

# **INFORME FINAL**

## **ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

**Presentado a:  
USO MULTIPLE DESARROLLO INMOBILIARIO**

**SEPTIEMBRE DE 2020**

## ÍNDICE GENERAL

|   | Pág.      |
|---|-----------|
| <b>1 INTRODUCCIÓN .....</b>   | <b>9</b>  |
| <b>2 GENERALIDADES .....</b>  | <b>10</b> |
| <b>2.1 OBJETIVOS.....</b>   | <b>10</b> |
| 2.1.1 General .....   | 10        |
| 2.1.2 Específicos.....  | 10        |
| <b>2.2 LOCALIZACIÓN DEL ÁREA EN ESTUDIO .....</b>   | <b>11</b> |
| 2.2.1 Localización Regional .....   | 11        |
| 2.2.2 Localización Local.....   | 12        |
| <b>2.3 ALCANCE DEL ESTUDIO.....</b>   | <b>12</b> |
| <b>2.4 NORMATIVIDAD .....</b>   | <b>12</b> |
| <b>2.5 METODOLOGÍA .....</b>  | <b>13</b> |
| 2.5.1 Recopilación de Información.....  | 13        |
| 2.5.2 Recopilación de Información de Campo.....   | 13        |
| 2.5.3 Trabajos en Oficina .....   | 14        |
| <b>2.6 DESCRIPCIÓN DEL ÁREA EN ESTUDIO .....</b>  | <b>14</b> |
| <b>3 GEOLOGÍA REGIONAL, UNIDADES DE GEOLOGÍA PARA INGENIERÍA (UGI) Y GEOMORFOLOGÍA.....</b>                           | <b>15</b> |
| <b>3.1 GEOLOGÍA REGIONAL.....</b>   | <b>15</b> |
| <b>3.2 UNIDADES DE GEOLOGÍA PARA INGENIERÍA (UGI).....</b>  | <b>23</b> |
| 3.2.1 Descripción de las Unidades Geológicas para Ingeniería (UGI) .....  | 24        |
| <b>3.3 GEOMORFOLOGÍA .....</b>  | <b>25</b> |
| <b>4 EXPLORACIÓN DE CAMPO.....</b>  | <b>28</b> |
| <b>4.1 SONDEOS GEOTÉCNICOS.....</b>   | <b>31</b> |
| <b>4.2 METODOLOGÍA PARA DESCRIPCIÓN DE MUESTRAS .....</b>   | <b>32</b> |
| <b>4.3 ENSAYOS DE EXPLORACIÓN INDIRECTA – LÍNEAS SÍSMICAS.....</b>  | <b>34</b> |
| 4.3.1 Línea sísmica 1 .....   | 34        |
| 4.3.2 Línea sísmica 2 .....   | 36        |
| 4.3.3 Línea sísmica 3 .....   | 38        |
| 4.3.4 Línea sísmica 4 .....   | 40        |
| 4.3.5 Línea sísmica 5 .....   | 42        |
| 4.3.6 Línea sísmica 6 .....   | 44        |
| <b>4.4 ANÁLISIS ACOPLADO DE LOS PERFILES DE TOMOGRAFÍA.....</b>   | <b>46</b> |
| <b>4.5 COMPARACIÓN ENTRE LOS RASGOS GEOMORFOLÓGICOS Y RESULTADOS DE LA EXPLORACIÓN GEOFÍSICA Y DEL SUBSUELO .....</b> | <b>47</b> |
| <b>4.6 NIVEL FREÁTICO .....</b>   | <b>49</b> |
| <b>4.7 ENSAYOS DE LABORATORIO .....</b>   | <b>49</b> |
| <b>5 ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA .....</b>  | <b>50</b> |
| <b>5.1 ZONA GEOTÉCNICA 1 .....</b>  | <b>50</b> |
| <b>5.2 ZONA GEOTÉCNICA 2 .....</b>  | <b>51</b> |
| <b>5.3 ZONA GEOTÉCNICA 3 .....</b>  | <b>52</b> |
| <b>5.4 MODELO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO .....</b>  | <b>52</b> |
| 5.4.1 Perfil A-A' .....   | 52        |

**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

|             |  |            |
|-------------|--|------------|
| 5.4.2       | Perfil B-B'  | 53         |
| 5.4.3       | Perfil C-C'  | 54         |
| <b>6</b>    | <b>SISMICIDAD DE LA ZONA</b>   | <b>55</b>  |
| <b>6.1</b>  | <b>CLASIFICACIÓN DEL PERFIL DEL SUELO</b>                                | <b>55</b>  |
| <b>6.2</b>  | <b>COEFICIENTE DE IMPORTANCIA</b>  | <b>55</b>  |
| <b>6.3</b>  | <b>PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS SEUDOESTÁTICO DE TALUDES</b>              | <b>56</b>  |
| <b>7</b>    | <b>EVALUACIÓN DE LA AMENAZA POR MOVIMIENTOS EN MASA</b>                  | <b>57</b>  |
| <b>7.1</b>  | <b>FACTORES CONDICIONANTES</b>   | <b>57</b>  |
| <b>7.2</b>  | <b>FACTORES DETONANTES</b>   | <b>57</b>  |
| 7.2.1       | Lluvia   | 57         |
| 7.2.2       | Sismo  | 57         |
| <b>7.3</b>  | <b>ESCENARIOS DE AMENAZA</b>   | <b>58</b>  |
| <b>7.4</b>  | <b>ZONIFICACIÓN DETALLADA DE LA AMENAZA POR MOVIMIENTOS EN MASA</b>      | <b>58</b>  |
| 7.4.1       | Evaluación de la amenaza bajo condiciones actuales                       | 59         |
| 7.4.2       | Evaluación de la amenaza con implantación del proyecto de urbanismo      | 65         |
| <b>7.5</b>  | <b>RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN DE LA AMENAZA POR MOVIMIENTOS EN MASA</b> | <b>70</b>  |
| <b>7.6</b>  | <b>OBRAS DE MITIGACIÓN RECOMENDADAS</b>                                  | <b>71</b>  |
| <b>8</b>    | <b>DISEÑO DEL MURO DE CONTENCIÓN</b>                                     | <b>73</b>  |
| <b>8.1</b>  | <b>EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD EXTERNA</b>                              | <b>74</b>  |
| 8.1.1       | Evaluación de la estabilidad al deslizamiento y volcamiento              | 74         |
| 8.1.2       | Evaluación de la capacidad de soporte y la excentricidad del muro        | 79         |
| <b>8.2</b>  | <b>EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD INTERNA</b>                              | <b>85</b>  |
| 8.2.1       | Verificación a la tracción de los refuerzos                              | 86         |
| 8.2.2       | Verificación por arrancamiento de los refuerzos                          | 88         |
| <b>8.3</b>  | <b>EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD GLOBAL</b>                               | <b>90</b>  |
| 8.3.1       | Escenario 1: Condición estática  | 91         |
| 8.3.2       | Escenario 2: Condición seudo – estática                                  | 92         |
| <b>9</b>    | <b>EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD</b>                                      | <b>93</b>  |
| <b>9.1</b>  | <b>VULNERABILIDAD DEL PROYECTO</b>                                       | <b>94</b>  |
| <b>10</b>   | <b>EVALUACIÓN DEL RIESGO</b>   | <b>96</b>  |
| <b>10.1</b> | <b>EVALUACIÓN DEL RIESGO DEL PROYECTO</b>                                | <b>96</b>  |
| <b>11</b>   | <b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>                                    | <b>98</b>  |
| <b>11.1</b> | <b>CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA</b>  | <b>98</b>  |
| <b>11.2</b> | <b>EVALUACIÓN DE LA AMENAZA POR MOVIMIENTOS EN MASA</b>                  | <b>98</b>  |
| <b>11.3</b> | <b>OBRAS DE MITIGACIÓN</b>   | <b>99</b>  |
| 11.3.1      | Recomendaciones para la construcción de las obras de mitigación          | 99         |
| <b>11.4</b> | <b>EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD</b>                                      | <b>100</b> |
| <b>11.5</b> | <b>EVALUACIÓN DEL RIESGO</b>   | <b>100</b> |
| <b>11.6</b> | <b>RECOMENDACIONES GENERALES</b>   | <b>101</b> |
| <b>11.7</b> | <b>LIMITACIONES</b>  | <b>101</b> |
| <b>11.8</b> | <b>FIRMA DE PROFESIONAL</b>  | <b>101</b> |
| <b>12</b>   | <b>ANEXO 1. REGISTROS DE EXPLORACIÓN</b>                                 | <b>1</b>   |

**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

|           |  |          |
|-----------|--|----------|
| <b>13</b> | <b>ANEXO 2. ENSAYOS DE LABORATORIO .....</b>                 | <b>2</b> |
| <b>14</b> | <b>ANEXO 3. PLANOS DE DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN .....</b> | <b>3</b> |

## INDICE TABLAS

|  | Pág. |
|--|------|
| Tabla 3.1 Unidades de Geológica para Ingeniería (UGI) según su origen.....   | 23   |
| Tabla 3.2 Unidades de Geomorfológicas según su origen.....   | 26   |
| Tabla 4.1 Sondeos realizados por el ingeniero Andrés Pimiento.....   | 28   |
| Tabla 4.2 Tomado de INFORME AS-IGR-58-16- INGENIERÍA Y GEORIESGOS IGR SAS - Versión 1 -Profundidad Máxima Alcanzada por los Sondeos.....                                     | 30   |
| Tabla 4.3 Evidencia de exploración realizada.....  | 31   |
| Tabla 4.4 Condiciones de Humedad.....  | 33   |
| Tabla 4.5 Guía para describir la consistencia de suelos granulares.....  | 33   |
| Tabla 4.6 Guía para describir la consistencia de suelos arcillosos.....  | 33   |
| Tabla 4.7 Ensayos de laboratorio de suelos.....  | 49   |
| Tabla 6.1 Clasificación de los perfiles de suelos NSR-10.....  | 55   |
| Tabla 7.1 Escenarios propuestos para la evaluación de la amenaza.....  | 58   |
| Tabla 7.2 Parámetros geotécnicos ingresados al software.....   | 58   |
| Tabla 7.3 Grados de estabilidad según los resultados del factor de seguridad.....  | 59   |
| Tabla 7.4 Ponderación propuesta para los escenarios de análisis de la evaluación de la amenaza.....  | 59   |
| Tabla 7.5 Resultados Factor de Seguridad y probabilidad de Falla para taludes en condiciones actuales. Perfil A-A'.....  | 61   |
| Tabla 7.6 Resultados Factor de Seguridad y probabilidad de Falla para taludes en condiciones actuales. Perfil B-B'.....  | 62   |
| Tabla 7.7 Resultados Factor de Seguridad y probabilidad de Falla para taludes en condiciones actuales. Perfil C-C'.....  | 64   |
| Tabla 7.8 Resultados Factor de Seguridad y probabilidad de Falla para taludes en con proyecto urbanístico. Perfil A-A'.....  | 66   |
| Tabla 7.9 Resultados Factor de Seguridad y probabilidad de Falla para taludes en con proyecto urbanístico. Perfil B-B'.....  | 68   |
| Tabla 7.10 Resultados Factor de Seguridad y probabilidad de Falla para taludes en con proyecto urbanístico. Perfil C-C'.....   | 70   |
| Tabla 7.11 Factores de seguridad básicos mínimos directos. NSR-10.....   | 72   |
| Tabla 8.1 Empotramiento mínimo en la cara frontal del muro.....  | 73   |
| Tabla 8.2 Capacidad de soporte por método de falla de rotura para una profundidad de cimentación de 1.50 m, factor de resistencia de 0.55 y relación de B/L igual a 1.0..... | 80   |
| Tabla 8.3 Propiedades mecánicas de la geotextil tejido.....  | 85   |
| Tabla 8.4 Factores de reducción.....   | 86   |
| Tabla 8.5 Verificación a la tracción de los refuerzos Muro H=8.0m.....   | 87   |
| Tabla 8.6 Verificación a la tracción de los refuerzos Muro H=6.0m.....   | 87   |
| Tabla 8.7 Superficie de falla teórica. STANDARD, AASHTO – EXTENSIBLE, FHWA NHI-10-024.....   | 88   |
| Tabla 8.8 Verificación al arrancamiento de los refuerzos Muro H=8.0m.....  | 89   |
| Tabla 8.9 Verificación al arrancamiento de los refuerzos Muro H=6.0m.....  | 89   |
| Tabla 8.10 Factores de seguridad tabla H.6.9-1 de la NSR-10.....   | 90   |
| Tabla 9.1 Clasificación de la vulnerabilidad para edificaciones y líneas vitales.....  | 93   |
| Tabla 11.1 Escenarios de análisis de la evaluación de la amenaza.....  | 98   |

## **INDICE FIGURAS**

|   | Pág. |
|---|------|
| Figura 2.1 Localización regional del área en estudio. ....  | 11   |
| Figura 2.2 Localización Local, del proyecto Bosque Ladera. ....   | 12   |
| Figura 2.3 Área en estudio. ....  | 14   |
| Figura 3.1 Geología Regional - Oriente - Departamento de Tolima-Mapa Geológico de la Cuenca del Río Prado. ....                         | 22   |
| Figura 3.2 Borde de la Terraza de Fusagasugá y depósitos de ladera. ....  | 25   |
| Figura 3.3 Bloques geomorfológicos y líneas de dirección de movimiento en masa no activo. ....  | 27   |
| Figura 4.1 Localización de Exploración de Campo realizada por el ingeniero Andrés Pimiento. ....  | 29   |
| Figura 4.2 Localización de Exploración de Campo realizada por el INFORME AS-IGR-58-16-INGENIERÍA Y GEORIESGOS IGR SAS - Versión 1. .... | 30   |
| Figura 4.3 Perfil de Tomografía VP – LS1. ....  | 34   |
| Figura 4.4 Perfil de Simplificado VP – LS1. ....  | 35   |
| Figura 4.5 Perfil de velocidad de onda de corte Vs – LS1. ....  | 35   |
| Figura 4.6 Perfil de Tomografía VP – LS2. ....  | 36   |
| Figura 4.7 Perfil de Simplificado VP – LS2. ....  | 37   |
| Figura 4.8 Perfil de velocidad de onda de corte Vs – LS2. ....  | 38   |
| Figura 4.9 Perfil de Tomografía VP – LS3. ....  | 39   |
| Figura 4.10 Perfil de Simplificado VP – LS3. ....   | 39   |
| Figura 4.11 Perfil de velocidad de onda de corte Vs – LS3. ....   | 40   |
| Figura 4.12 Perfil de Tomografía VP – LS4. ....   | 41   |
| Figura 4.13 Perfil de Simplificado VP – LS4. ....   | 41   |
| Figura 4.14 Perfil de velocidad de onda de corte Vs – LS4. ....   | 42   |
| Figura 4.15 Perfil de Tomografía VP – LS5. ....   | 43   |
| Figura 4.16 Perfil de Simplificado VP – LS5. ....   | 43   |
| Figura 4.17 Perfil de velocidad de onda de corte Vs – LS5. ....   | 44   |
| Figura 4.18 Perfil de Tomografía VP – LS6. ....   | 45   |
| Figura 4.19 Perfil de Simplificado VP – LS6. ....   | 45   |
| Figura 4.20 Perfil de velocidad de onda de corte Vs – LS6. ....   | 46   |
| Figura 4.21 Perfil de tomografía LS1 y LS2. ....  | 47   |
| Figura 4.22 Perfil de tomografía LS3 y LS4. ....  | 47   |
| Figura 5.1 Zonificación Geotécnica. ....  | 50   |
| Figura 5.2 Perfil estratigráfico sección A-A'. ....   | 53   |
| Figura 5.3 Perfil estratigráfico sección B-B'. ....   | 54   |
| Figura 5.4 Perfil estratigráfico sección C-C'. ....   | 54   |
| Figura 6.1 Valores mínimos para análisis seudo estáticos de taludes. ....   | 56   |
| Figura 7.1 Análisis de estabilidad en condición estática. Perfil A-A'. ....   | 60   |
| Figura 7.2 Análisis de estabilidad en condición estática parcialmente saturado. Perfil A-A'. ....                                       | 60   |
| Figura 7.3 Análisis de estabilidad en condición dinámica. Perfil A-A'. ....   | 61   |
| Figura 7.4 Análisis de estabilidad en condición estática. Perfil B-B'. ....   | 61   |
| Figura 7.5 Análisis de estabilidad en condición estática parcialmente saturado. Perfil B-B'. ....                                       | 62   |
| Figura 7.6 Análisis de estabilidad en condición dinámica. Perfil B-B'. ....   | 62   |

