lluvia.
- $P(S)_n$ = Probabilidad del sismo con un período de retorno de n años.
- $P(LL)_n$ = Probabilidad de la lluvia con un período de retorno de n años.
- $P(S')_n$ = Probabilidad del no sismo con un período de retorno de n años.
- $P(LL')_n$ = Probabilidad de la no lluvia con un período de retorno de n años.

7.4. RESULTADOS OBTENIDOS

Se determinaron tres zonas homogéneas A, B y C las cuales se describen brevemente a continuación y se indican los resultados obtenidos:

7.4.1. Zona A:

Pinzalez, A (1992). **AVALANCHE RISK EVALUATION AT UTICA - COLOMBIA**. Primer Simposio Internacional sobre Sensores Remotos y Sistemas de Información Geográfica. Instituto Agustín Codazzi.

**ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES
IGLESIA MONTE DE GALILEA**

localizada en el sector donde se encuentra el relleno y donde se realizó el corte transversal del mismo nombre.

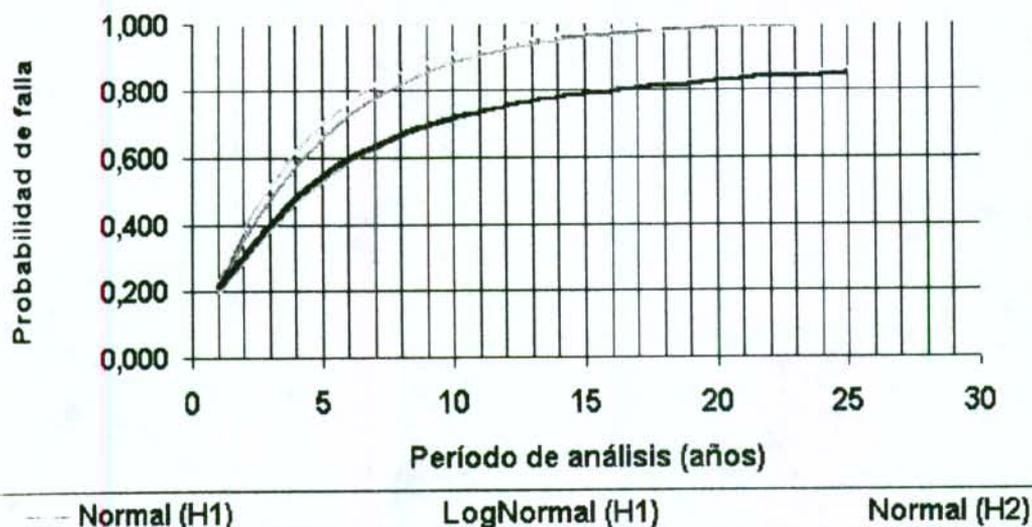


Figura 7.1 Probabilidades para diferentes períodos de análisis – Sección A

Tabla 7.2. Resultados Sección A

Condición	Factor de seguridad		Desviación del FS		Probabilidad de falla	
	Normal	Lognormal	Normal	Lognormal	Normal	Lognormal
Sin lluvia sin sismo	1,19	1,17	0,20	1,20	0,17	0,19
Sin lluvia con sismo	0,82	0,81	0,15	1,22	0,87	0,86
Con lluvia sin sismo	0,99	0,96	0,21	1,25	0,53	0,57
Con lluvia con sismo	0,67	0,65	0,16	1,30	0,98	0,95
Probabilidad total	1,18	1,16	0,21	1,21	0,19	0,21

7.4.2. Zona B.

Localizada en la parte frontal del monte y caracterizado por una alta deforestación asociado con procesos erosivos.

**ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES
IGLESIA MONTE DE GALILEA**

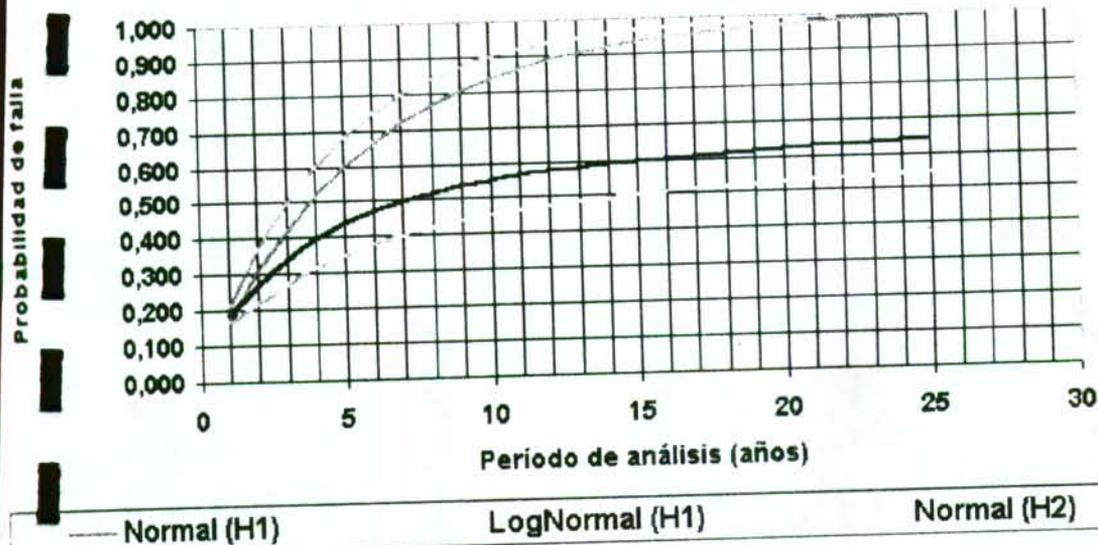


Figura 7.2 Probabilidades para diferentes períodos de análisis – Sección B

Tabla 7.3. Resultados Sección B

Condición	Factor de seguridad		Desviación del FS		Probabilidad de falla	
	Normal	Lognormal	Normal	Lognormal	Normal	Lognormal
Sin lluvia sin sismo	1,78	1,60	0,76	1,62	0,15	0,16
Sin lluvia con sismo	1,30	1,16	0,57	1,67	0,30	0,39
Con lluvia sin sismo	1,15	0,83	0,73	2,60	0,42	0,58
Con lluvia con sismo	0,82	0,51	0,56	3,39	0,63	0,71
Probabilidad total	1,75	1,55	0,77	1,70	0,17	0,20

4.3. Zona C.

Considerada como la zona más estable esta situada al norte de la iglesia actual.

ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES
IGLESIA MONTE DE GALILEA

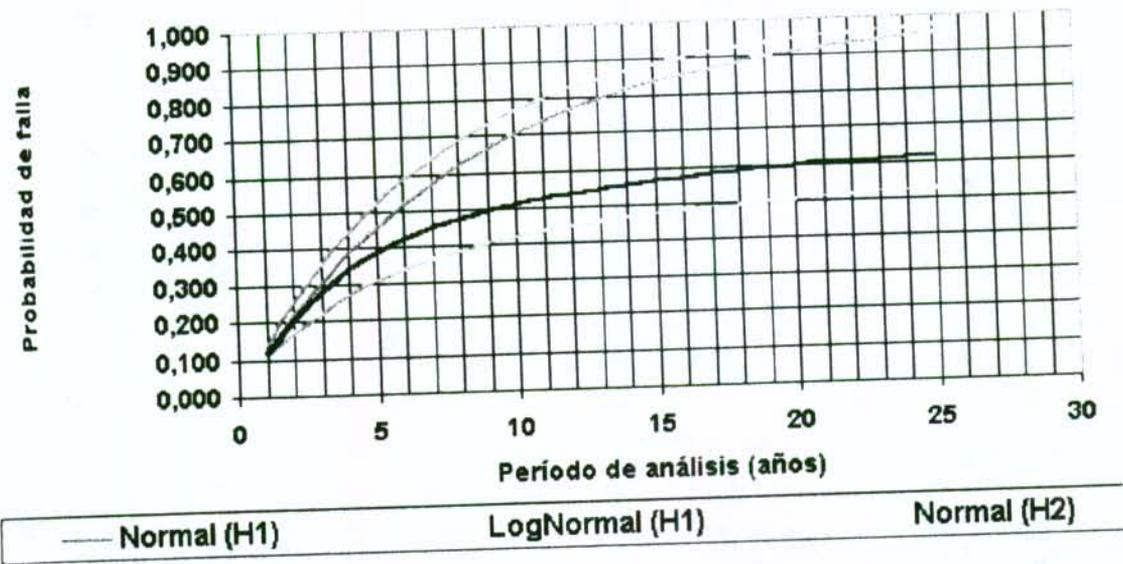


Figura 7.3 Probabilidades para diferentes periodos de análisis - Sección C

Tabla 7.4. Resultados Sección C

Condición	Factor de seguridad		Desviación del FS		Probabilidad de falla	
	Normal	Lognormal	Normal	Lognormal	Normal	Lognormal
Sin lluvia sin sismo	1,78	1,66	0,61	1,48	0,10	0,10
Sin lluvia con sismo	1,46	1,27	0,80	1,70	0,28	0,33
Con lluvia sin sismo	1,23	0,97	0,68	2,21	0,37	0,52
Con lluvia con sismo	0,84	0,61	0,53	2,61	0,62	0,70
Probabilidad total	1,75	1,61	0,62	1,55	0,11	0,14

CAPITULO 8

GENERABILIDAD POR FENOMENOS DE REMOCION EN MASA

ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES IGLESIA MONTE DE GALILEA

VULNERABILIDAD POR FENÓMENOS DE REMOCIÓN EN MASA

1. INTRODUCCIÓN.

En el presente capítulo se dan a conocer los trabajos adelantados para determinar la vulnerabilidad de la Iglesia "Monte de Galilea" ante fenómenos de remoción en masa.