**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

|   |           |
|---|-----------|
| Figura 7.7 Análisis de estabilidad en condición estática. Perfil C-C' .....   | 63        |
| Figura 7.8 Análisis de estabilidad en condición estática parcialmente saturado. Perfil C-C' .....                       | 63        |
| Figura 7.9 Análisis de estabilidad en condición dinámica. Perfil C-C' .....   | 64        |
| Figura 7.10 Análisis de estabilidad en condición estática. Perfil A-A' con proyecto. ....                               | 65        |
| Figura 7.11 Análisis de estabilidad en condición estática parcialmente saturado. Perfil A-A' con proyecto. ....         | 65        |
| Figura 7.12 Análisis de estabilidad en condición dinámica. Perfil A-A' con proyecto. ....                               | 66        |
| Figura 7.13 Análisis de estabilidad en condición estática. Perfil B-B' con proyecto. ....                               | 67        |
| Figura 7.14 Análisis de estabilidad en condición estática parcialmente saturado. Perfil B-B' con proyecto. ....         | 68        |
| Figura 7.15 Análisis de estabilidad en condición dinámica. Perfil B-B' con proyecto. ....                               | 68        |
| Figura 7.16 Análisis de estabilidad en condición estática. Perfil C-C' con proyecto. ....                               | 69        |
| Figura 7.17 Análisis de estabilidad en condición estática parcialmente saturado. Perfil C-C' con proyecto. ....         | 69        |
| Figura 7.18 Análisis de estabilidad en condición dinámica. Perfil C-C' con proyecto. ....                               | 70        |
| Figura 7.19 Mapa de amenaza por movimientos en masa. ....   | 71        |
| Figura 7.20 Análisis de estabilidad en condición dinámica. Perfil A-A' con proyecto y obras de mitigación. ....         | 72        |
| Figura 8.1 Fuerzas para la evaluación de estabilidad al deslizamiento y volcamiento Resistencia I. Muro H=8.0m. ....    | 75        |
| Figura 8.2 Fuerzas para la evaluación de estabilidad al deslizamiento y volcamiento Resistencia I. Muro H=6.0m. ....    | 76        |
| Figura 8.3 Fuerzas para la evaluación de estabilidad al deslizamiento y volcamiento Evento extremo I. Muro H=8.0m. .... | 77        |
| Figura 8.4 Fuerzas para la evaluación de estabilidad al deslizamiento y volcamiento Evento extremo I. Muro H=6.0m. .... | 78        |
| Figura 8.5 Fuerzas para la evaluación de la capacidad de soporte y excentricidad Resistencia I. Muro H=8.0m. ....       | 81        |
| Figura 8.6 Fuerzas para la evaluación de la capacidad de soporte y excentricidad Resistencia I. Muro H=6.0m. ....       | 82        |
| Figura 8.7 Fuerzas para la evaluación de la capacidad de soporte y excentricidad Evento extremo I. Muro H=8.0m. ....    | 83        |
| Figura 8.8 Fuerzas para la evaluación de la capacidad de soporte y excentricidad Evento extremo I. Muro H=6.0m. ....    | 84        |
| Figura 8.9 Análisis de estabilidad. Escenario 1: Condición estática. Muro H=8.0m. ....                                  | 91        |
| Figura 8.10 Análisis de estabilidad. Escenario 1: Condición estática. Muro H=6.0m. ....                                 | 91        |
| Figura 8.11 Análisis de estabilidad. Escenario 1: Condición estática. Muro H=8.0m. ....                                 | 92        |
| Figura 8.12 Análisis de estabilidad. Escenario 1: Condición estática. Muro H=6.0m. ....                                 | 92        |
| <b>Figura 9.1 Localización de las obras de mitigación propuestas, para garantizar una vulnerabilidad baja. ....</b>     | <b>94</b> |
| <b>Figura 9.2 Obras de mitigación propuestas, para garantizar una vulnerabilidad baja. ....</b>                         | <b>94</b> |
| Figura 9.3 Mapa de vulnerabilidad por movimientos en masa. ....   | 95        |
| Figura 10.1 Mapa de riesgo por movimientos en masa. ....  | 97        |

## **INDICE FOTOGRAFÍAS**

|  | Pág. |
|--|------|
| Fotografía 5.1 Imágenes de la zona geotécnica 1..... | 51   |
| Fotografía 5.2 Imágenes de la zona geotécnica 2..... | 51   |
| Fotografía 5.3 Imágenes de la zona geotécnica 3..... | 52   |

## **1 INTRODUCCIÓN**

Con el fin de conocer la viabilidad del área en estudio, se presenta a continuación el análisis de la amenaza por movimientos en masa, de acuerdo a los requerimientos del decreto 1807 de 2014.

Los análisis se realizaron teniendo en cuenta los lineamientos de la Guía Metodológica para Estudios de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo por Movimientos en Masa, realizado por el Servicio Geológico Colombiano (SGC). El presente informe contiene los resultados del estudio geotécnico, en el cual se identificaron las propiedades geomecánicas de los suelos y el perfil estratigráfico.

Al final de este volumen se presentará los diferentes escenarios que se tuvieron en cuenta para realizar los análisis y definir los niveles de amenaza a movimientos en masa, así como las medidas de mitigación mínimas para garantizar un riesgo bajo el proyecto.

## **2 GENERALIDADES**

### **2.1 OBJETIVOS**

#### **2.1.1 General**

Identificar, evaluar y zonificar la amenaza, vulnerabilidad y riesgos por movimientos en masa en el área de estudio, con el objeto de conocer las características geológicas y geotécnicas de los suelos, mediante la ejecución de estudios de campo y ensayos de laboratorio.

#### **2.1.2 Específicos**

- Analizar los resultados de la campaña de exploración realizada en los estudios anteriores.
- Caracterizar los estratos identificados, mediante la ejecución de ensayos de laboratorio de suelos.
- Localizar los puntos de interés: geológicos, geomorfológicos, usos de suelo e infraestructuras presentes en el área de estudio.
- Adquirir fotografías y amarres a puntos GPS, para tener una ubicación dimensional de la zona y ser punto de apoyo para construir el modelo geológico.
- Tomar datos estructurales, éstos deben ir amarrados a un punto GPS, para ser ubicados con mayor facilidad en el mapa geológico, mapa geomorfológico, permitiendo un mejor modelamiento del terreno más preciso.
- Describir la estratigrafía de las unidades geológicas presentes en la zona y la geología estructural.
- Precisar el modelo geológico y geotécnico del predio analizado y la zona de estudio.
- Identificar y definir los elementos hidrológicos en la zona donde se encuentra el área en estudio, para analizar su influencia en el lote.
- Mediante las características geológicas y geotécnicas de la zona, diagnosticar el comportamiento sobre la estabilidad de los suelos.
- Evaluar la amenaza por movimientos en masa a la cual se encuentra expuesta el área en estudio.
- Realizar el análisis de la amenaza para diferentes escenarios y plantear las recomendaciones que se requieran para garantizar la estabilidad del área en estudio.
- Evaluar la vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa de la infraestructura proyectada en el área en estudio.

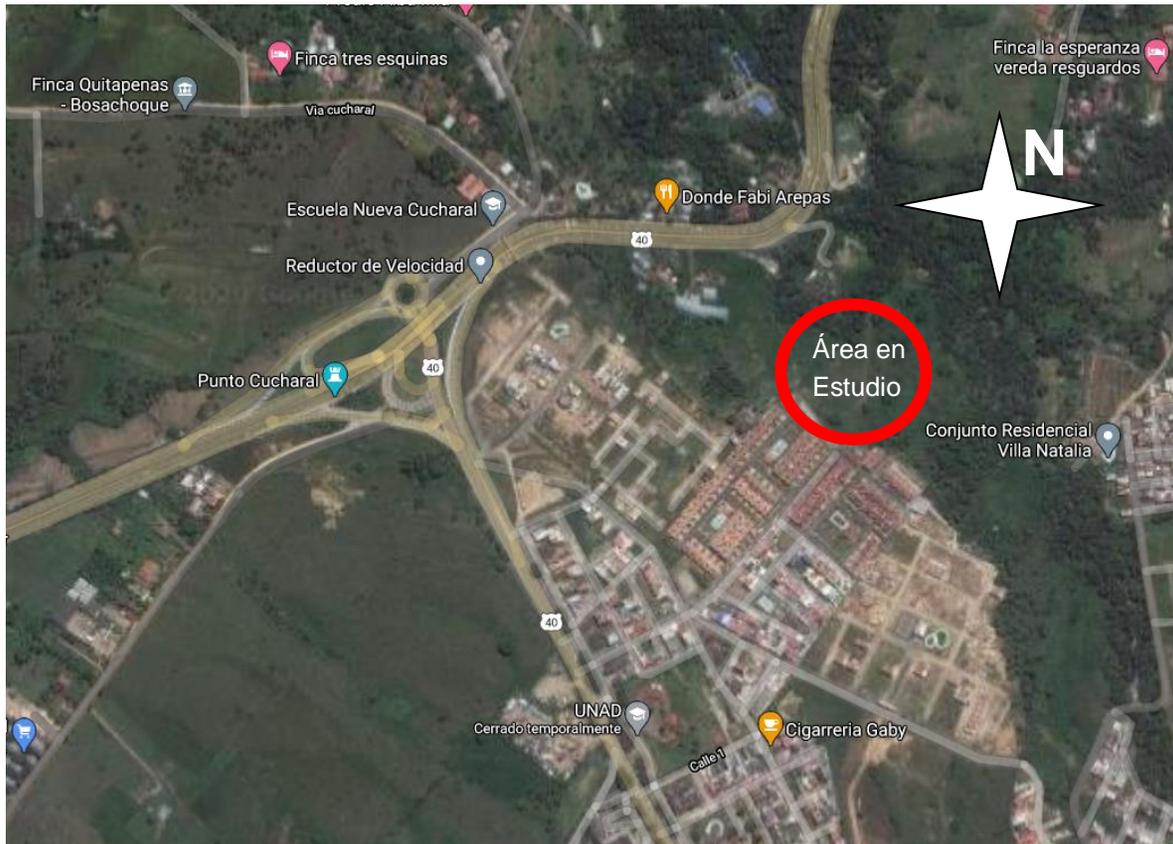


**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

## 2.2.2 Localización Local

El área en estudio se localiza e noroeste de Fusagasugá.

**Figura 2.2 Localización Local, del proyecto Bosque Ladera.**



## 2.3 ALCANCE DEL ESTUDIO

El alcance del estudio de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa, corresponde a la realización de actividades de acuerdo a los lineamientos establecidos por la Guía Metodología para Estudios de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgos por Movimientos en Masa del Servicio Geológico Colombiano SGC-2016, para el proyecto Bosque Ladera localizado en el municipio de Fusagasugá, departamento de Cundinamarca.

## 2.4 NORMATIVIDAD

- Ley 1523 de 2012, por la cual se adopta la política nacional de gestión del riesgo de desastres y se establece el Sistema Nacional de Gestión del Riesgo de Desastres y se dictan otras disposiciones.

**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

- Decreto número 1807 del 19 de septiembre de 2014, por el cual se reglamenta el artículo 189 del decreto Ley 019 de 2012 en lo relativo a la incorporación de la gestión del riesgo en los planes de ordenamiento territorial y se dicta otras disposiciones.

## **2.5 METODOLOGÍA**

Para el desarrollo de este estudio se deben tener en cuenta aspectos básicos e imprescindibles que deben ser considerados para obtener y ofrecer el mejor resultado posible, tomando en consideración los requerimientos necesarios de forma específica y que pueda brindar la mayor información posible para que el producto final cumpla con lo que se espera de este trabajo.

Para el desarrollo del presente estudio se realizó la revisión de documentos, inspecciones en campo, análisis, diagnósticos y recomendaciones para desarrollar el proyecto.

Este conjunto de métodos y procedimientos se orientan en dos actividades principales, como son: Actividades de Campo que incluyen lo relacionado con el reconocimiento del sitio y toma de datos, y Actividades de Oficina que incluye la elaboración de informes y análisis de datos con las conclusiones y recomendaciones respectivas.

### **2.5.1 Recopilación de Información**

Previamente a la visita de campo, se realizó el análisis de la información existente con el grupo de asesores, con el objeto de tener claridad completa sobre las características geológicas, geotécnicas e hidrológicas del sitio.

Se recopiló la información suministrada por el Cliente, como:

- Levantamiento topográfico.
- Informe geotécnico realizado por el Ing. Andrés Pimiento en julio 2020.
- Informe construcción de perforaciones para estabilidad de taludes –Abadía III.
- Informe AS-IGR-58-16- INGENIERÍA Y GEORIESGOS IGR SAS - Versión 1.

También se recopiló y revisó la información de planos del IGAC, la información geológica del Servicio Geológico Colombiano y el POT de Fusagasugá.

### **2.5.2 Recopilación de Información de Campo**

En la visita al sitio, se realizaron los siguientes trabajos:

- Recorrido de las áreas de estudio, con el objeto de localizar y llevar a cabo los puntos de muestreo geotécnico, identificar estructuras existentes, presencia de agua, condiciones geológicas y geomorfológicas.
- Análisis y discusiones entre los especialistas, con el objeto de identificar los elementos más importantes que se requerían para el objeto del estudio.
- Toma de fotografías digitales.

### **2.5.3 Trabajos en Oficina**

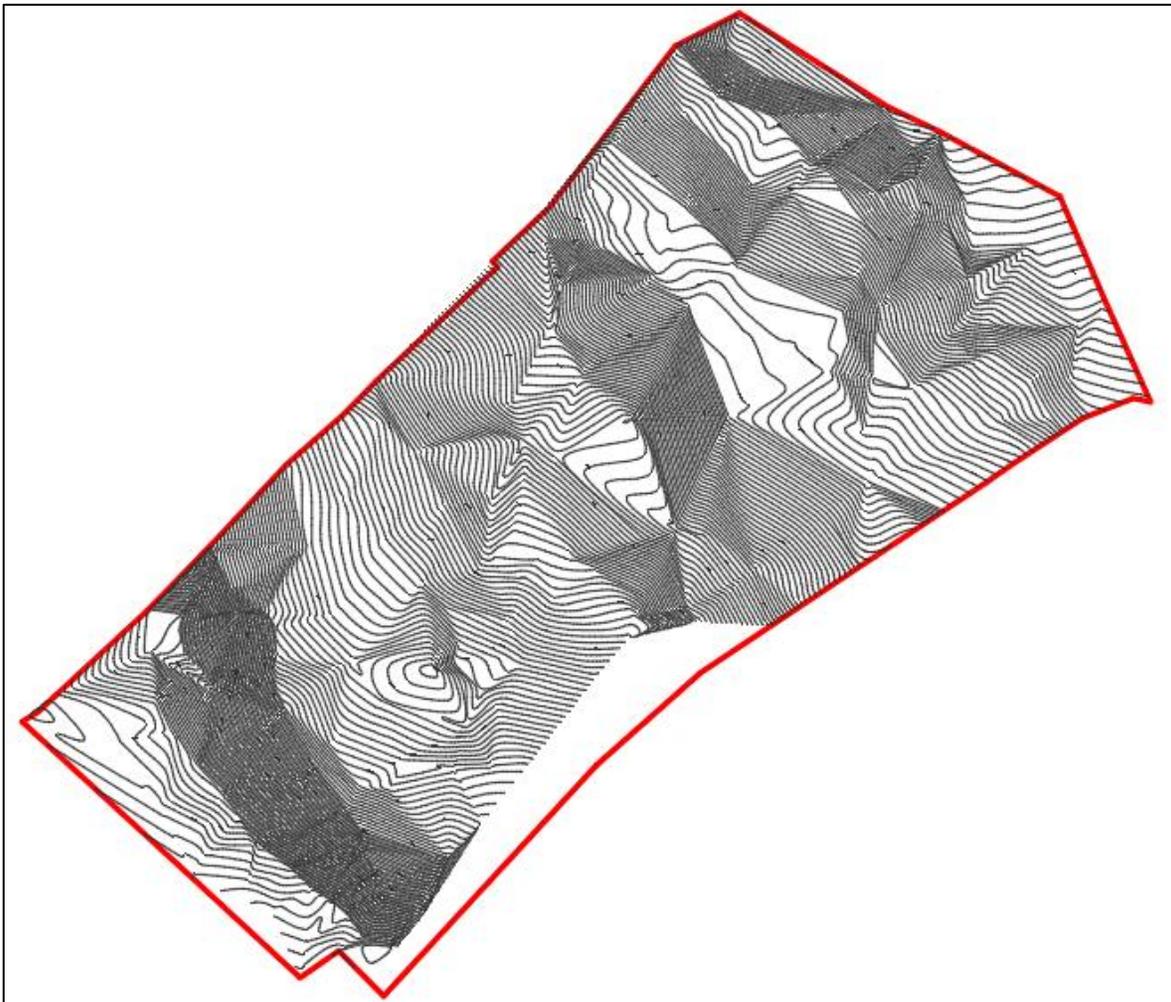
Se realizó el análisis de la información secundaria y la obtenida en campo, el análisis de los resultados de los estudios topográficos, geológicos, geomorfológicos, geotécnicos e hidráulicos, permiten ajustar el diseño de la locación y proponer las diferentes obras, para el desarrollo del proyecto.

En la elaboración de los planos participaron los ingenieros y geólogos, quienes, de acuerdo a los parámetros establecidos por el director del proyecto, generaron diversos planos que reflejan todas las actividades y los análisis que permiten la zonificación de amenaza por movimientos en masa.

## **2.6 DESCRIPCIÓN DEL ÁREA EN ESTUDIO**

El área en estudio comprende un Lote dos (2) hectáreas el cual se caracteriza por presentar el 81% de la superficie con una pendiente entre 10% y 57%, el 11% las pendientes menores del 10%, y solo el 8% tiene pendiente mayor o igual al 100%.

**Figura 2.3 Área en estudio.**



## **3 GEOLOGÍA REGIONAL, UNIDADES DE GEOLOGÍA PARA INGENIERÍA (UGI) Y GEOMORFOLOGÍA**

### **3.1 GEOLOGÍA REGIONAL**

La geología es la ciencia encargada de estudiar la composición de la corteza terrestre, los fenómenos que ocurren sobre ésta y las leyes físicas y químicas que la rigen.

La geología del departamento del Tolima presenta gran variedad de rocas, fenómenos de volcanismo y tectonismo a que ha sido sometida la corteza terrestre. Toda la región se ve afectada por numerosas fallas geológicas las cuales en numerosos casos controlan el curso de algunos ríos. Las fallas se presentan en toda clase de rocas, en especial en rocas sedimentarias. La geomorfología característica de la región está influenciada por los factores climáticos, geológicos, bióticos y topográficos, los cuales interactúan a través del tiempo dando origen a los paisajes y formas del relieve, al igual determinan la diferenciación del perfil de los suelos o la degradación de estos.

La cuenca del río Prado comprende los municipios de Prado, Cunday, Villarrica, Icononzo, Melgar, Purificación y Dolores, en donde afloran rocas sedimentarias de origen marino y continental con edades entre el Cretácico Inferior y Paleógeno Superior y del Cuaternario (Coluviales, Aluviales), así mismo como depósitos coluviales y aluviales recientes.

La unidad Lodolitas de Fusagasugá está constituida principalmente por lodolitas con niveles de arenitas, en una relación de 3:1 aproximadamente. Para la descripción de la sección de Valencia se dividió la unidad en 3 segmentos claramente diferenciales.

Los niveles blandos poco afloran y son predominantemente lodolitas de color pardo rojizo y gris, algunas veces con arenita muy fina con las cuales presenta contactos erosivos, claramente reconocibles por los valles suaves que generan que contrastan con los escarpes producidos por las arenitas.

Los niveles duros corresponden a arenitas líticas con tamaño de grano fino que varía entre arena fina a gruesa, predominantemente con mala selección y granos subredondeados a subangulares; como minerales principales se encuentran cuarzo, chert, líticas volcánicas y metamórficas y como minerales secundarios micas, ferromagnesianos, turmalina, circón, determinados mediante el análisis de secciones delgadas. Las arenitas presentan poca matriz arcillosa, cementación silíceo y ferruginosa, con colores que varían desde gris pardo hasta amarillo ocre, según el estado de alteración. Se distinguen estructuras como la laminación inclinada, paralela ondulada y planoparalela. No se encuentra un contenido fósil importante salvo algunos restos de plantas muy esporádicos, junto con algunos niveles carbonosos.

Formaciones Aflorantes

TRIÁSICO-JURÁSICO

Formación Saldaña ( Jsv):

La Formación Saldaña está constituida por rocas piroclásticas y sedimentarias, flujos de lava y algunos cuerpos porfiríticos hipoabisales; estos últimos debido a su falta de continuidad lateral y vertical, son de difícil cartografía.

Rocas Piroclásticas: Son principalmente tobas cristalinas y vítreas de colores que varían entre gris, verde, rojo y violáceo. Compuestas principalmente por fragmentos cristalinos de cuarzo, feldespatos caolinizados, con proporción variable de vidrio volcánico y fragmentos de rocas volcánicas. Las tobas son de textura porfirítica, parcial a fuertemente meteorizadas y dan lugar a suelos de color granate, rojo y violáceo.

**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

Se encuentran buenos afloramientos en las quebradas Yaví y Los Ángeles, en la carretera Prado-Dolores, en el Alto de las Moras y en el carreteable que comunica a la vereda de Bermejo con la de Colopo.

Además, se encuentran aglomerados compuestos por cantos angulares a subangulares. Composicionalmente corresponde en su mayoría a andesitas, dacitas y traquiandesitas. La matriz es vítrea y en algunos casos tobácea de composición similar a la de los cantos; es normal encontrar amígdalas rellenas con calcita, calcedonia, epidota y prehnita. Se encuentra en paquetes pseudo estratificados con espesor hasta de 10m. Se observan en las quebradas Yaví y Los Ángeles:

Lavas: Las lavas encontradas corresponden a andesitas y dacitas, de colores granate, verde y ocasionalmente violeta, de tonos claros a fuertes, con textura porfírica, y fenocristales de plagioclasa y ocasionalmente cuarzo. Localmente se observan estructuras de flujo, así como en ocasiones se encuentran amígdalas rellenas de calcita, calcedonia, cuarzo y prehnita.

Estos flujos se observan en el Alto de las Moras, carreteable Bermejo-Colopo y en las quebradas Yaví y Los Ángeles. También se observan los colores que presentan estos flujos al meteorizarse.

Rocas Hipoabisales: Están representadas por cuerpos de pórfidos andesíticos y dacíticos. Aparecen como apófisis, de composición homogénea; masivos, de color gris, gris verdoso y rojo violáceo, en ocasiones con meteorización esferoidal. La matriz de estos pórfidos es afanítica; se observan también amígdalas rellenas con calcedonia y calcita. Estas rocas se encuentran intruyendo las lavas y rocas piroclásticas descritas anteriormente.

Los mejores afloramientos se encuentran en la carretera Prado-Dolores, en el carreteable Bermejo-Colopo y en los alrededores del sitio Los Colorados (cerca al puente sobre la Quebrada Atá, en límites con el Municipio de Prado).

Las rocas sedimentarias pertenecientes a la Formación Saldaña, referenciadas en la literatura no se presentan en la zona de estudio. Cossio y otros (1995), en su trabajo restringen la exposición de estas rocas a la parte oriental del Municipio de Natagaima, en el cerro La Silla.

El contacto superior de la Formación Saldaña (Triásico-Jurásico) con la Formación Yaví (Cretácico Inferior) es una discordancia angular y erosiva que se evidencia por la presencia de un conglomerado polimíctico basal. El contacto inferior de la Formación Saldaña no se observa en el área de estudio.

El contacto superior de la unidad se observa en el Alto de las Moras y en la carretera Prado-Dolores, en cercanías de la Quebrada Atá.

La Formación Saldaña revela un ambiente sedimentario heterogéneo, localizado a lo largo de una zona inestable acompañada de un vulcanismo notable. Aportes mixtos de materiales de origen volcánico y epiclástico dieron lugar a asociaciones faciales diversas, en un medio que refleja unas veces caracteres continentales, otras condiciones marinas (Cediel y otros, 1980.).

Según Bayona y otros (1994), los piroclastos fueron depositados por flujos, oleadas y caída de cenizas, y están interdigitadas con lavas, flujos de escombros, así como con depósitos fluviales y lacustres. En general, los depósitos anteriores reflejan la situación similar a la que se da en la parte media a distal de focos volcánicos, correspondientes a estratovolcanes continentales, relacionados con la evolución de márgenes convergentes en un dominio de retro-arco.

La edad de la Formación Saldaña, debido a la ausencia de fósiles, siempre ha sido asignada con base en la posición stratigráfica por encima de la Formación Payandé datada como Craniano – Noriano según Renz (en Trumphy, 1943) y Noriano – Retiano de acuerdo con Geyer (1973), quedando la Formación Saldaña ubicada en el lapso Triásico superior – Jurásico.

Wiedmann & Mojica (1984), hallan fósiles en la parte inferior de la unidad indicativos del Retiano; Mojica & Macía (1982), reportan improntas de vertebrados del Liásico en sedimentitas de la región de Prado – Dolores. Esto permite ubicarla en el lapso comprendido entre el Triásico superior (Retiano) y el Jurásico inferior (Liásico) pudiendo alcanzar el Jurásico medio si se tiene en cuenta que las dataciones provienen de la parte inferior de la unidad. Las dataciones radiométricas de  $180 \pm 2$  m.a. (Guerrero & Tamara, 1982) y  $166 \pm 4$  m.a. (Sillitoe y otros, 1982) para el Stock de Dolores, que intruye a la Formación Saldaña, apoyarían el rango de edades propuesto.

**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

Formación Yaví (Kiy) (Bernal y otros, 1976.)

Litológicamente la Formación Yaví corresponde a conglomerados, areniscas conglomeráticas, areniscas y en menor proporción aparecen niveles de lodolitas. En el camino Bermejo-Alto de Las Moras está la sección suplementaria de referencia de esta formación ya que la sección tipo en la Quebrada Yaví, está prácticamente cubierta. La descripción de esta sección; que fue levantada en forma detallada por Viana (1992), con un espesor total de 323 m, reconoce 5 segmentos:

Conjunto I. Conglomerado polimítico basal con cantos de variado tamaño alcanzan hasta 5 cm de diámetro. Los cantos flotan en una matriz areno arcillosa y su composición es de rocas volcánicas ácidas, rocas piroclásticas, cuarzo lechoso, chert negro y rojo. No sobrepasa los 8m de espesor.

Conjunto II. Son varias secuencias granodecipientes completas, constituido por capas de areniscas con lentes conglomeráticos que se intercalan con paquetes espesos de lodolitas que alcanzan hasta 7.5m de espesor. El espesor total de este conjunto alcanza los 139m.

Conjunto III. Intercalaciones de conglomerados, areniscas, areniscas conglomeráticas y en menor proporción aparecen niveles de lodolitas. Alcanza un espesor total de 37m.

Conjunto IV. Conformado predominantemente por lodolitas con intercalaciones más delgada de limolitas, areniscas, areniscas conglomeráticas y ocasionalmente conglomerados de guijo medio. Alcanza un espesor de 88.9 m.

Conjunto V. Conformado por areniscas, areniscas conglomeráticas y conglomerados predominantemente sobre lodolitas que aparecen en niveles delgados. Se diferencian tres secuencias granodecipientes completas y cuatro incompletas.

Las variaciones de espesor de la Formación Yaví en la zona son bastante importantes, de tal modo que los conjuntos diferenciados en el camino Bermejo al Alto de Las Moras no se pueden reconocer en la Quebrada Yaví.

Esta Formación aflora a lo largo del Filo El Iguá, en la zona entre las veredas de Bermejo y Colopo y en la carretera Prado-Dolores en cercanías del puente sobre la Quebrada Atá.

La Formación Yaví subyace a la Formación Saldaña mediante una superficie de discordancia angular y erosiva, con presencia de un conglomerado oligomítico basal; este contacto se observa en el camino de Bermejo hacia el Alto de Las Moras, en donde el conglomerado yace sobre lavas porfíricas de la Formación Saldaña, y en la carretera Prado-Dolores en cercanías del puente sobre la Quebrada Atá, donde el conglomerado descansa sobre un pórfido andesítico de la Formación Saldaña. La Formación Yaví infrayace transicionalmente a la Formación Caballos.

El espesor de esta Formación es muy variable; al W de Alpujarra es de 116.6 m, en el camino Bermejo-Colopo es de 323 m, y en la Quebrada Yaví es de 357.2 m, situación que nos indica un adelgazamiento fuerte de la formación hacia el sur.

Las características litofaciales de la Formación Yaví sugieren un ambiente de depósito de tipo continental en llanura aluvial, con presencia de corrientes meándricas y trenzadas. También se evidencia una disminución hacia arriba de la corriente del depósito (Renzoni, 1993.).

Debido a la ausencia de fósiles en esta Formación no se ha podido precisar su edad. Las edades postuladas hasta el momento corresponden a dataciones relativas basadas en su posición estratigráfica por encima de la Formación Saldaña del Triásico superior-Jurásico inferior y por debajo de la Formación Caballos de edad Aptiano-Albiano, por lo cual Mojica y Macía la asignan al cretácico inferior.

Formación Caballos (Kic) (Corrigan, 1967.)

**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

La secuencia de esta formación fue levantada en detalle en la Quebrada Yaví por Viana (1992.) quien subdivide esta unidad en cuatro conjuntos:

Conjunto I. Conformado predominantemente por conglomerados de guijos finos y medios, areniscas y areniscas conglomeráticas con menores cantidades de lodolitas grises oscuras.

Los conglomerados predominan hacia la parte inferior del conjunto y las lodolitas se presentan en capas cuneiformes separando los paquetes gruesos de areniscas. Alcanza 41 m de espesor.

Conjunto II. Constituido por varias secuencias granodecrecientes que inician desde areniscas que varían en tamaño de grano desde grueso hasta muy fino y terminan con capas de lodolitas negras con estratificación interna lenticular, con concreciones de siderita y con locales lentes de carbón. Alcanza 44 m de espesor.

Conjunto III. Constituido por areniscas que varían en tamaño de grano desde medio hasta muy fino, predominantemente de cuarzo; intercaladas con arcillolitas y lodolitas negras con estratificación interna lenticular con restos de fósiles de bivalvos, gasterópodos y amonitas y algunas veces con carbón, restos vegetales fósiles y concreciones sideríticas. Hacia el tope las arcillolitas se vuelven más frecuentes y espesas. Alcanza 54 m de espesor.

Conjunto IV. Corresponde a una secuencia donde predominan las lodolitas y arcillolitas negras; en menor proporción se intercalan niveles de micrita y biomicrita en la mitad inferior y niveles de arenita fina de cuarzo y glauconita en la mitad superior. Las lodolitas son localmente calcáreas con abundantes fósiles de bivalvos y amonitas y concreciones sideríticas. Alcanza los 150.2 m de espesor.

Las mejores exposiciones se encuentran en las Quebrada Yaví y por el carretable Bermejo-Colopo. Los contactos inferior y superior de la Formación Caballos son concordantes transicionales, el inferior con la Formación Yaví y el superior con la Formación Hondita- Loma Gorda.

En la Quebrada Yaví es de 289.2 m, situación que se mantiene constante en casi toda la zona; en los alrededores de Alpujarra la unidad alcanza 226m.

De acuerdo con Renzoni (1994), la Formación Caballos, en la secuencia expuesta en la quebrada Yaví, registra en su parte inferior el depósito de materiales de una llanura aluvial, reflejada por la presencia de secuencias granodecrecientes completas que indican la migración lateral de ríos. Hacia la parte media las capas registran la migración de estos ríos adyacentes a las llanuras de marea con abundancia de vida vegetal y animal. La parte superior de la unidad registra el depósito en mar abierto en sectores más bien cercanos a la costa.

No existen datos específicos sobre la edad de la Formación Caballos. Corrigan (1967) postula un rango que va desde Aptiano inferior hasta Albiano, basado en las dataciones de Burgl (1961) en la región de Ortega, Tolima, datos que posteriormente fueron aceptados por Mojica y Macía (1982) para el área de Prado-Dolores.

En el Municipio de Cunday, esta formación aflora en las veredas Cimalta y Caimito, límite con el Municipio de Villarrica, donde se presentan estratos gruesos de areniscas cuarcíticas de color blanco amarillento, de grano medio a grueso, bien seleccionados e interestratificados con arcillolitas y limolitas amarillentas. El límite inferior no se pudo determinar. El límite superior con la unidad suprayacente, Grupo Villeta, se encuentra en contacto concordante transicional.

Formación Hondita-Loma Gorda (Kslg) (De Porta, 1966.)

Se utiliza este nombre para referirse a las arcillolitas y lodolitas negras con concreciones calcáreas predominantes sobre calizas en la parte inferior, y sobre limolitas y areniscas de grano muy fino en

**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

la parte superior, ubicada estratigráficamente por encima de la Formación Caballos y por debajo de la Lidita Inferior del Grupo Olini.

La parte inferior está conformada por una secuencia donde predominan arcillolitas y arcillolitas calcáreas negras y grises con leve variación a marrón por meteorización; son de carácter fosilífero y están cortadas frecuentemente por nódulos, concreciones y lentejones ferruginosos, sideríticos, piritosos y micríticos. En menor proporción se intercalan micritas y micritas fosilíferas, lodolita y lodolitas calcáreas negras y grises, limolitas y limolitas lodosas negras y amarillas, fosforitas y niveles fosfáticos delgados con abundante lodo y arenitas de grano muy fino.

La parte media está conformada por arcillolitas calcáreas, localmente fosilíferas, de colores negro y gris que varían a marrón por meteorización, cortadas por lentes, nódulos y concreciones negras de micrita, esparita, piritita y siderita. En menor proporción se intercalan biomicritas y micritas negras, sideritas, lodolitas calcáreas fosilíferas y una capa continua muy gruesa de bioesparita lodosa y una de limolitas amarillas de cuarzo.

La parte superior está conformada básicamente por arcillolitas negras y grises que varían a amarillo, blanco y marrón por meteorización, físil con lentes de arenita de grano muy fino con abundantes fragmentos fósiles de peces y foraminífero, cortadas por nódulos ferruginosos pequeños en algunos sectores. Sin embargo, este nivel se destaca por la ausencia de concreciones. Dentro de las arcillolitas se intercalan espaciadamente limolitas, arenitas de grano muy fino de cuarzo y arenitas lodosas de colores negro y gris.

Los contactos inferior y superior de la Formación Hondita-Loma Gorda son concordantes. El límite inferior es neto con la Formación Caballos. Se marca en el techo de la última arenita de cuarzo en donde empiezan a predominar las arcillolitas, este contacto se observa en el camino Bermejo-Alto de Las Moras y en la desembocadura de la quebrada Campanario en la quebrada Yaví.