3.2. METODOLOGÍA

Los análisis de vulnerabilidad se encaminaron a determinar los posibles daños que tendrá la edificación. Para tal efecto, la vulnerabilidad se basó en el cálculo del determinado índice de vulnerabilidad física (IVF), utilizando para tal efecto la metodología propuesta por Leone¹ y modificada por Soler et al.² En resumen, el trabajo consistió en:

- Clasificar la tipología de edificación a nivel lote, determinando el nivel de daño que presentara la estructura.
- Calcular los índices de vulnerabilidad física (IVF), dependiendo del tipo de movimiento, la intensidad de las sollicitaciones y las características del elemento expuesto.

8.2.1. Tipificación de las viviendas

Para tipificar la iglesia se utilizó el criterio de Leone, el cual se muestra en la Tabla 8.1.

Tabla 8.1. Clasificación de la tipología de vivienda

TIPO DE EDIFICACIÓN	DESCRIPCIÓN
B1	Tugurios (ranchos).
B2	Casas en mampostería o prefabricadas.
B3	Casas de hasta dos niveles de buena calidad de construcción (con estructura).
B4	Casas de más de dos niveles de buena calidad de construcción (con estructura).

Según lo anterior la Iglesia se consideró tipo B4.

¹ Leone, F. (1999) *Concept de vulnerabilite appliquee L'evaluation des risques generes par les phenomenes de mouvements de terrain*. Tesis de doctorado, Universidad de Grenoble.

² Soler, F., González, A. y Vesga, L. (1999). *Metodología para el análisis de vulnerabilidad y riesgo por fenómenos de remoción en masa en Santafé de Bogotá, Colombia*. XI CPMSIF. Fox de Iguazú, Brasil.

ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES IGLESIA MONTE DE GALILEA

2.2. Calificación de los daños

En la metodología propuesta por Leone, para calificar los daños producidos en las viviendas por fenómenos de remoción en masa se sigue al criterio del DRM (Délégation aux Esquemes Majeurs), el cual divide los daños en cinco (5) categorías, a saber:

Tabla 8.2. Clasificación de los daños según el DRM.

Nivel de daño	Tipo de daño	Porcentaje de daño
1	Daños ligeros no estructurales. Estabilidad no afectada.	0.0 - 0.1
2	Fisuración de paredes (muros). Reparaciones no urgentes.	0.2 - 0.3
3	Deformaciones importantes. Daños en elementos estructurales.	0.4 - 0.6
4	Fracturación de la estructura. Evacuación inmediata.	0.7 - 0.8
5	Derrumbe parcial o total de la estructura.	0.9 - 1.0

El porcentaje de daño o índice de pérdidas (IP) lo define Leone, como:

$$IP = \frac{(V_i - V_f)}{V_i}$$

Donde,

- V_i : Valor inicial del bien (antes del evento).
- V_f : Valor final del bien (después del evento).

Se determinó para la Iglesia el Índice de Daño Actual (IDa) es igual a cero debido a que la estructura no ha sido construida.

Se consideró que los índices para las zonas A, B y C son 3, 1 y 2 respectivamente ya con las visitas a campo y con los estudios realizados en el capítulo anterior se pudo establecer que la zona A presenta la más alta amenaza y en las zonas B y C es menor.

8.2.3. Solicitaciones.

El tipo de sollicitaciones depende de la localización del elemento expuesto en referencia al sitio donde ocurre el fenómeno, tal como se presenta a continuación.

En forma general, los fenómenos de remoción en masa que se pueden presentar en la zona de estudio se pueden catalogar como deslizamientos. A continuación se presenta en forma esquemática la ocurrencia de este tipo de movimiento.

ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES IGLESIA MONTE DE GALILEA

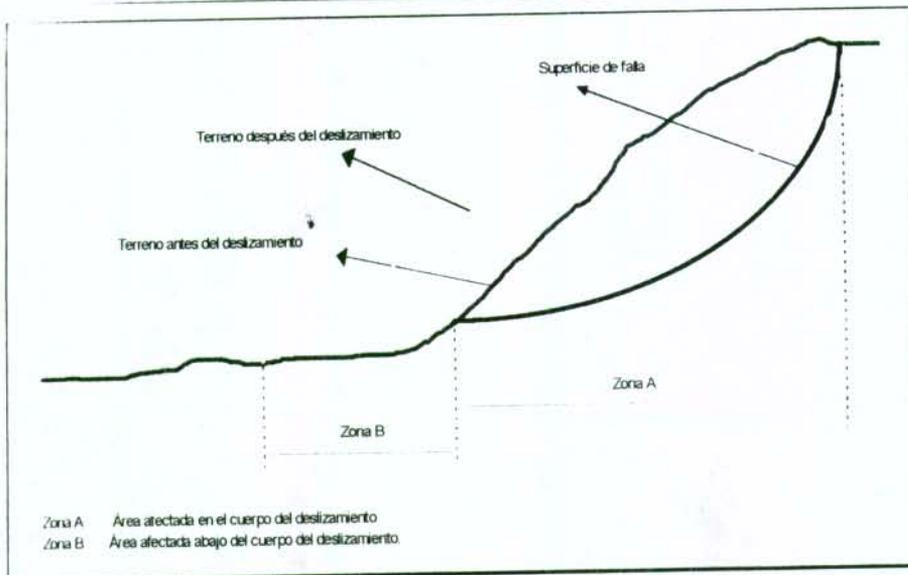


Figura 8.1. Esquema de deslizamiento

Como se puede observar en la figura anterior, se pueden distinguir dos zonas.