El contacto superior es también neto con el Grupo Olini y se marca en la base de la primera capa de chert intercalada dentro de la secuencia que conforma la Lidita Inferior.

No hay un dato certero debido a la complejidad estructural de la zona. Se asume unos 1200 a 1500 m.

La secuencia sedimentaria de Hondita-Loma Gorda refleja oscilaciones en las condiciones ambientales del depósito, dentro de una cuenca marina desde la plataforma somera hasta un frente de playa, con frecuentes variaciones locales de ascenso y descenso del nivel del mar.

De acuerdo con dataciones de Burgl (1961) y Mojica y Macía (1982), se acepta un rango de edad que va desde el Albiano medio hasta el Coniaciano.

Grupo Villeta (Ksv) (Barremiano - Coniaciano) CUNDAY

Col. Soc. Petr. Geol. Geoph (1961) la definen como Grupo Villeta; conjunto monótono de shales de color gris oscuro con algunas interstratificaciones de calizas y arenitas.

El Grupo Villeta aflora al Sur del Municipio de Cunday, en las veredas Torres, Bajas y Montenegro y a lo largo de la carretera que conduce a San Pablo compuesta por interstratificaciones decimétricas de lutitas negras con areniscas de grano muy fino. Los contactos superior e inferior, son concordante. En el municipio de Villarrica en el Norte, presenta afloramientos a largo de la vía que conduce de Cunday a Villarrica y en las veredas Campo Solo, el Darien, La Isla, San Joaquín, Guanacas, El paraíso, Alto Roble, Alto Bélgica, Alto Moscú y al sur del municipio en la Vereda Galilea.

Grupo Olini (Kso) (De Porta, 1965.)

Según Rodríguez (1992) el Grupo Olini en la región de Prado-Dolores consta de:

Lidita Inferior: Empieza con un nivel de chert blanco interstratificado con lodolitas y limolitas silíceas de color gris oscuro y algunas láminas fosfóricas, presencia en la parte intermedia de areniscas de grano muy fino; finaliza nuevamente con intercalaciones de chert y limolitas silíceas. Alcanza un espesor de 41,94 m. No aflora en forma continua en la región; por esta razón la parte inferior fue

**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

levantada en el boquerón de San Andrés y la parte superior en el carreteable que conduce desde Dolores a San Juan.

Nivel Intermedio: Son lodolitas y arcillolitas de color gris intercaladas con limolitas silíceas y areniscas de grano muy fino. La base presenta fuerte bioturbación y son comunes los nódulos silíceos de hasta 3 cm de diámetro. La parte media presenta areniscas friables de grano muy fino a medio de cuarzo. Alcanza un espesor de 104,67 m. Aflora en la vía Dolores-San Juan.

Lidita Superior: Empieza con un nivel de más de dos metros de chert, le sigue una secuencia en principio limolítica, después arenosa con tamaños de grano de fino a muy fino, lodolitas intercaladas que terminan en la parte superior con intercalaciones de chert y limolitas silíceas. Se observa en la vía que conduce de Dolores a San Juan y a lo largo de todo el filo de Las Guacamayas.

El contacto inferior concordante neto con la Formación Hondita-Loma Gorda y marcado por la primera capa de chert después de una espesa secuencia negra lodosa; y superior es también concordante neto con la Formación La Tabla y está marcado por la última capa de chert por debajo de una secuencia de areniscas y lodolitas.

En el área alcanza unos 190m de espesor aproximadamente.

Según Patarroyo (1991) la presencia de chert en las liditas Superior e Inferior está relacionada con el reemplazamiento de carbonato de calcio por cuarzo microcristalino en el sector de la plataforma. La presencia de capas y concreciones calcáreas especialmente en la Lidita Superior indican que el reemplazamiento fue parcial. Se indica también condiciones de baja energía en la plataforma con perturbaciones continuas de corrientes de surgencia en una cuenca anóxica. Los sedimentos del Nivel Intermedio indican un aumento en la energía del medio correspondiendo posiblemente a un ambiente de frente de playa con influencia alta de las mareas; esta secuencia indica un descenso en el nivel del mar, el cual vuelve a profundizarse para iniciar la secuencia de la Lidita Superior.

Para este grupo se han reportado varios rangos de edad basados en el estudio de fauna de microorganismos que lo ubican entre el Coniaciano superior hasta el Campaniano superior.

En el Municipio de Cunday, el Grupo Olini se observa a lo largo de la Cuchilla Buena Vista y Cuchilla El Páramo, el Rugido y Las Mesas, en el Cerro Tocacacho, Cerro Cimalta y en el Filo Alto Cielo donde se observan estratos de chert blanco estratificados con láminas de lutitas de color pardo blanquizco.

En la región estudiada se caracteriza por la presencia de capas delgadas de cherts fosilíferos blancos a grises, en laminación paralela, intercalados con capas gruesas de limolitas silíceas de color crema y niveles calcáreos, y areniscas silíceas finas de color crema a amarillo, intercaladas con limolitas silíceas y chert.

Las capas en general presentan buzamientos mayores a 35° y fuerte fracturamiento debido a los efectos de la Falla de Prado.

Aflora al oriente del municipio de Dolores, en la parte superior del cerro de la Cruz, flanco occidental del Sinclinal de Prado, en contacto fallado y cubierto por rocas del Grupo Honda. Para este grupo se ha propuesto una edad de Coniaciano a Campaniano con base en paleontología y micro-paleontología.

Las rocas de esta formación se encuentran en forma de estratos competentes de carácter silíceo, con alto grado de resistencia a la meteorización, conformando escarpes subverticales. Por su grado de fracturamiento moderado – alto, es susceptible a procesos de degradación, especialmente en caso de pérdida de la cobertura vegetal, características que lo cataloga como depósitos estables a moderadamente estables.

Formación La Tabla (Kslt) (De Porta, 1965.)

**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

La sección tipo de esta formación se ubica en el camino que de Piedras conduce a La Tabla, donde alcanza 91 m de espesor y está conformada por dos niveles de areniscas intercaladas en la parte media por un nivel delgado de lutitas y areniscas. Está expuesta en las vías Prado-Represa de Prado, Los Mangos-San Andrés y Dolores-San Juan. Cossio y otros, 1995 en la vía Dolores-San Juan reconocen cuatro niveles simplificados de Rodríguez, 1992.

Nivel I. Conformado por lodolitas fosilíferas grises con menores intercalaciones de limolitas. Alcanza 14m de espesor.

Nivel II. Conformado por la intercalación de limolitas y areniscas de grano muy fino, fino y medio de cuarzo, que localmente muestran secuencias granocrecientes y granodecrescentes cortas, pero con una tendencia general granocreciente. Los colores predominantes son blanco y amarillo muy claro cuando están frescas y amarillo oscuro y anaranjado por meteorización y oxidación de material fino secundario dentro de los poros. Alcanza 54m de espesor.

Nivel III. Secuencia donde se intercalan areniscas, areniscas conglomeráticas, conglomerados arenosos y lodolitas; estas últimas menos abundantes. Alcanza 50 m de espesor.

Nivel IV. Consta de intercalaciones de areniscas, areniscas conglomeráticas con estratificación cruzada planar conglomerados y lodolitas muy frecuentes en este nivel. Alcanza 25m de espesor.

El contacto inferior de la Formación La Tabla es neto concordante con la Lidita Superior del Grupo Olíni y se marca al techo de la última capa de chert que se intercala dentro de este conjunto. El contacto superior con la Formación Seca es neto aparentemente concordante y se marca en el techo de la última capa de arenisca de cuarzo de grano grueso a conglomerática que coincide con la base del primer paquete de arcillolitas de color rojo sin intercalaciones de areniscas, pertenecientes ya al Terciario. La ausencia de capas duras con planos de estratificación dentro de la Formación Seca no permite establecer si existen o no diferencias entre los ángulos de buzamiento entre ésta y la Formación La Tabla, que a su vez indiquen la existencia de una discordancia angular, como lo pudiera sugerir el cambio abrupto de litología, por lo cual y ante la ausencia de más datos, se considera concordante.

En el carretable Dolores-San Juan el espesor es de aproximadamente 143 m.

Las rocas de la Formación La Tabla indican un ambiente marino somero próximo a la costa influenciada por las mareas. La presencia, en la parte superior, de laminación inclinada multidireccional indica que se trata de una zona intermedia entre la línea de costa y la parte alta del frente de playa (Cossio y otros, 1995).

No existen datos directos de esta unidad debido a su pobreza faunística. Se acepta una edad de Maestrichtiano, sin asegurar que hacia la parte inferior pueda estar representado parte del Campaniano.

Grupo Guadalupe (Kgs) (Coniaciano - Maestrichtiano) CUNDAY

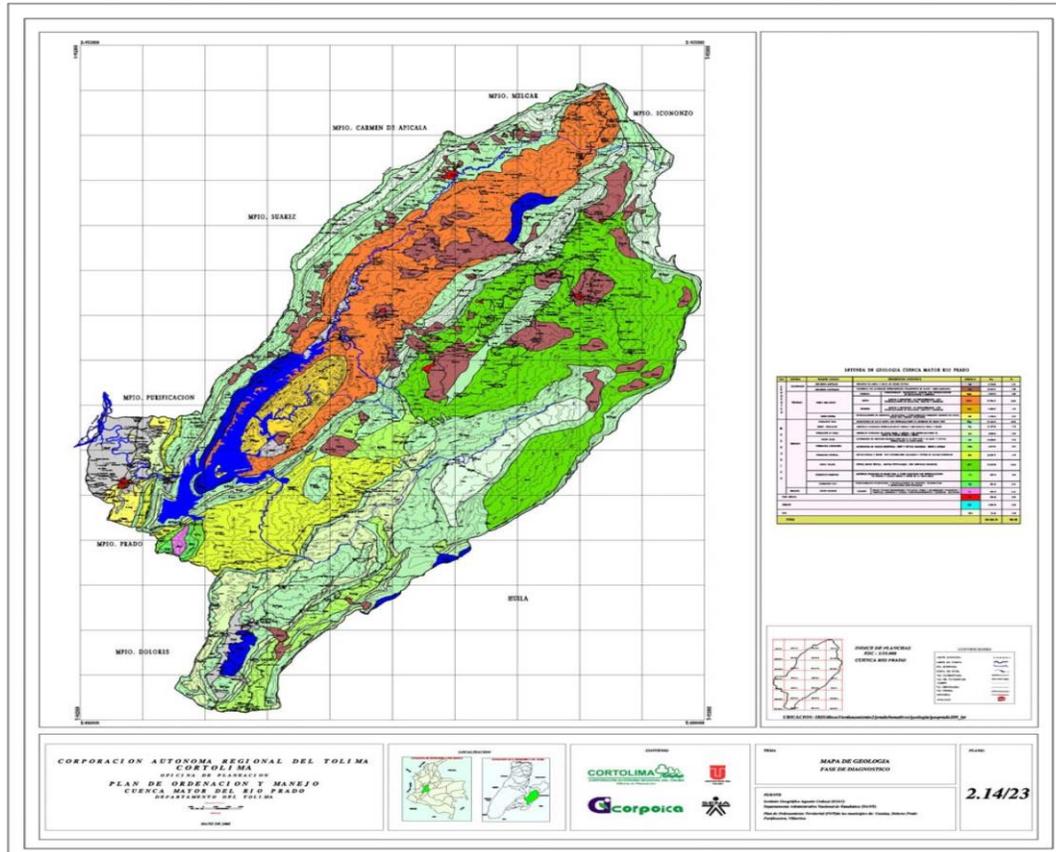
Autor Hettner, A (1892). Redefinida por Pérez, G y Salazar, A (1978) como Grupo Guadalupe, dividen este Grupo en las siguientes Formaciones de base a techo: Formación Arenisca dura constituida por arenitas de bancos muy gruesos con interestratificaciones de limolitas y lodolitas. Formación Plaeners, consiste en arcillolitas y lodolitas silíceas. Formación Arenisca de Labor, formada por bancos gruesos de arenitas separados por capas muy delgadas de arcillolitas. Formación Arenisca Tierna, formada por alternancia de bancos gruesos de arenitas y menos gruesos de lodolitas.

El Grupo Guadalupe se presenta como una franja alargada al Este y Oeste del municipio conformando la Cuchilla Buena Vista, Cuchilla El Páramo, en el Cerro Tocacacho, Cerro Cimalta y

**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

en el Filo Alto Cielo. Los afloramientos más representativos se encuentran sobre la vía Cunday - Carmen de Apicalá y Carretera Cunday - Villarrica, desde la vereda Buena Vista hasta Ventorrillo Conformado por estratos métricos con una alternancia de cuarzoarenitas finas a cuarzoarenitas gruesas de color amarillo a pardo intercalados con lutitas de color gris.

**Figura 3.1 Geología Regional - Oriente - Departamento de Tolima-Mapa Geológico de la Cuenca del Río Prado.**



Fuente: Mapa Geológico de la Cuenca del Río Prado.

Formación Fusagasugá (Pgf): Comprende a una secuencia de lodolitas negras, moradas y blancas, con intercalaciones de arenitas cuarzo lítico feldespático. Su espesor total puede superar los 450 m, y se distribuyen principalmente en una faja de terreno hacia el norte y sur de la población, con longitud de unos 40 Km y ancho de 25 a 30 Km.

Abanico Glacio-fluvial de Fusagasugá (Qtaf): también denominado como Terraza alta de Fusagasugá. Su extensión se prolonga al Este hasta la cuchilla de la Tembladera, a 3800 msnm, dentro de territorio con remanentes glaciales de la cordillera Oriental.

Desde la altitud indicada y mediante procesos glaciales y de descongelamiento de la cubierta de hielo de la última etapa glacial a nivel mundial, se inicia el aporte de detritos hacia las partes topográficamente bajas, y la conformación de una cubierta, hoy denominada como terraza de Fusagasugá.

Su ubicación actual, comprende las cuencas hídricas de los ríos Cajitas -Pasca – Chocho – Cuja - y Sumapaz.

**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

El volumen de los detritos derivados de estos procesos glaciales y Glacio-fluviales, se encuentran distribuidos entre las cotas de 3800 y 800 msnm., donde establecen una gruesa cubierta “sub-horizontal” que actualmente, y ante erosión hídrica vertical y lateral, han establecido una amplia “meseta”, o Terraza alta dentro de la vertiente occidental de la cordillera Oriental.

Lateralmente estos depósitos exponen bordes escarpados-verticales, y extensas superficies llanas, con inclinaciones moderadas al Este y Oeste.

Están compuestas por intercalaciones de bloques sub-redondeados y cantos de arenisca cuarcítica y cuarzosas, en lechos compactos y consolidados.

La extensión del abanico comprende una amplia área dentro del municipio de Pasca, drenado principalmente por la Quebrada Cajitas, que luego a lo largo de una angostura rocosa, se conecta con el área de Fusagasugá, donde se amplía, dentro de las cuencas hidrográficas de los ríos Chocho, Cuja y Sumapaz. Esta ampliación presenta una geometría divergente a manera de abanico.

#### Geología estructural

La Formación Fusagasugá (Pgf), se encuentra hacia el núcleo de una amplia estructura de sinclinal constituido por intercalaciones de niveles blandos y duros, y de edad Pleistocena.

Esta estructura se encuentra afectada longitudinalmente por la falla de Silvania, donde se identifican sutiles flexuras de tipo anticlinal y sinclinal. Los buzamientos.

### **3.2 UNIDADES DE GEOLOGÍA PARA INGENIERÍA (UGI)**

Según Hermelin (1987), se denomina formación superficial al conjunto de materiales que conforman la superficie del terreno hasta profundidades del orden de decenas de metros. Estas formaciones superficiales incluyen rocas con diferentes grados de meteorización, suelos y depósitos inconsolidados según su origen.

Las UGI, se consideran como formaciones correlativas de los procesos morfodinámicos, debido a la acción de agentes exógenos y endógenos que modelan la superficie terrestre, son unidades cartografiables y uno de los productos básicos de la geología aplicada a la ingeniería.

La geología aplicada a la ingeniería constituye así una herramienta básica adecuada para compilar, interpretar y presentar la información temática de utilidad para los campos de mitigación, prevención y control de los riesgos geológicos, al igual que en los impactos ambientales resultantes del desarrollo de diferentes proyectos.; así como otros aspectos de los proyectos como el planeamiento del uso del suelo para el desarrollo urbano, los planes de ordenamiento territorial y el desarrollo minero.

**Tabla 3.1 Unidades de Geológica para Ingeniería (UGI) según su origen.**

| ORIGEN DE LA UGIA         | TIPO DE UGI                           |
|---------------------------|---------------------------------------|
| Derivadas de roca In situ | Roca inalterada                       |
|                           | Saprolito                             |
|                           | Suelos R/residuales                   |
| Depósitos aluviales       | Aluviones recientes o de lecho de río |
|                           | Llanuras aluviales                    |
|                           | Abanicos o conos aluviales            |
|                           | Terrazas aluviales                    |
|                           | Depósitos torrenciales                |

**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

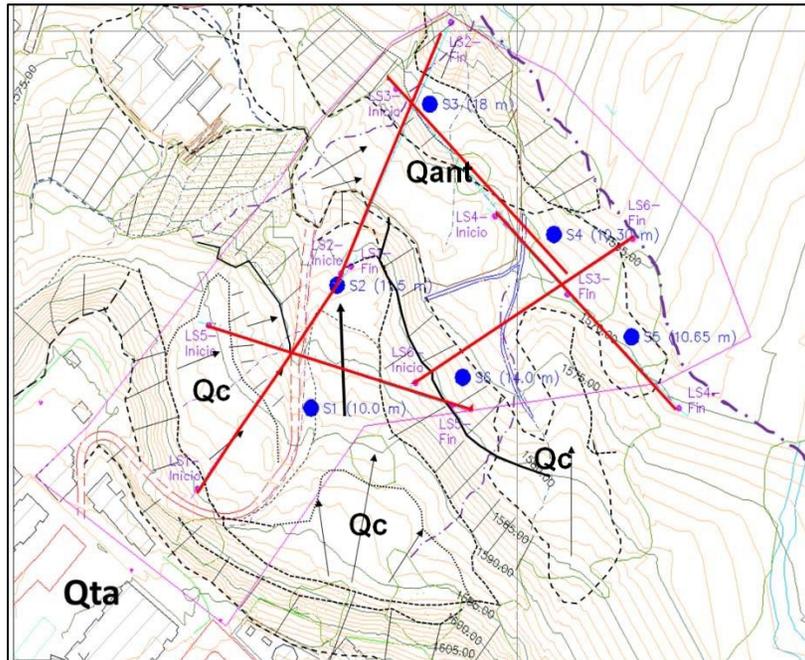
| ORIGEN DE LA UGIA                              | TIPO DE UGI                             |
|--|---|
|  | Depósitos fluvio-torrencial             |
| Depósitos lacustres y paludales                | Depósitos lacustres                     |
| Depósitos de ladera, de vertiente o coluviales | Coluviones                              |
|  | Talus                                   |
|  | Flujos (de lodo, tierra y de escombros) |
|  | Derrubios de pendiente                  |
| Depósitos costeros                             | Deltas, barras, playas, etc.            |
| Depósitos volcánicos                           | Tefras                                  |
|  | Surges                                  |
|  | Flujos piroclásticos                    |
|  | Ignimbritas                             |
|  | Flujos de lodos volcánicos              |
|  | Lahares                                 |
|  | Cenizas                                 |
| Coladas de lava                                |   |
| Depósitos eólicos                              | Dunas                                   |
|  | Loess                                   |
|  | Cenizas volcánicas                      |
| Depósitos glaciares                            | Morrenas y tillitas                     |
|  | Fluvioglaciares                         |
| Depósitos antrópicos                           | Rellenos sanitarios o de basuras        |
|  | Rellenos de excavaciones                |
|  | Escombreras o botaderos                 |

Fuente: Tomado y modificado de Hermelin, 1985 y Salazar, 1995.

### **3.2.1 Descripción de las Unidades Geológicas para Ingeniería (UGI)**

A partir del reconocimiento en campo y de la exploración del subsuelo mediante sondeos de rotación-percusión, excavaciones manuales, y de la fotointerpretación geológica se generó un mapa de materiales superficiales identificados. Las UGI cartografiadas se clasificarán en depósitos y suelos. Las UGI fueron definidas usando la nomenclatura para materiales superficiales utilizada por el Servicio Geológico Colombiano.

**Figura 3.2 Borde de la Terraza de Fusagasugá y depósitos de ladera.**



Se pudo notar la presencia predominantemente de un conjunto de rocas sedimentarias tipo areniscas estratificadas, con matriz limo-arcillosas, las cuales contienen clastos de tamaños gravas a bloques, mineralógicamente dichos clastos están compuestos por materiales cuarzosos y feldespáticos.

La textura de este conjunto es de pobre selección, pues se encuentran clastos con variables tamaños, desde detritos tamaño guijarros hasta bloques. Esto permite saber un estado inmaduro de la roca, lo cual se debe al alto contenido de minerales arcillosos, especialmente en la matriz.

Debido al alto contenido de minerales arcillosos las rocas en este punto son más susceptibles a la erosión física y química, lo cual se evidencia en el estado de dichas arcillas, además de la coloración de los feldespatos.

Dichas areniscas se presentan en estratos, los cuales ocasionalmente se intercalan con pequeños niveles de lentes de lodolitas.

Las perforaciones realizadas, así como los afloramientos en terreno, solo permiten el análisis de este conjunto sedimentario, hacia profundidad se encuentran otro tipo de rocas las cuales se analizaron mediante los métodos geofísicos (tomografía, líneas sísmicas) las cuales son descritas en dicho apartado.

### **3.3 GEOMORFOLOGÍA**

Para la clasificación según el origen de las unidades geomorfológicas, se siguió el Sistema del ITC de Holanda” (Verstappen et. al., 1975, Van Westen Kees y Van Zuidam et. al., 1979, 1993,1982) utilizado por el INGEOMINAS.

**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

**Tabla 3.2 Unidades de Geomorfológicas según su origen.**

| <b>Origen Principal</b>  | <b>Ejemplos De Formas Con Un Origen Especifico</b>   |
|--|--|
| <b>FLUVIAL</b><br>Erosión Fluvial y Sedimentación.                     | Geoformas de acumulación y complejas planicies aluviales, transicionales y erosionales.  |
| <b>LACUSTRE</b><br>Erosión lagunar y sedimentación                     | Geoformas producto de niveles de agua alta (terrazas), fondos de lagos. (Evaporitas/playa, no evaporitas).   |
| <b>MARINO</b><br>Erosión Marina y Sedimentación                        | Geoformas de ambientes de alta energía (materiales de grano grueso); de ambientes de baja energía (materiales de grano fino); y asociadas a complejos levantamientos.                                    |
| <b>VOLCÁNICO</b><br>Actividad Volcánica                                | Geoformas de conos, cráteres, escarpes volcánicos, flujos de lava y labradas en materiales piroclásticos.  |
| <b>DENUDACIONAL</b><br>Meteorización, desgaste de masa, erosión linear | Geoformas asociadas a desgastes, efectos litológicos no mayores. Geoformas influenciadas por la litología y erosión fluvial linear y asociadas con procesos denudativos específicos (desgaste de masas). |
| <b>ESTRUCTURAL</b><br>Fallamiento                                      | Geoformas asociadas con las capas de roca estratificadas o estructuralmente controladas, relacionadas con plegamientos, fallamiento y levantamiento.   |
| <b>ESTRUCTURAL-DENUDACIONAL</b>  | Asociaciones denudacionales y estructurales.   |
| <b>KARSTICO</b><br>Solución y redepositación                           | Geoformas positivas (colinas), negativas (depresiones), estructurales y otras (complejos).   |
| <b>EÓLICO</b><br>Erosión por el viento y Sedimentación.                | Geoformas de acumulación (Activas /No activas) y de deflación.   |
| <b>GLACIAL</b><br>Erosión y Sedimentación.                             | Geoformas erosionales predominantemente de glaciación continentales, glaciación de montañas y de acumulación (predominantemente morrenas, hielo y lomos).  |
| <b>ANTROPOGÉNICO</b>   | Aquellas formas del relieve que son el producto de modificaciones causadas por la intervención del hombre.   |

El terreno de interés exhibe un escalonamiento “irregular”, por debajo del escarpe superior o borde de la terraza regional de Fusagasugá.

Se descarta la posibilidad que los escalones o escarpes morfológicos puedan corresponder a niveles de otras terrazas, debido a que tienen direcciones diferentes, las cuales son variables, y adicionalmente exponen una distribución discontinua lateralmente.

La disposición de la parte superior de cada escalón, por encima de los escarpes morfológicos presentan una condición ondulada y lobulada, bien longitudinalmente como radialmente, contrario a los niveles de terrazas aluviales, los cuales generalmente exhiben superficies rasas y netas.

El cauce de la quebrada ubicada hacia el límite inferior del lote, denota una mayor profundización, justamente en este sector, y no ocurre igual situación hacia aguas arriba, como hacia aguas abajo.

Dentro del análisis geomorfológico, se puede apreciar el mencionado escalonamiento del terreno, dentro del lote.

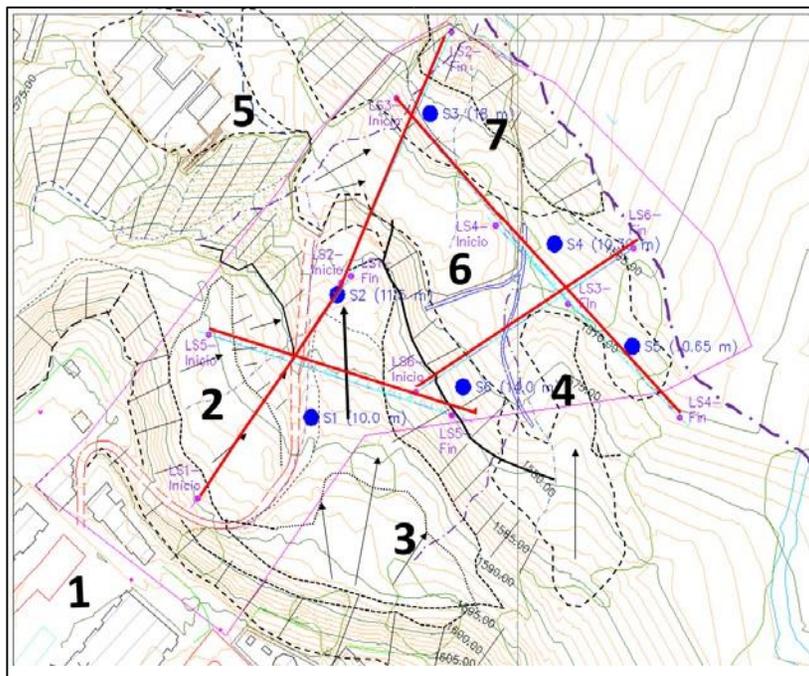
**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

El nivel superior, de condición regional, coincide con la superficie de la terraza de Fusagasugá, y presenta una altura de unos 14 m y geometría escarpada con disposición hacia la verticalidad. Inmediatamente hacia abajo, aparecen otros escalones, con una mayor concentración de lóbulos o sub-divisiones.

Sobre la base topográfica, se resaltaron las diferentes laderas, de acuerdo a la pendiente y geometría, véase (mapa geomorfológico). Dentro de este concepto, y las observaciones realizadas en el terreno, se identificaron los diferentes escalones del terreno.

Se identificaron principalmente hacia la parte central del lote, donde se pueden apreciar, las intercalaciones de laderas escarpadas y laderas “aborregadas” o con pendientes ligeramente convexas y radiales; así como otras moderadamente alargadas con pendiente suaves, y limitadas lateralmente por otras escarpadas.

**Figura 3.3 Bloques geomorfológicos y líneas de dirección de movimiento en masa no activo.**



La apreciación y la distribución de estos elementos morfológicos, sugieren la presencia de un movimiento en masa no activo, pero si con evidencia de desarrollo sub-reciente. Para su confirmación se comparan estas apreciaciones con la exploración geofísica mediante ensayos de refracción de ondas sísmicas.

## **4 EXPLORACIÓN DE CAMPO**

Con base en la información geológica, geomorfológica y condiciones generales observadas durante el reconocimiento geotécnico y junto a los criterios generales de la guía del SGC-2016, para estudios detallados donde recomienda ubicar por lo menos tres (3) sondeos que permitan identificar el perfil geotécnico, el espesor de los materiales y la zona de falla potencial, se realizó la planeación de las investigaciones geotécnicas, que se desarrollaron por medio de una exploración directa la cual cuenta con un registro de campo donde se identifica el tipo de exploración, su localización, tipo y profundidad de las muestras obtenidas, descripción visual de las muestras, cambios estratigráficos observados, condiciones del nivel de agua de subsuelo y demás parámetros que son de interés para la caracterización geotécnica.

La investigación del subsuelo se tomó del estudio del ingeniero Andrés Pimiento donde realizó mediante la ejecución de doce (16) sondeos (tipo apique) con equipo mecánico, dada la composición del suelo encontrado un tipo de limo arcilla arenosa de color ocre-amarillo, se pudo llegar a la profundidad mínima requerida con equipo rotacional.

La ubicación de los apiques se realizó conforme a la disposición mostrada, se realiza los registros de sondeos tal como muestra anexo 1.

Utilizando hoyadores, zapapicos, barras y palas, se alcanzaron profundidades entre 0.8 m y 18 m, bajo el nivel actual del terreno, con toma de muestras alteradas en bolsa, para identificación de los diferentes estratos que componen el perfil de suelo; y muestras inalteradas, tipo Shelby (tubos de pared delgada) de 10.0 cm de diámetro (ASTM D 1587), para la medición de los parámetros geomecánicos o de resistencia del suelo; la campaña de prospección geotécnica se efectuó, con un clima predominantemente seco, precedido por días con algunas lluvias aisladas. Se relaciona la profundidad de los sondeos acorde a la prospección geotécnica, como se indica en la siguiente Tabla, donde se presentan las profundidades máximas alcanzadas por cada uno de los apiques practicados. A continuación, se presentan unas imágenes tomadas durante la campaña de prospección geotécnica.

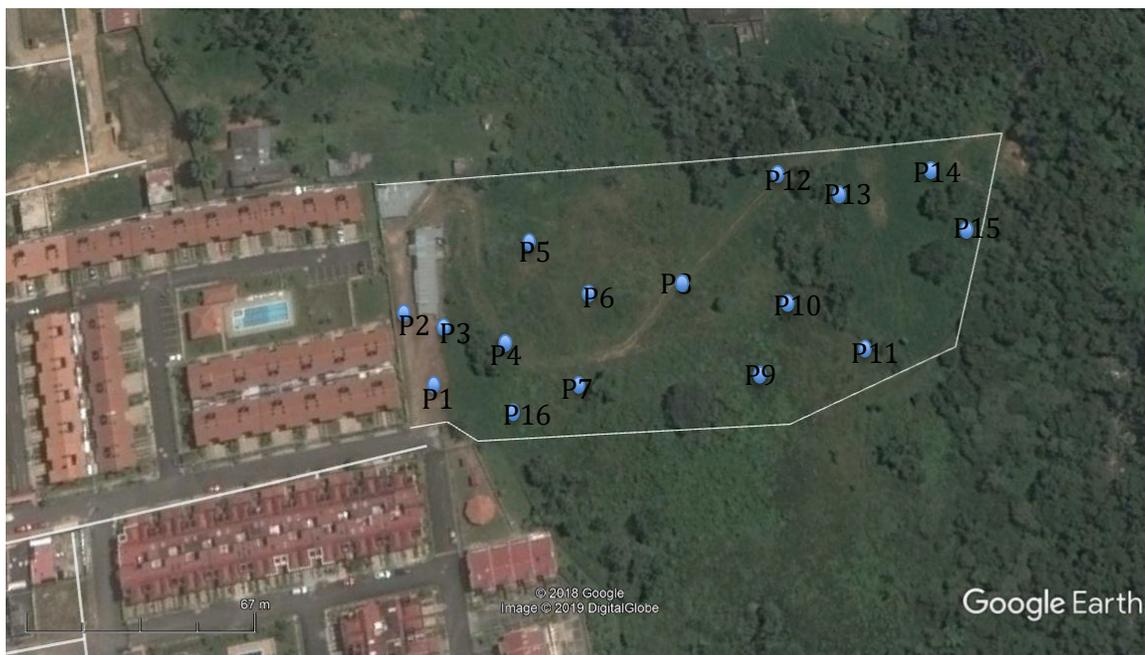
**Tabla 4.1 Sondeos realizados por el ingeniero Andrés Pimiento.**

| <b>PERFORACIÓN<br/>No</b> | <b>PROFUNDIDAD<br/>SONDEO m</b> | <b>OBSERVACIONES</b>  |
|---------------------------|---------------------------------|---|
| P#1                       | 1.2                             | Se encuentra suelo limo arenoso ocre no hay presencia de NF |
| P#2                       | 1.6                             | Se encuentra suelo limo arenoso ocre no hay presencia de NF |
| P#3                       | 1                               | Se encuentra suelo limo arenoso ocre no hay presencia de NF |
| P#4                       | 2                               | Se encuentra suelo limo arenoso ocre no hay presencia de NF |
| P#5                       | 1.2                             | Se encuentra suelo limo arenoso ocre no hay presencia de NF |
| P#6                       | 1.5                             | Se encuentra suelo limo arenoso ocre no hay presencia de    |

**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

| PERFORACIÓN No | PROFUNDIDAD SONDEO m | OBSERVACIONES   |
|----------------|----------------------|---|
|                |                      | NF  |
| P#7            | 1.3                  | Se encuentra suelo limo arenoso ocre no hay presencia de NF |
| P#8            | 1.1                  | Se encuentra suelo limo arenoso ocre no hay presencia de NF |
| P#9            | 1.1                  | Se encuentra suelo limo arenoso ocre no hay presencia de NF |
| P#10           | 1.5                  | Se encuentra suelo limo arenoso ocre no hay presencia de NF |
| P#11           | 1.2                  | Se encuentra suelo limo arenoso ocre no hay presencia de NF |

**Figura 4.1 Localización de Exploración de Campo realizada por el ingeniero Andrés Pimiento.**



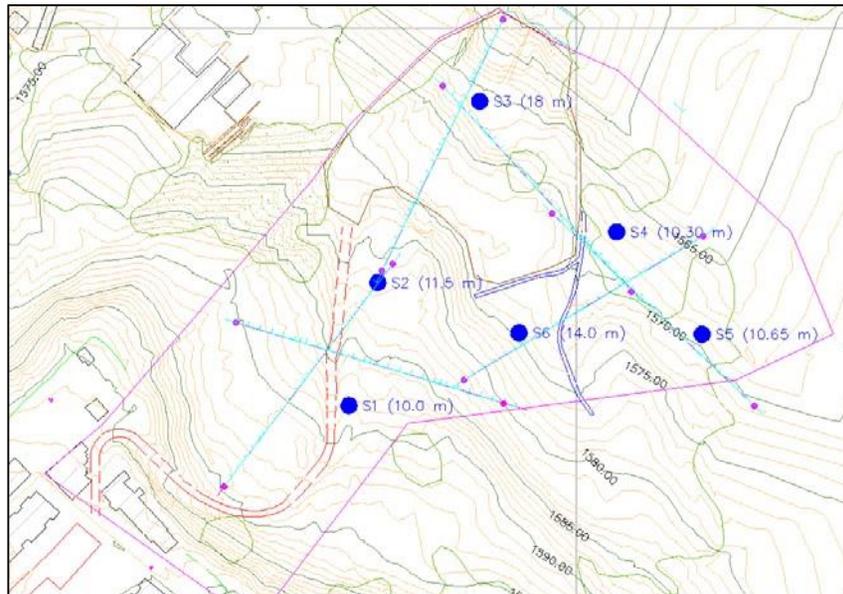
Adicionalmente se tuvo en cuenta el INFORME AS-IGR-58-16 realizado por INGENIERÍA Y GEORIESGOS IGR SAS – Versión, en este se realizan seis sondeos a profundidades mayores por tal razón no se consideró profundizar más los sondeos ya que se constata en sitio los perfiles consignados en el informe mencionado, por ello hacemos referencia a que dicho estudio es tomado como insumo para la ejecución del presente informe.