En la Zona A (en el cuerpo del deslizamiento), los daños que van a sufrir las estructuras se pueden relacionar con los desplazamientos laterales (DL) que, a su vez, dependen de la velocidad del movimiento (entre más rápido, los daños pueden ser mayores). Para la caracterización de las velocidades de los movimientos se utilizó la escala propuesta por Cruden y Varnes³, presentada a continuación:

Tabla 8.3. Rangos de velocidad utilizadas en el estudio (Zonas A)

Descripción	Clase	Velocidad característica
Muy rápido	VM1	Mayor a 50 mm/seg
Rápido	VM2	Entre 0,5 mm/seg y 50 mm/seg
Moderado	VM3	Entre 0,05 mm/seg y 0,5 mm/seg
Lento	VM4	Entre 0,005 mm/seg y 0,05 mm/seg
Muy lento	VM5	Menor a 0,005 mm/seg

En la zona B (abajo del cuerpo del deslizamiento), los daños de las estructuras se pueden relacionar con las presiones laterales (PL) que, igualmente, se pueden asociar con la altura que alcanza la acumulación de material contra la edificación, así:

³ Cruden, D. y Varnes D. (1991). *Landslides types and processes*. Universidad de Alberta.

**ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES
IGLESIA MONTE DE GALILEA**

Tabla 8.4. Categorías de presiones laterales.

Descripción	Clase	Característica
Presión lateral alta	PL1	Mayor a 2/3 de la altura de la vivienda
Presión lateral media	PL2	Entre 1/3 y 2/3 la altura de la vivienda.
Presión lateral baja	PL3	Menor a 1/3 de la altura de la vivienda

Dado que en la zona B no se encuentran edificaciones esta no se tuvo en cuenta.

8.2.4. Criterios de intensidad

Se asociaron los posibles índices de daños (IDp, Índice de Daño Potencial) ocasionados por un evento dado, de acuerdo tanto al tipo de solicitud (magnitud del evento) como a la tipología de la edificación para cada una de las zonas homogéneas. A continuación se presenta la matriz de daño utilizada.

Tabla 8.5. Matriz de daño (Índice de daño potencial IDp)

ZONAS HOMOGENEAS	SOLICITACION	INDICE DE DAÑO SEGÚN TIPOLOGIA (B4)
A	VM2	3
B	VM3	1
C	VM3	2

8.2.5. Índice de vulnerabilidad física (IVF)

Los dos índices de daño determinados anteriormente (IDa y IDp) se cuantifican por medio de conjuntos difusos (ver Figura 8.2) para hallar el porcentaje de daño o índice de pérdidas (IPa, asociado al IDa; y el IPp, asociado al IDp). Estos porcentajes de pérdidas, dependen del nivel de confianza en la valoración; en este caso se adoptó que, para una confianza de 1.0, los rangos de valores de cada ID fueran los propuestos por Leone (1996). Para efectos de los cálculos se tomó una confianza de 0.5 (ver Tabla 8.6).

**ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES
IGLESIA MONTE DE GALILEA**

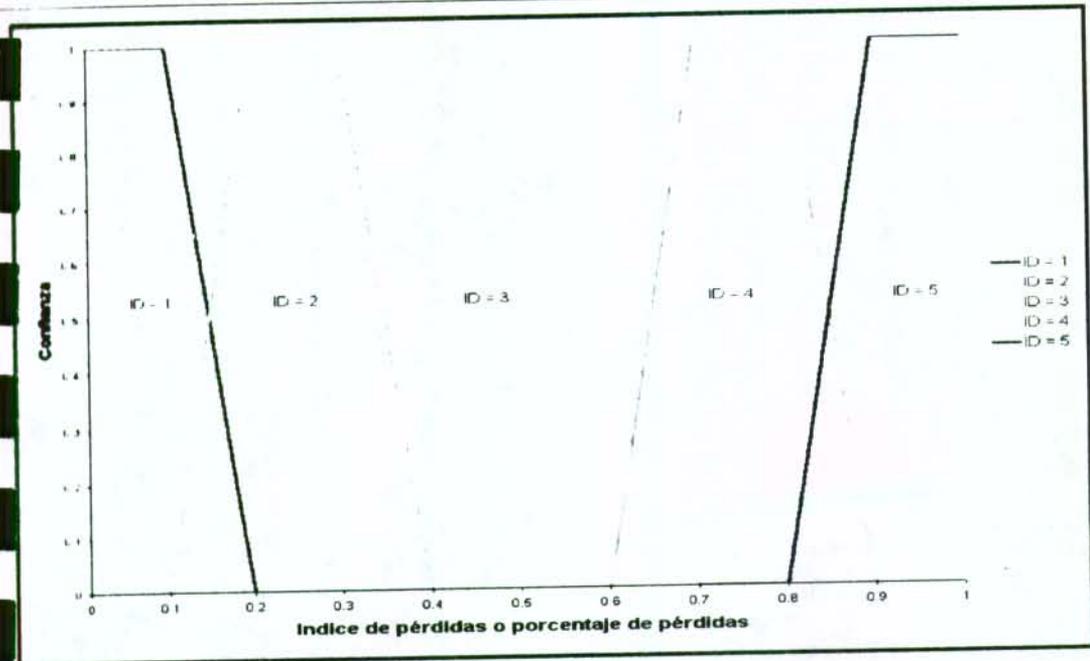


Figura 8.2. Valoración del porcentaje de daño para el ID utilizando conjuntos difusos

Tabla 8.6. Valores de IP utilizados para valorar el ID en el estudio.

Zona	Indice de Daño	IP MIN	IP MAX
B	1	0.00	0.15
C	2	0.15	0.35
A	3	0.35	0.65

Como se tienen dos índices, se determinó el índice de vulnerabilidad física (IVF) como la ocurrencia de alguno de los dos índices ó daños determinados (expresado como índices de pérdidas), es decir:

$$IVF = P(IPa \cup IPp) = IPa + IPp - IPa \times IPp$$

Es de notar que, por cada uno de los lotes existen dos IVF (máximo y mínimo) que determinan la incertidumbre del modelo y debido a que el IPa se determinó como cero el IVF para la zonificación es el que se encuentra en la tabla 8.6.

3.3. Categorización de la vulnerabilidad

La vulnerabilidad se categoriza según el valor promedio de los IVF calculados, así:

**ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES
IGLESIA MONTE DE GALILEA**

Tabla 8.7. Criterios de categorización de la vulnerabilidad ante fenómenos de remoción en masa

CATEGORÍA VULNERABILIDAD	CRITERIO
MUY ALTA	IVF promedio ≥ 0.85
ALTA	$0.85 \leq$ IVF promedio < 0.65
MEDIA	$0.35 \leq$ IVF promedio < 0.65
BAJA	$0.15 \leq$ IVF promedio < 0.35
MUY BAJA	IVF promedio < 0.15

Teniendo en cuenta lo expuesto anteriormente, se realizó el Plano correspondiente el cual muestra las zonas homogéneas con su categoría de vulnerabilidad.

CAPTULO 9

RIESGO

**ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES
IGLESIA MONTE DE GALILEA**

9 RIESGO

9.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presentan las labores realizadas para determinar el riesgo de la Iglesia Monte de Galilea ante fenómenos de remoción en masa, teniendo en cuenta los resultados de amenaza y vulnerabilidad presentados en los capítulos 7 y 8, respectivamente.

9.2. METODOLOGÍA

Una vez determinado el IVF para cada uno de los lotes (edificaciones), el riesgo se calcula como la multiplicación de la probabilidad de falla por el IVF, o sea:

$$IR = Pf * IVF$$

Tabla 9.1. Cálculo del índice de riesgo.

ZONA	Pf		IVF		IR	
	NORMAL	LOGNORMAL	MINIMOS	MAXIMOS	MINIMOS	MAXIMOS
A	0,193	0,214	0,350	0,650	0,067	0,139
B	0,166	0,204	0,000	0,150	0,000	0,031
C	0,114	0,136	0,150	0,350	0,017	0,048

9.3. Zonificación por riesgo ante fenómenos de remoción en masa

De igual manera que la amenaza y la vulnerabilidad, el riesgo se caracterizó de la siguiente manera:

Tabla 9.2. Criterio de categorización del riesgo de las edificaciones por fenómenos de remoción en masa

CATEGORÍA DEL RIESGO	CRITERIO
MUY ALTA	$IR \geq 0.4$
ALTA	$0.3 \leq IR < 0.4$
MEDIA	$0.2 \leq IR < 0.3$
BAJA	$0.1 \leq IR < 0.2$
MUY BAJA	$IR < 0.1$

La categoría de riesgo de cada una de las zonas se presenta en el correspondiente plano el cual se presenta en el anexo 6.

9.4. De acuerdo con lo anterior la zona A se encuentra en la categoría de riesgo baja mientras que las zonas B y C pertenecen a un riesgo muy bajo.

CAPITULO 10

OBRAS DE MITIGACION

ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES IGLESIA MONTE DE GALILEA

10. OBRAS DE MITIGACION

10.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presentan las obras de mitigación planteadas para la estabilización del Monte de Galilea; y los sectores identificados con problemas de fenómenos de remoción en masa (ver capítulo 7), con el fin de tener parámetros técnicos para adoptar una solución.

10.2. PLANTEAMIENTO DE LAS OBRAS DE SOLUCIÓN

Las alternativas de solución se enfocaron en tres tipos:

- **Obras de drenaje:** Las obras de drenaje tienen por objeto mejorar los parámetros esfuerzo deformación del subsuelo, y disminuir el parámetro de presión de poros, lo cual disminuye los esfuerzos actuantes.