**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

**Tabla 4.2 Tomado de INFORME AS-IGR-58-16- INGENIERÍA Y GEORIESGOS IGR SAS - Versión 1 -Profundidad Máxima Alcanzada por los Sondeos.**

| SONDEO | PROFUNDIDAD (m) | ESTE   | NORTE  |
|--------|-----------------|--------|--------|
| S1     | 10              | 966925 | 972875 |
| S2     | 11.5            | 966934 | 972916 |
| S3     | 18              | 966960 | 972981 |
| S4     | 10.3            | 967013 | 972933 |
| S5     | 10.65           | 967041 | 972899 |
| S6     | 14              | 966981 | 972899 |

**Figura 4.2 Localización de Exploración de Campo realizada por el INFORME AS-IGR-58-16- INGENIERÍA Y GEORIESGOS IGR SAS - Versión 1.**



De esta exploración se obtuvieron muestras representativas para la caracterización físico-mecánica de los materiales.

## 4.1 SONDEOS GEOTÉCNICOS

Para la caracterización geotécnica se realizaron ensayos de penetración estándar SPT en el área de estudio, con el fin de determinar la profundidad a la que se encuentra el suelo competente y así mismo conocer los espesores de los suelos presentes en la zona estudiada.

El Ensayo de Penetración Estándar, es una prueba dinámica algo sencilla, que se realiza a medida que se hacen las perforaciones y permite obtener la resistencia del suelo in situ.

La mecánica de la prueba y el equipo a utilizar corresponden a lo descrito en la norma ASTM D 1586-67 y en resumen consiste en hincar en el estrato de interés un maestreado del tipo Cuchara Partida (Split Spoon Sampler) de diámetro 2", golpeándolo con un martillo de 63,5 Kg de peso, que se deja caer en forma libre desde 30" de altura, contando el número de golpes necesarios para lograr una penetración de 1 Pie, este número, se anota como N y es el resultado de la prueba.

A continuación, se muestran cada uno de los sondeos realizados en el área de estudio.

**Tabla 4.3 Evidencia de exploración realizada.**

|   |  |   |
|---|--|---|
|   |   |   |
| <b>Panorámica sondeo 1</b>  | <b>Panorámica sondeo 2</b>   | <b>Movilización equipo sondeo 3</b>   |
|  |  |  |
| <b>Movilización equipo sondeo 4</b>   | <b>Sondeo 5 Muestra 6 3.35 m – 4.35 m</b>  | <b>Sondeo 6 Muestra 16 7.30 m – 7.75 m</b>  |

**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

|  |   |  |
|--|---|--|
|   |   |                       |
| <p><b>Línea sísmica 1</b></p>  | <p><b>Línea sísmica 2 sobre relleno</b></p>   | <p><b>Línea sísmica 3 transversal a la pendiente del relleno y finalizando sobre terreno natural</b></p> |
|  |  |                      |
| <p><b>Línea sísmica 4</b></p>  | <p><b>Línea sísmica 5</b></p>   | <p><b>Línea Sísmica 6</b></p>  |

**4.2 METODOLOGÍA PARA DESCRIPCIÓN DE MUESTRAS**

Una vez ejecutados los sondeos y apiques se realizó la descripción detallada de las muestras valiéndonos de los resultados de campo y laboratorio, realizamos la descripción detallada del material para determinar la estratificación de los suelos del área en estudio.

Para la descripción de las muestras se basó en la especificación INVIAS I.N.V.E – 102 – 13 Descripción e identificación de Suelos (Procedimiento Visual y Manual), teniendo en cuenta criterios como:

- Tamaño de las partículas
- Condiciones de humedad
- Consistencia
- Color

**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

El ensayo SPT tiene su principal utilidad en la caracterización de suelos granulares (arenas o gravas arenosas), en las que es muy difícil obtener muestras inalteradas para ensayos de laboratorio.

También existen correlaciones en el caso de que el terreno sea cohesivo, pero al ser un ensayo prácticamente instantáneo, no se produce la disipación de los incrementos de presiones intersticiales generados en estos suelos arcillosos por efecto del golpeo, lo que claramente debe influir en el resultado de la prueba.

A continuación, se presentan las correlaciones que permiten la interpretación general de los resultados de los ensayos realizados:

**Tabla 4.4 Condiciones de Humedad.**

| CRITERIOS DE DESCRIPCIÓN |   |
|--------------------------|---|
| Seca                     | Ausencia de humedad, polvorosa, seca al tacto                           |
| Húmeda                   | Húmeda, pero sin agua visible   |
| Saturada                 | Generalmente cuando el suelo está bajo el nivel freático – agua visible |

Fuente: Especificaciones INVIAS I.N.V.E – 102 – 13.

**Tabla 4.5 Guía para describir la consistencia de suelos granulares.**

| NÚMERO DE PENETRACIÓN<br>N | CONSISTENCIA | ESTADO DEL SUELO |
|----------------------------|--------------|------------------|
| 0 a 3                      | 0 a 15       | Muy suelto       |
| 3 a 8                      | 15 a 35      | Suelto           |
| 8 a 25                     | 35 a 65      | Medio            |
| 25 a 42                    | 65 a 85      | Denso            |
| 42 a 58                    | 85 a 100     | Muy denso        |

Fuente: Jamiolkowski y otros, “New correlations of penetration tests for design practice” Penetration testing, 1988 ISOPT-1, Balkema, 1988).

**Tabla 4.6 Guía para describir la consistencia de suelos arcillosos.**

| NÚMERO DE PENETRACIÓN<br>N | CONSISTENCIA | ESTADO DEL SUELO |
|----------------------------|--------------|------------------|
| 0 a 2                      | Muy blanda   | 0 a 25           |
| 2 a 5                      | Blanda       | 25 a 50          |
| 5 a 10                     | Medio firme  | 50 a 100         |
| 10 a 20                    | Firme        | 100 a 200        |
| 20 a 30                    | Muy firme    | 200 a 400        |
| > 30                       | Dura         | > 400            |

Fuente: Braja Das. “Principios de ingeniería de cimentaciones”, Thomson Editores, México, 1999.

### 4.3 ENSAYOS DE EXPLORACIÓN INDIRECTA – LÍNEAS SÍSMICAS

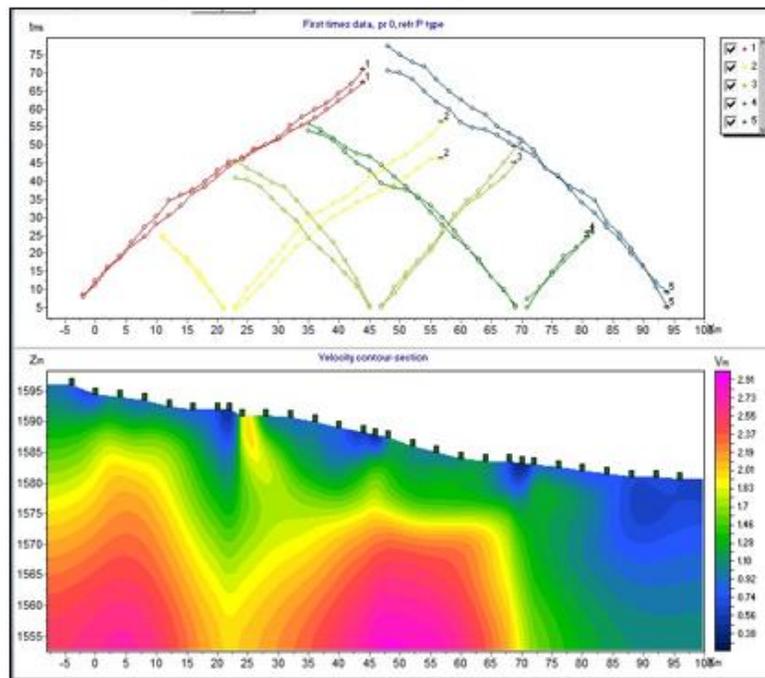
Para el análisis sísmico en detalle del lote se realizaron seis líneas sísmicas, a partir de las cuales, y con base en las velocidades de propagación y refracción se pudo determinar espesor aproximado de capas sedimentarias, profundidad de basamento, así como presencia de microfallas que puedan afectar la estabilidad del proyecto.

A continuación, se presentan los resultados de las 6 líneas sísmicas realizadas.

#### 4.3.1 Línea sísmica 1

Tomografía: En la Figura se observa el perfil de tomografía, en donde se aprecia una capa superficial de espesor variable significativamente mayor al final de la línea, la cual presenta un valor medio de velocidad de onda compresional  $V_p$  de 500 m/s, seguida de una capa con un espesor medio de 10 m la cual presenta valores de  $V_p$  entre 920 y 1460 m/s. Posteriormente se observa una capa con espesor medio de 12 m con valores de  $V_p$  entre 1500 y 2300 m/s. Finalmente se aprecia al inicio y en la zona media del perfil concentraciones de mayores valores de  $V_p$  alcanzando hasta 2900 m/s.

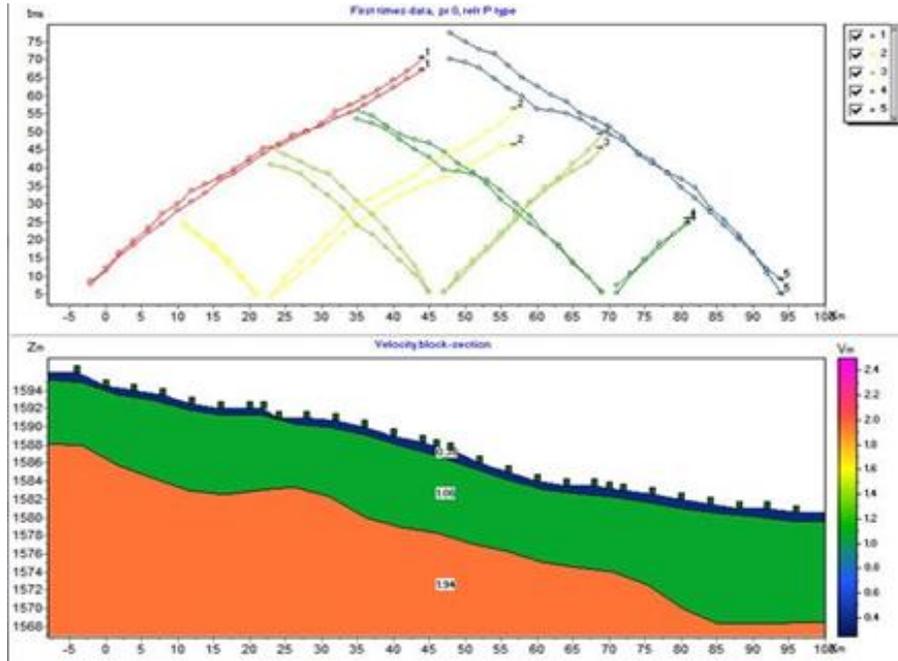
**Figura 4.3 Perfil de Tomografía VP – LS1.**



Perfil de Velocidad de ondas de compresión  $V_p$ : en la Figura se observa el perfil simplificado de  $V_p$ , encontrando una capa superficial de 2 m de espesor con un valor de  $V_p$  de 380 m/s; a continuación, una capa hasta los 11 a 13 m de profundidad con un valor de  $V_p$  de 1060 m/s y finalmente una capa con un valor de  $V_p$  de 1940 m/s.

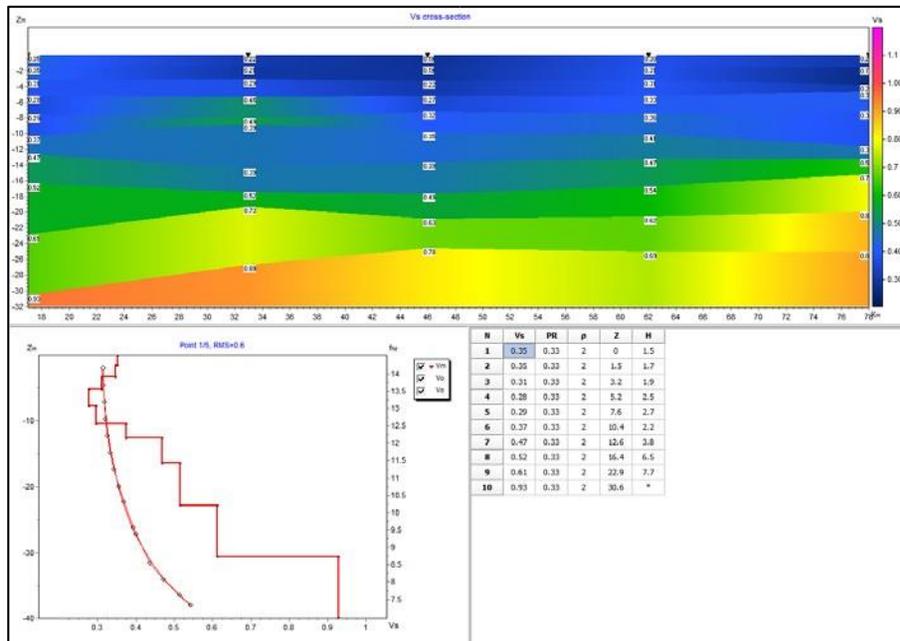
**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

**Figura 4.4 Perfil de Simplificado VP – LS1.**



Perfil de velocidad de onda de corte  $V_s$ : En la Figura se observa el perfil de velocidad de onda de corte  $V_s$  obtenido del análisis MASW, con base en 5 puntos de golpeo ejecutados en campo; obteniendo entre los 0 y 12 m de profundidad un valor medio de  $V_s$  de 400 m/s, seguido de una capa hasta los 26 m de profundidad donde la velocidad de onda de corte aumenta hasta un valor medio de 600 m/s; Finalmente de 26 a 30 se observa una capa con un valor medio de  $V_s$  de 800 m/s.