El drenaje en este caso estará conformado por trincheras drenantes, cunetas y cunetas con trincheras.

- El segundo tipo corresponde a la **descarga de los taludes**, eliminando en parte o totalmente los suelos en movimiento, con esta medida se busca disminuir las fuerzas actuantes.

- **Estructuras de contención:** Estas estructuras están encaminadas a minimizar el riesgo de falla, cuando las medidas anteriores no arrojan un factor de seguridad adecuado incluido el efecto del sismo.

Como complemento, se plantea la revegetalización de todos los taludes tratados con especies nativas de bajo porte.

**ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES
IGLESIA MONTE DE GALILEA**

10.3. OBRAS DE SOLUCIÓN

10.3.1. ZONA A.

• **Drenaje.**

En este sitio se plantea interceptar el flujo de agua de la parte baja del relleno mediante una trinchera localizada en el talud del costado interno de la ladera que entregará las aguas captadas al sistema de alcantarillado del barrio.

En este mismo sitio convergerán cunetas proyectadas para drenar una zona húmeda localizada en la ladera. De esta manera se implantará el primer tipo de solución (drenaje).

• **Muro en gaviones.**

Esta obra considera un muro de contención en gaviones de 3.0 m de altura y 10.0 m de longitud, con lo cual se busca estabilizar el sector y la futura cimentación de la Iglesia.

Es importante resaltar que no se consideró como alternativa el retiro del relleno o su terraceo debido a que esto implicaría una reducción considerable del área donde se realizara la construcción de la futura edificación.

10.3.2. Zona B y C.

• **Drenaje.**

En la pata del monte y sobre el talud interno se proyecta una trinchera drenante con cuneta, con el objeto de recolectar las aguas superficiales y las infiltradas que podrían generar problemas de estabilidad.

De igual forma se plantea un sistema de cunetas, las cuales se encuentran distribuidas en media ladera y en la pata del talud, está última en la cara interna del talud y bordeando la cancha de micro-fútbol y la cual pretende recoger las aguas provenientes de la escorrentía superficial para evitar la circulación de agua por la cancha; las cunetas que se encuentran en el cuerpo del monte pretenden disminuir la escorrentía superficial, para evitar la erosión.

• **Terraceo**

Basicamente consiste en ampliar las bermas existentes y sobre los taludes interiores de estas implementar la red de drenaje descrita anteriormente.

000229

F-4N

SADEC S.A

SAV-338

BOGOTA - RURAL

ESC: 1:20.000

II-02-92

230

CAPITULO 11

DISEÑOS DETALLADOS DE LAS OBRAS DE MITIGACION

**ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES
IGLESIA MONTE DE GALILEA**

11. DISEÑOS DETALLADOS DE LAS OBRAS DE MITIGACION.

11.1. Obras recomendadas

Se establecieron las siguientes obras para cada uno de los sitios, las cuales se presentan en el anexo 7.

Las obras consideradas tienen que ver con la conformación del terreno, drenaje y un muro en gaviones. A continuación se inicia la secuencia constructiva

11.1.1. Zona A.

Se debe proceder a la construcción de las obras de drenaje, conformadas por trincheras drenantes y cunetas. Las trincheras drenantes se localizan una sobre el talud interno y tendrá una profundidad total de 1.70 m de los cuales 1.50 m conforman el material granular conformado por gravas de entre 2" de diámetro y 4" de diámetro recubierto con geotextil no tejido tipo PAVCO 1600 o similar. Los 0.20 m sobre la grava y el geotextil estarán conformados por suelo seleccionado como el descrito en la sección 13 de las especificaciones de construcción del IDU y sobre este la cuneta triangular, en concreto de 140 Kg/cm².

Esta trinchera entregará las aguas captadas a otra trinchera con similares características, localizada en la parte baja del talud, la cual llevará las aguas captadas a una alcantarilla localizada sobre la vía. Para lo cual se requieren 4.10 m de trinchera

Simultáneamente se constituirá una cuneta en la pata del talud afectado, con una longitud de 30 m, esta cuneta transportará las aguas captadas a la alcantarilla anteriormente mencionada.

Para el confinamiento del talud y la protección de la margen se diseñó un muro de gaviones de 10 m de longitud y sección de 3.0 m altura. Ver anexo 7 (Plano de detalles).

Como complemento, se plantea la revegetalización con especies nativas de bajo porte

62

ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES IGLESIA MONTE DE GALILEA

11.1.2. Zona B

- En este sector el sistema de drenaje estará conformado por cunetas. La primera estará localizada sobre el talud interno, la cual llevará las aguas captadas a la trinchera drenante descrita en la zona A. La segunda cuneta se construirá a 1.50 m abajo de la mencionada anteriormente para asegurar el drenaje superficial del talud, conduciendo las aguas recogidas a una cuneta con trinchera localizada en la pata del talud perteneciente a la zona C.

Se construirá una tercer cuneta situada en la pata del talud afectado, bordeando la cancha de micro-fútbol; que transportará las aguas recolectadas a la cuneta con trinchera que viene de la zona C.

Adicionalmente se construirá una cuneta con trinchera, de 42 m de longitud, bordeando la vía localizada a un costado de la cancha, que llevará las aguas captadas interceptándose con otra cuneta con trinchera de similares características en la esquina de la escuela, para luego ser descargadas en el sistema de alcantarillado.

- La revegetalización será realizada con especies nativas de bajo porte
- Se pretende hacer un terraceo que consiste básicamente en ampliar las bermas existentes y sobre los taludes interiores de estas implementar la red de drenaje.

11.1.3. Zona C

- Para asegurar el drenaje subsuperficial del talud se dispuso de una trinchera drenante, de 1.70 m de profundidad con las características descritas para la zona A, localizada bordeando la vía de acceso a la iglesia actual. Esta trinchera drenante entrega las aguas captadas mediante un dissipador de energía a una cuneta con trinchera, situada en la pata del talud, la cual conducirá las aguas recogidas a la esquina de la escuela, para luego ser llevadas al sistema de alcantarillado.
- Al igual que en las zonas anteriores la revegetalización del sitio se efectuará con especies nativas de bajo porte
- Como en la zona B se hará un terraceo ampliando las bermas existentes.

**ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES
IGLESIA MONTE DE GALILEA**

11.2 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 numeral 11.2. A continuación se describen los principales elementos de drenaje, su función y criterios de diseño.

11.2.1 Cunetas

Las cunetas localizadas en la ladera recogen las aguas de escorrentia procedentes de los taludes, con el fin de evitar la erosión. Para el cálculo de las cunetas se utilizó la fórmula de Manning para flujo uniforme:

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

Donde: Q es el caudal (m³/s), R es el radio hidráulico (m), S es la pendiente del canal (m/m). A es el área de la sección de la cuneta (m²) 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 35% y el 85% por lo tanto se recomienda revestir las cunetas en concreto.

La velocidad mínima debe ser de 0.25 m/s y la velocidad máxima admisible de 5-8 m/s.

La sección típica de las cunetas, los canales y sus relaciones hidráulicas se presentan en la Tabla 11.1.

PROYECTO: ESCUELA MONTE DE CALLES

LOCALIZACION: BARRIO EL BOSQUE

Coeficiente de rugosidad		0.013		Ancho máximo de cuneta		5.00 m						
Borde libre requerido		0.18 m		Altura máxima de cuneta		2.00 m						
E (m)	H (m)	m ²	S (%)	Yo (m)	z (m)	A (m ²)	B (m)	H (m)	Yo (m)	V (m/s)	Q (m ³ /s)	SECCION TRANSVERSAL
0.000	0.599	0.33	3.00	5.00	0.36	1.19	0.21	1.51	0.14	0.59	4.67	1.00
0.000	0.495	0.33	3.00	10.00	0.31	1.05	0.17	1.39	0.12	0.59	6.06	1.00
0.000	0.472	0.33	3.00	15.00	0.29	0.97	0.14	1.23	0.12	0.59	7.06	1.00
0.000	0.456	0.33	3.00	20.00	0.28	0.92	0.13	1.17	0.11	0.59	7.86	1.00
0.000	0.445	0.33	3.00	25.00	0.27	0.86	0.12	1.12	0.10	0.59	8.54	1.00
0.000	0.436	0.33	3.00	30.00	0.26	0.85	0.11	1.08	0.10	0.59	9.15	1.00
0.000	0.504	2.00	2.00	5.00	0.32	1.30	0.21	1.45	0.15	0.55	4.75	1.00
0.000	0.495	2.00	2.00	10.00	0.28	1.14	0.16	1.27	0.13	0.55	6.16	1.00
0.000	0.444	2.00	2.00	15.00	0.26	1.06	0.14	1.18	0.12	0.55	7.17	1.00
0.000	0.430	2.00	2.00	20.00	0.26	1.00	0.13	1.12	0.11	0.55	7.99	1.00
0.000	0.420	2.00	2.00	25.00	0.24	0.96	0.12	1.07	0.11	0.55	8.66	1.00
0.000	0.412	2.00	2.00	30.00	0.23	0.93	0.11	1.04	0.10	0.55	9.30	1.00
1.000	0.361	1.00	1.00	5.00	0.19	1.36	0.21	1.51	0.14	0.41	4.67	1.00
1.000	0.328	1.00	1.00	10.00	0.16	1.30	0.17	1.42	0.12	0.41	5.90	1.00
1.000	0.311	1.00	1.00	15.00	0.15	1.26	0.15	1.37	0.11	0.41	6.76	1.00
1.000	0.300	1.00	1.00	20.00	0.14	1.24	0.13	1.34	0.10	0.41	7.43	1.00
1.000	0.292	1.00	1.00	25.00	0.13	1.22	0.13	1.32	0.09	0.41	8.00	1.00
1.000	0.286	1.00	1.00	30.00	0.12	1.21	0.12	1.30	0.09	0.41	8.49	1.00
1.000	0.389	0.00	0.00	5.00	0.27	1.00	0.21	1.42	0.15	0.47	4.79	1.00
1.000	0.345	0.00	0.00	10.00	0.17	1.00	0.17	1.33	0.12	0.47	6.06	1.00
1.000	0.324	0.00	0.00	15.00	0.16	1.00	0.14	1.29	0.11	0.47	6.92	1.00
1.000	0.311	0.00	0.00	20.00	0.15	1.00	0.13	1.26	0.10	0.47	7.61	1.00
1.000	0.302	0.00	0.00	25.00	0.14	1.00	0.12	1.24	0.10	0.47	8.19	1.00
1.000	0.295	0.00	0.00	30.00	0.13	1.00	0.12	1.23	0.09	0.47	8.68	1.00