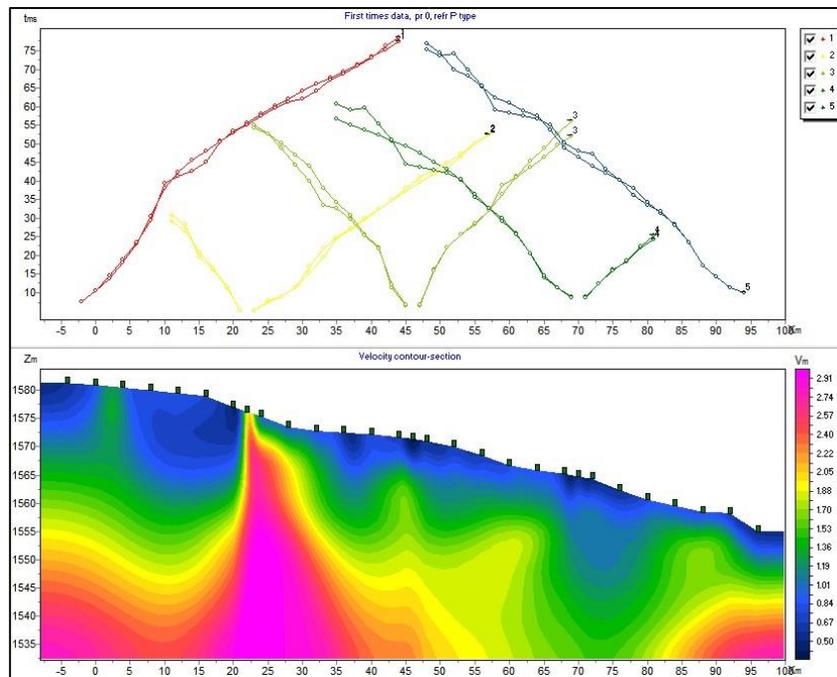
**Figura 4.5 Perfil de velocidad de onda de corte  $V_s$  – LS1.**



### 4.3.2 Línea sísmica 2

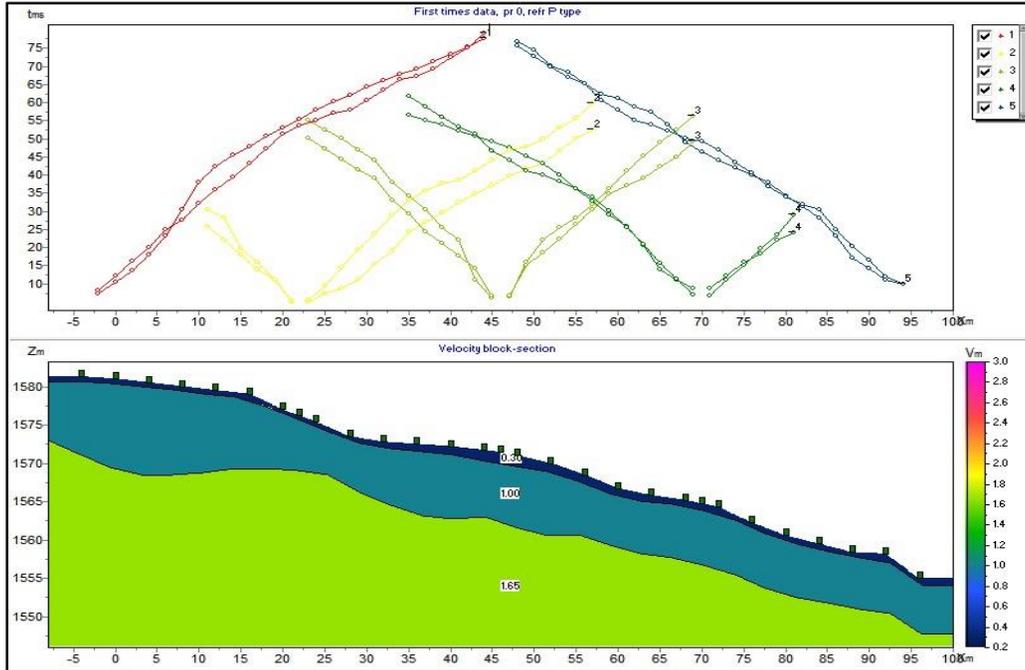
Tomografía: En la figura se observa el perfil de tomografía, en donde se aprecia una capa superficial de espesor variable, la cual presenta un valor medio de velocidad de onda compresional  $V_p$  de 500 m/s, seguida de una capa con un espesor medio de 15 m la cual presenta valores de  $V_p$  entre 840 y 1530 m/s. Posteriormente se observa una capa con espesor medio de 10 m con valores de  $V_p$  entre 1700 y 2050 m/s. Finalmente se aprecia al inicio y hacia el final de la línea concentraciones de mayores valores de  $V_p$  alcanzando hasta 2910 m/s. Cabe resaltar que desde la abscisa 25 hasta el final de la línea los materiales superficiales corresponden al relleno conformado por limos orgánicos con raíces, algunos fragmentos de roca y en menor medida escombros de construcción.

**Figura 4.6 Perfil de Tomografía VP – LS2.**



Perfil de Velocidad de ondas de compresión  $V_p$ : en la Figura se observa el perfil simplificado de  $V_p$ , encontrando una capa superficial de 2 a 3 m de espesor con un valor de  $V_p$  de 300 m/s; a continuación, una capa hasta los 10 m de profundidad con un valor de  $V_p$  de 1000 m/s y finalmente una capa con un valor de  $V_p$  de 1650 m/s.

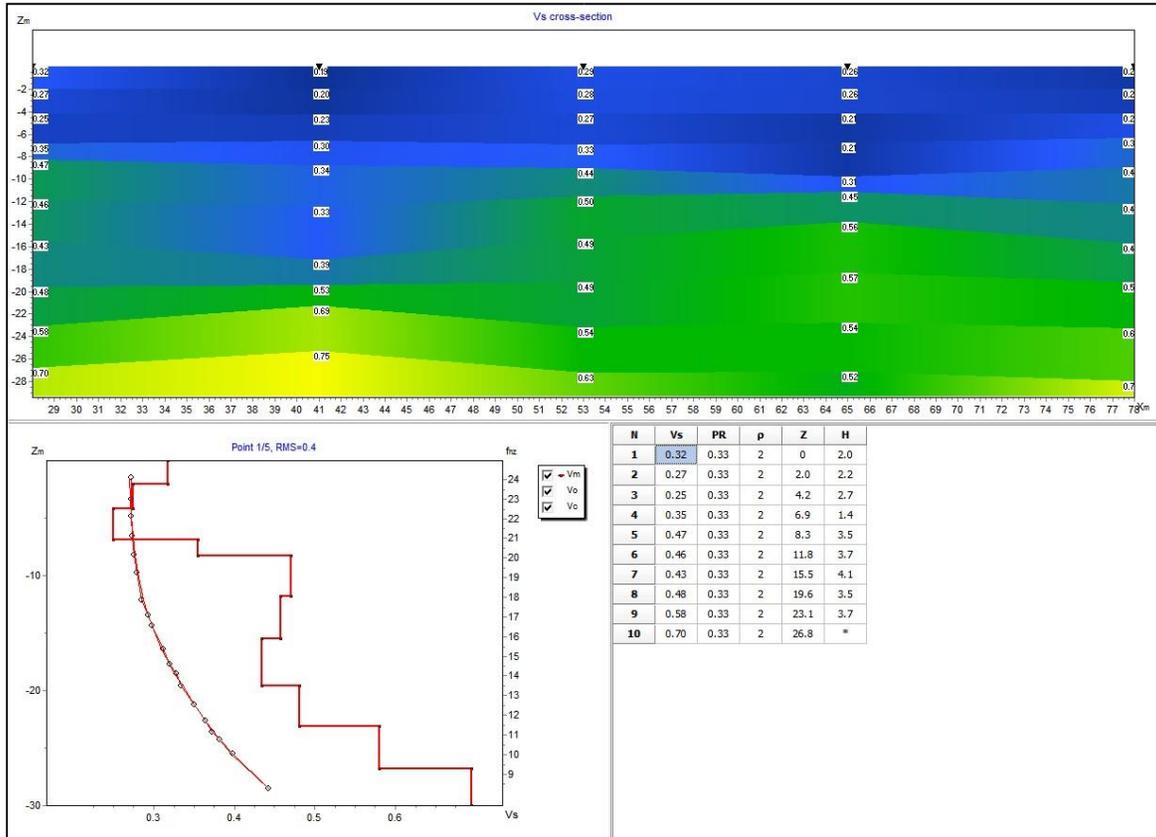
**Figura 4.7 Perfil de Simplificado VP – LS2.**



Perfil de velocidad de onda de corte  $V_s$ : En la Figura se observa el perfil de velocidad de onda de corte  $V_s$  obtenido del análisis MASW, con base en 5 puntos de golpeo ejecutados en campo; obteniendo entre los 0 y 10 m de profundidad un valor medio de  $V_s$  de 280 m/s, seguido de una capa hasta los 20 m de profundidad donde la velocidad de onda de corte aumenta hasta un valor medio de 430 m/s; finalmente de 20 a 30 se observa una capa con un valor medio de  $V_s$  de 590 m/s.

**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

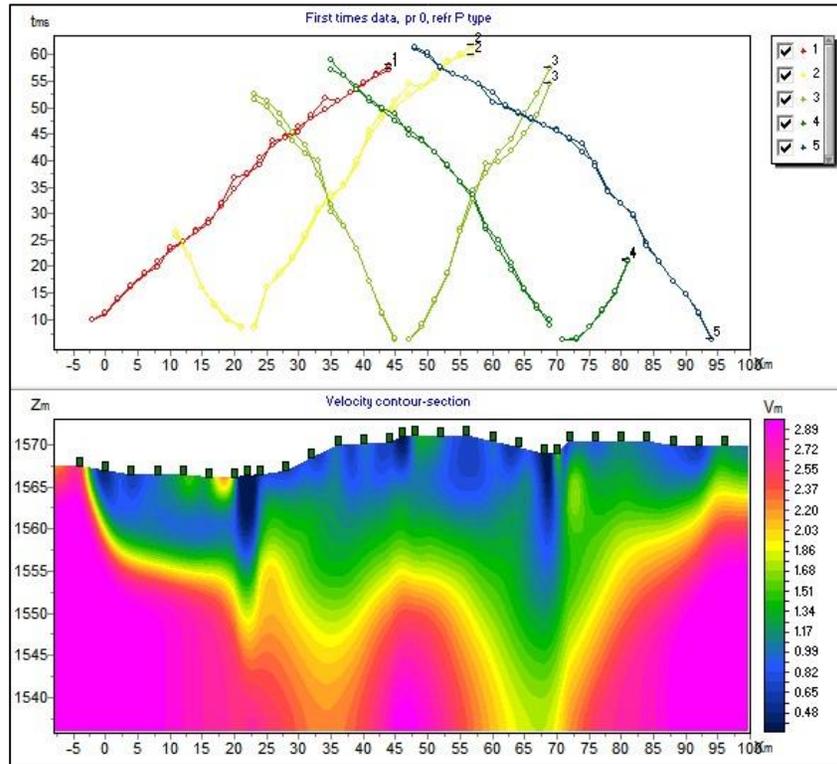
**Figura 4.8 Perfil de velocidad de onda de corte Vs – LS2.**



### 4.3.3 Línea sísmica 3

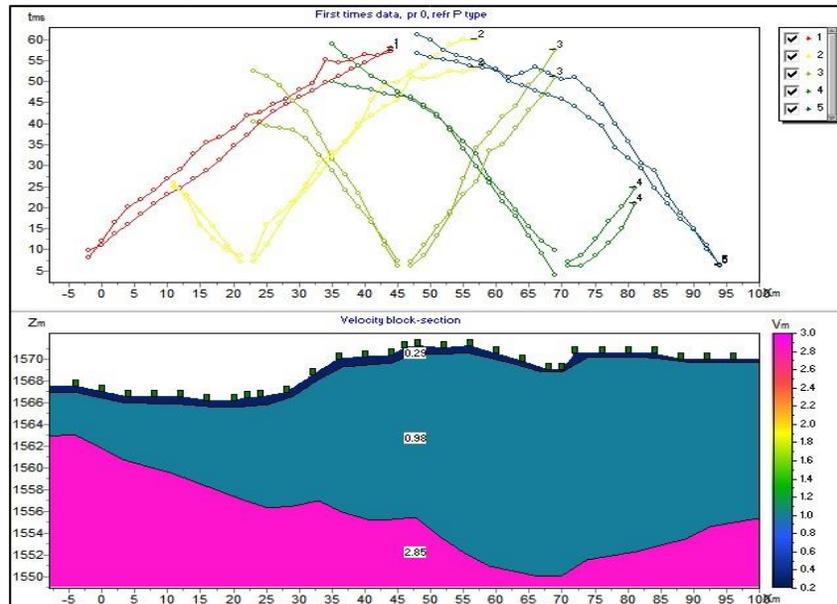
Tomografía: En la Figura se observa el perfil de tomografía para esta línea sísmica ejecutada hacia la zona baja del lote en sentido perpendicular a la pendiente del terreno y abarcando transversalmente buena parte de la zona de relleno. Se aprecia una capa superficial de espesor variable de hasta 8 m, la cual presenta un valor medio de velocidad de onda compresional  $V_p$  de 560 m/s, seguida de una capa con un espesor medio de 4 m la cual presenta valores de  $V_p$  entre 990 y 1860 m/s. Posteriormente se observa una capa con espesor medio de 15 m con valores de  $V_p$  superiores a 2030 m/s.

**Figura 4.9 Perfil de Tomografía VP – LS3.**



Perfil de Velocidad de ondas de compresión  $V_p$ : en la Figura se observa el perfil simplificado de  $V_p$ , encontrando una capa superficial de 2 m de espesor con un valor de  $V_p$  de 280 m/s; a continuación, una capa de espesor variable entre 4 y 14 m de profundidad con un valor de  $V_p$  de 980 m/s y finalmente una capa con un valor de  $V_p$  de 2850 m/s.

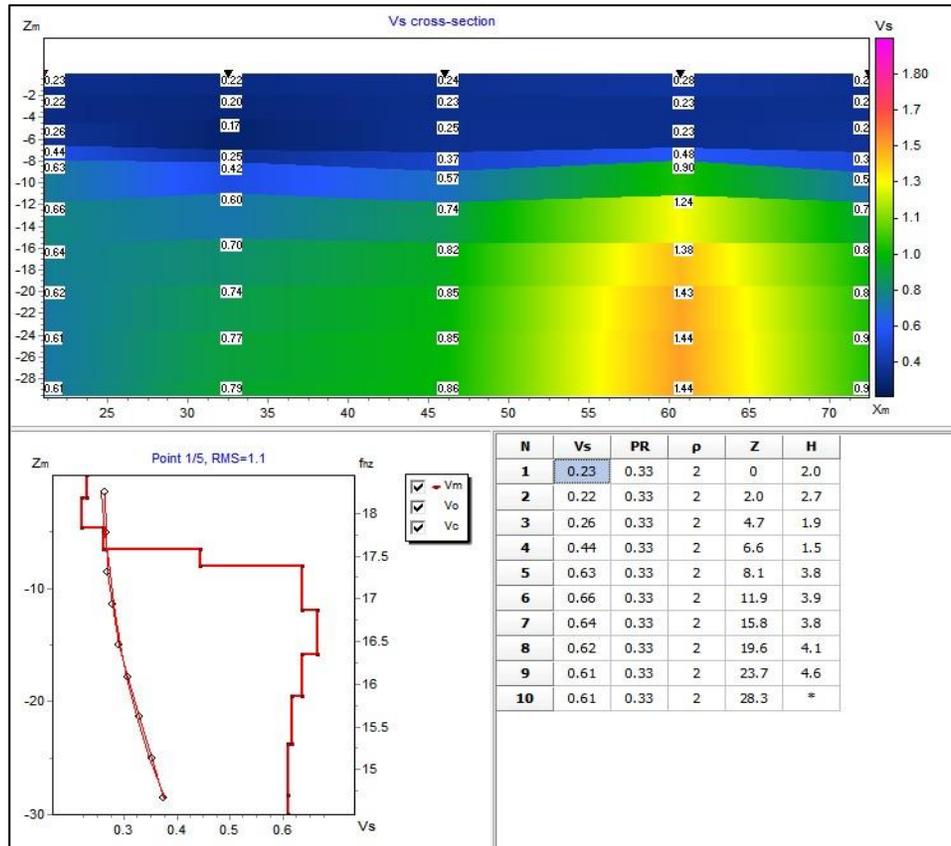
**Figura 4.10 Perfil de Simplificado VP – LS3.**



**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

Perfil de velocidad de onda de corte Vs: En la Figura se observa el perfil de velocidad de onda de corte Vs obtenido del análisis MASW, con base en 5 puntos de golpeo ejecutados en campo; obteniendo entre los 0 y 8 m de profundidad un valor medio de Vs de 246 m/s, seguido de una capa hasta los 12 m de profundidad donde la velocidad de onda de corte aumenta hasta un valor medio de 604 m/s; finalmente de 20 a 27 se observa una capa con un valor medio de Vs de 916 m/s.

**Figura 4.11 Perfil de velocidad de onda de corte Vs – LS3.**

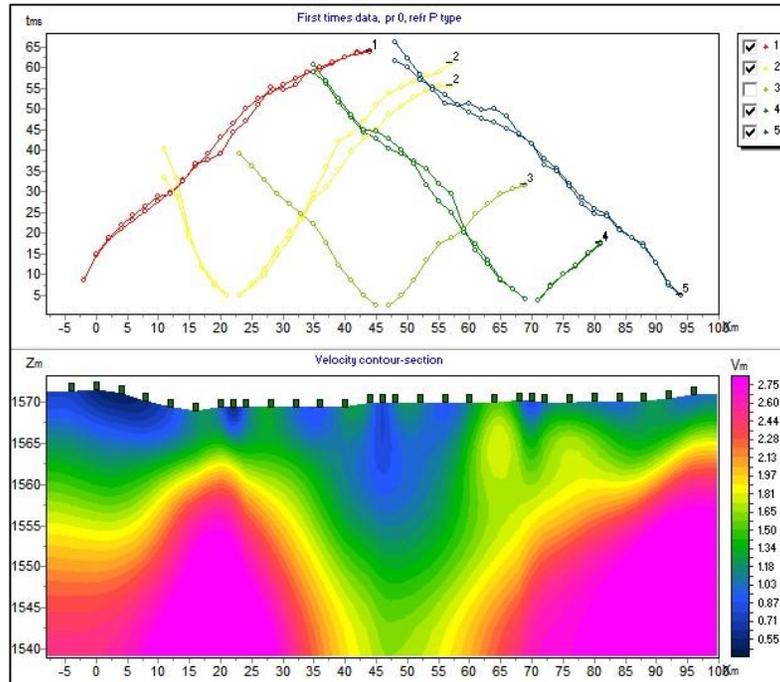


#### 4.3.4 Línea sísmica 4

Tomografía: En la Figura se observa el perfil de tomografía para esta línea sísmica ejecutada hacia la zona baja del lote en sentido perpendicular a la pendiente del terreno y abarcando transversalmente en su parte inicial la zona de relleno. Se aprecia una capa superficial de espesor variable de hasta 8 m, la cual presenta un valor medio de velocidad de onda compresional Vp de 605 m/s, seguida de una capa con un espesor medio de 7 m la cual presenta valores de Vp entre 710 y 1650 m/s. Posteriormente se observa una capa con espesor medio de 15 m con valores de Vp entre 1650 y 2130 m/s. Finalmente se identifica una capa con valores de Vp entre 2130 y 2750 m/s. Es importante mencionar que en las líneas sísmicas transversales situadas hacia la zona baja del lote se identifican contornos hacia el centro con velocidades de onda inferiores a las zonas laterales, lo cual permite inferir la presencia de materiales de menor rigidez que quizás pudieron ser sedimentos depositados en un antiguo canal y que posteriormente fueron cubierto por materiales más recientes.