Tabla 11.1 Cálculo de Cunetas

**ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES
IGLESIA MONTE DE GALILEA**

11.2.2. Trinchera de Drenaje

Las trincheras son construidas con excavaciones de seccion normalizada de 0.80 m de ancho por 1.50 m de altura, las cuales se llenan con material granular seco, recubierto con geotextil no tejido y una geomembrana en la parte inferior como se indica en el plano 5. Sobre este material se esparce una capa de 0.20 m del material del sitio compactado que, sirva como sello y, finalmente, una capa de suelo orgánico, cuando la trinchera lleve cuneta la capa superior de 0.20 m será relleno seleccionado y sobre esta capa se fundara la cuneta.

Su función principal es la evacuación del agua infiltrada que se encuentra en el talud o adera. Las dimensiones de las trincheras de drenaje se establecieron de acuerdo con los requerimientos del abatimiento del agua subterránea.

11.3. Memorias de cálculo

En el Anexo 7 se presentan los resultados del factor de seguridad obtenido en cada caso.

11.4. Cantidades de obra y presupuestos.

En el Anexo 7 se presentan los planos constructivos en los cuales se indican las cantidades de obra.

Los presupuestos de las obras recomendadas para las tres zonas se presentan en las Tablas 11.2.

11.5. Especificaciones Técnicas

11.5.1. Especificaciones Generales.

Teniendo en cuenta que las obras se ejecutan en Santafé de Bogotá, D.C., se adoptaron las Especificaciones Técnicas de Construcción del Instituto de Desarrollo Urbano - IDU de 1995, las cuales se enumeran a continuación y se incluyen en el Anexo 7 (Especificaciones de construcción).

Especificaciones:

- Excavación para la conformación de la subrasante Sección 1
- Excavación para estructuras y redes Sección 2
- Transporte material sobrante Sección 4

**ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES
IGLESIA MONTE DE GALILEA**

Rellenos para estructuras y Redes	Sección 12
Rellenos en material seleccionado	Sección 13
Estructuras de concreto	Sección 30
Fibras de Alcantarillado	Sección 50
Acero de refuerzo	Sección 31
Siembra de grama	Sección 60
Plantacion de arboles	Sección 61
Cunetas revestida en concreto	Sección 66
Filtros	Sección 67
Claviones metálicos	Sección 68
Cables de alta resistencia	Sección 70
Tela geotextil	Sección 79

11.5.2 Especificaciones Particulares.

11.5.2.1. Geomembrana

La geomembrana será de PUC tipo permaflox S-500 o similar.

La geomembrana suministrada debe ser de primera calidad, uniforme en su color, espesor, ancho y textura superficial.

Debe estar libre de agujeros, ampollas y contaminantes.

La unión de los rollos debe hacerse con adhesivos estipulados por el fabricante, o con equipo de sellado por calor o alta frecuencia. El ancho de sellado debe ser de 0.10 m para unión con adhesivo o 0.025m de ancho para unión con máquina selladora. La unión con adhesivo debe efectuarse con brocha o espátula aplicando suficiente adhesivo en una de las superficies, presionando la unión inmediatamente; las arrugas o burbujas deben removerse, y luego debe aplicarse un cordón en el borde del traslapo con el mismo adhesivo, utilizando un dispensador de boquilla de 1/16" de diámetro.

**ESTUDIO DE ESTABILIZACION DE TALUDES
IGLESIA MONTE DE GALILEA**

• **Instalación**

La superficie sobre la cual se colocará debe ser suave y limpia de objetos cortantes que puedan rasgarla o punzonarla.

Cualquier daño que se cause durante la instalación debe repararse usando un parche de la misma geomembrana debidamente sellado.

Se deben evitar las arrugas del material.

• **Propiedades Mínimas**

Espesor Nominal (mm) +5%	0.5
Gravedad específica	1.2 - 1.3
Resistencia mínima a tensión (Kg/cm)	9.5
Resistencia al rasgado (Kg)	5.0
Resistencia al punzonamiento (Kg)	25

• **Medida y Pago**

La unidad de medida será el metro cuadrado con aproximación a la décima. El pago se hará de acuerdo con el precio unitario, el cual incluirá tanto el suministro del material, cargue transporte, colocación, equipos, herramientas, manos de obra y unión de rollos.