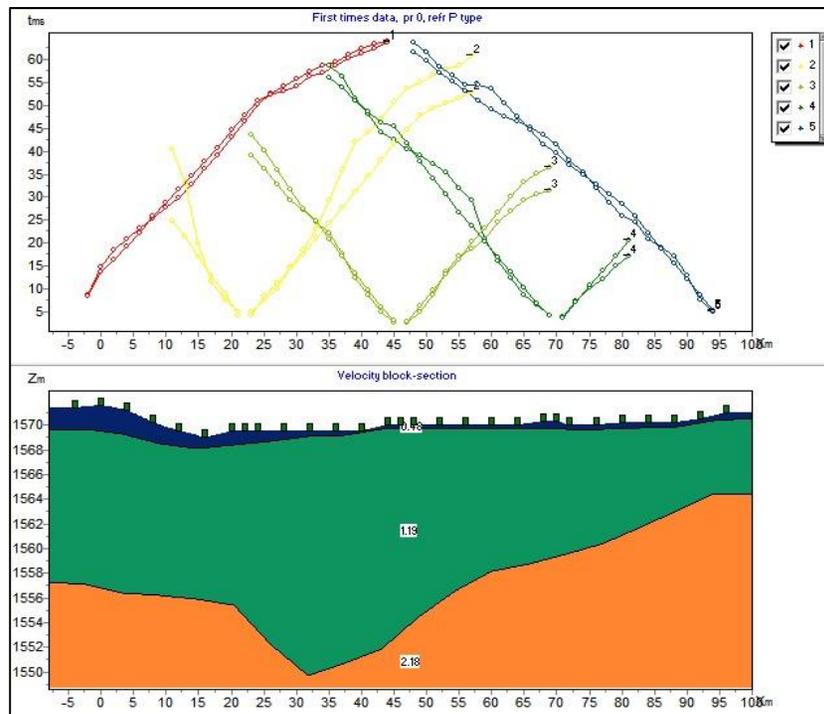
**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

**Figura 4.12 Perfil de Tomografía VP – LS4.**



Perfil de Velocidad de ondas de compresión  $V_p$ : en la Figura se observa el perfil simplificado de  $V_p$ , encontrando una capa superficial de 2 m de espesor con un valor de  $V_p$  de 280 m/s; a continuación, una capa de espesor variable entre 4 y 14 m de profundidad con un valor de  $V_p$  de 980 m/s y finalmente una capa con un valor de  $V_p$  de 2850 m/s.

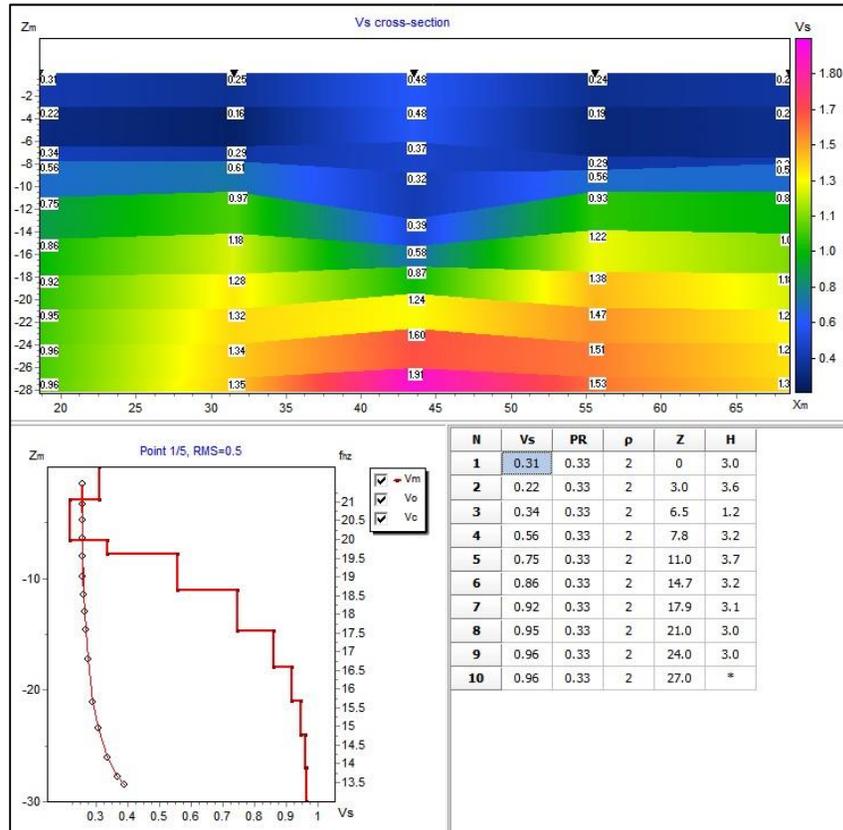
**Figura 4.13 Perfil de Simplificado VP – LS4.**



**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

Perfil de velocidad de onda de corte Vs: En la Figura se observa el perfil de velocidad de onda de corte Vs obtenido del análisis MASW, con base en 5 puntos de golpeo ejecutados en campo; obteniendo entre los 0 y 8 m de profundidad un valor medio de Vs de 230 m/s, seguido de una capa hasta los 12 m de profundidad donde la velocidad de onda de corte aumenta hasta un valor medio de 522 m/s; posteriormente de 12 a 21 m un valor medio de Vs de 968 m/s y finalmente de 21 a 28 se observa una capa con un valor medio de Vs de 1238 m/s.

**Figura 4.14 Perfil de velocidad de onda de corte Vs – LS4.**

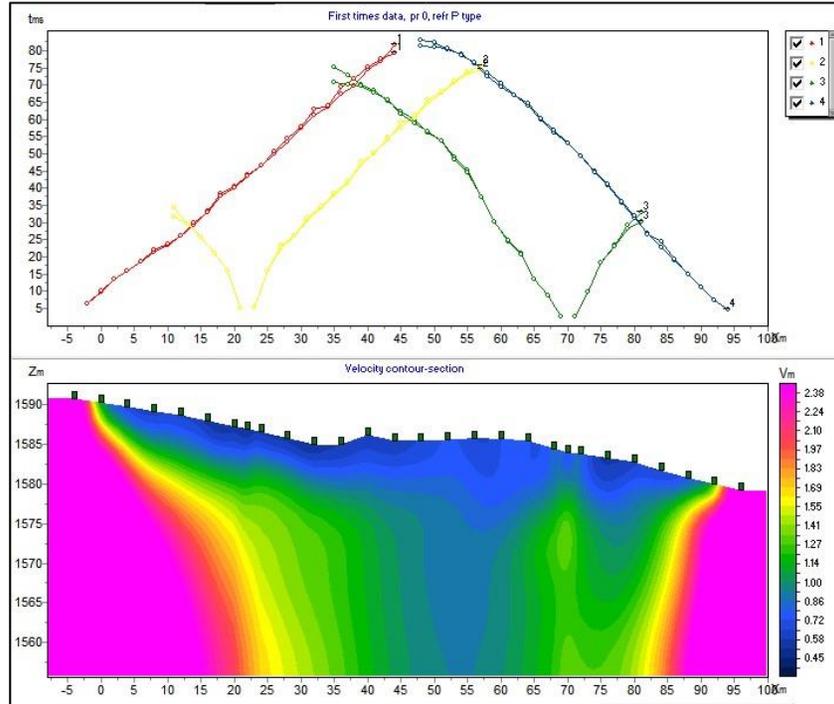


**4.3.5 Línea sísmica 5**

Tomografía: En la Figura se observa el perfil de tomografía para esta línea sísmica ejecutada hacia la zona media del lote en sentido perpendicular a la pendiente del terreno, donde no se observan rellenos antrópicos. Se aprecia una capa superficial de espesor variable de hasta 5 m, la cual presenta un valor medio de velocidad de onda compresional Vp de 585 m/s, seguida de una capa con un espesor medio de 7 m la cual presenta valores de Vp entre 720 y 1550 m/s. Finalmente se identifica una capa hacia los extremos de la línea con valores de Vp mayores a 1970 m/s.

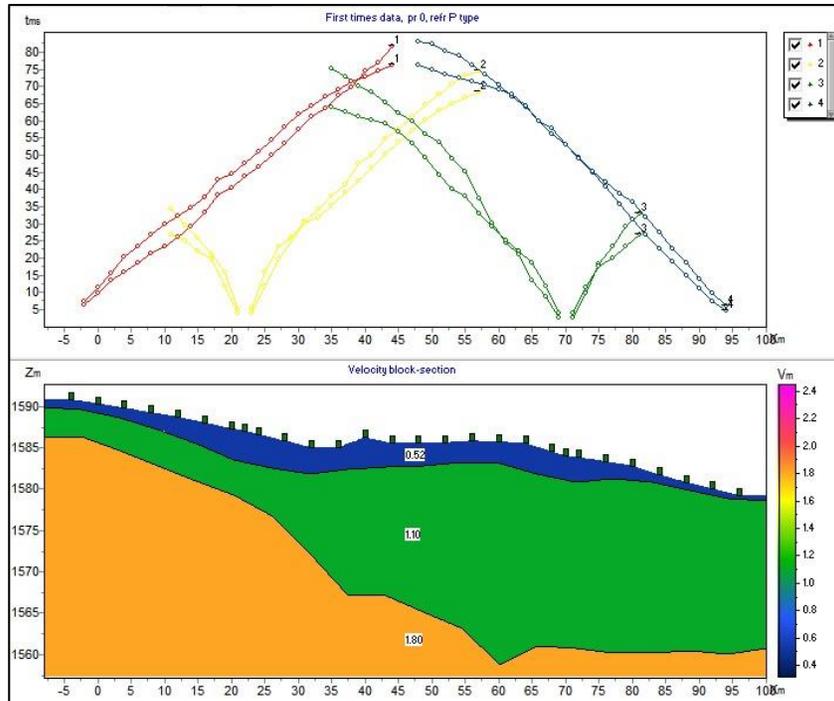
**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

**Figura 4.15 Perfil de Tomografía VP – LS5.**



Perfil de Velocidad de ondas de compresión  $V_p$ : en la Figura 17 se observa el perfil simplificado de  $V_p$ , encontrando una capa superficial de 2 m de espesor con un valor de  $V_p$  de 520 m/s; a continuación una capa de espesor variable entre 4 y 28 m de profundidad con un valor de  $V_p$  de 1100 m/s y finalmente una capa con un valor de  $V_p$  de 1800 m/s.

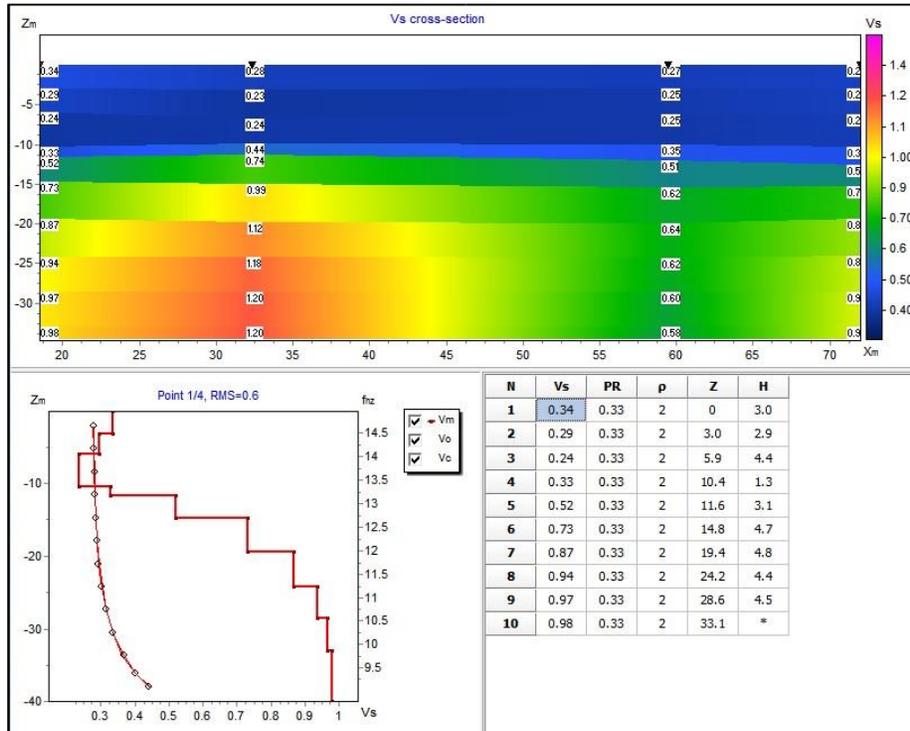
**Figura 4.16 Perfil de Simplificado VP – LS5.**



**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

Perfil de velocidad de onda de corte  $V_s$ : En la Figura 17 se observa el perfil de velocidad de onda de corte  $V_s$  obtenido del análisis MASW, con base en 4 puntos de golpeo ejecutados en campo; obteniendo entre los 0 y 10 m de profundidad un valor medio de  $V_s$  de 285 m/s, seguido de una capa hasta los 20 m de profundidad donde la velocidad de onda de corte aumenta hasta un valor medio de 730 m/s; posteriormente de 20 a 35 m un valor medio de  $V_s$  de 950 m/s hacia el comienzo de la línea y que disminuye hasta 600 m/s hacia el final de la línea.

**Figura 4.17 Perfil de velocidad de onda de corte  $V_s$  – LS5.**

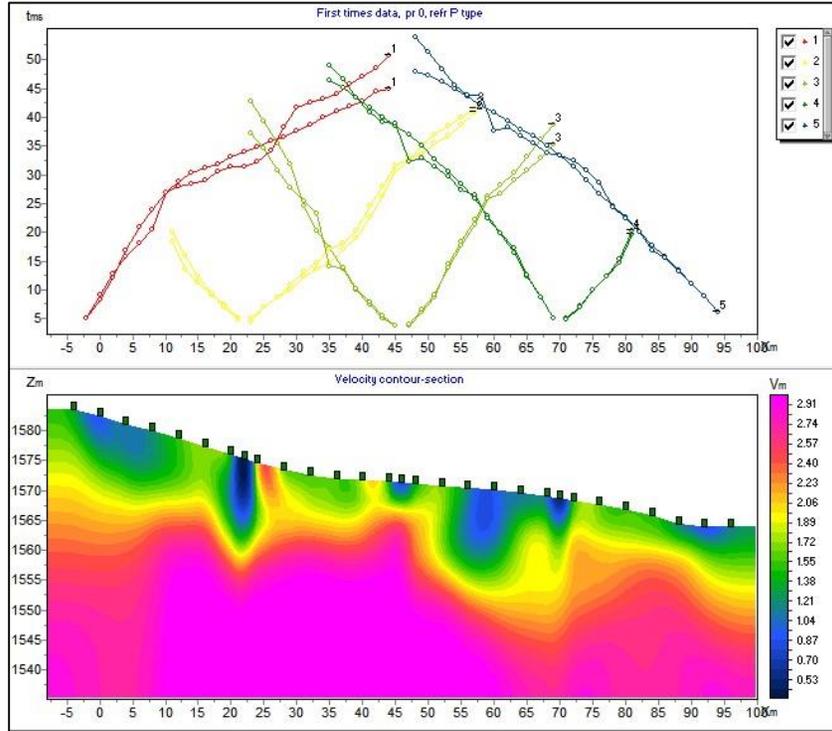


### 4.3.6 Línea sísmica 6

Tomografía: En la Figura observa el perfil de tomografía para esta línea sísmica ejecutada desde la zona media hasta la zona baja del lote en sentido paralelo a la pendiente del terreno, donde no se observan rellenos antrópicos. Se aprecian algunas zonas puntuales con valores medios de  $V_p$  de 530 m/s, seguida de una capa con un espesor medio de 7 m la cual presenta valores de  $V_p$  de hasta 1800 m/s. Finalmente se identifica una capa inferior con valores de  $V_p$  mayores a 1890 m/s.

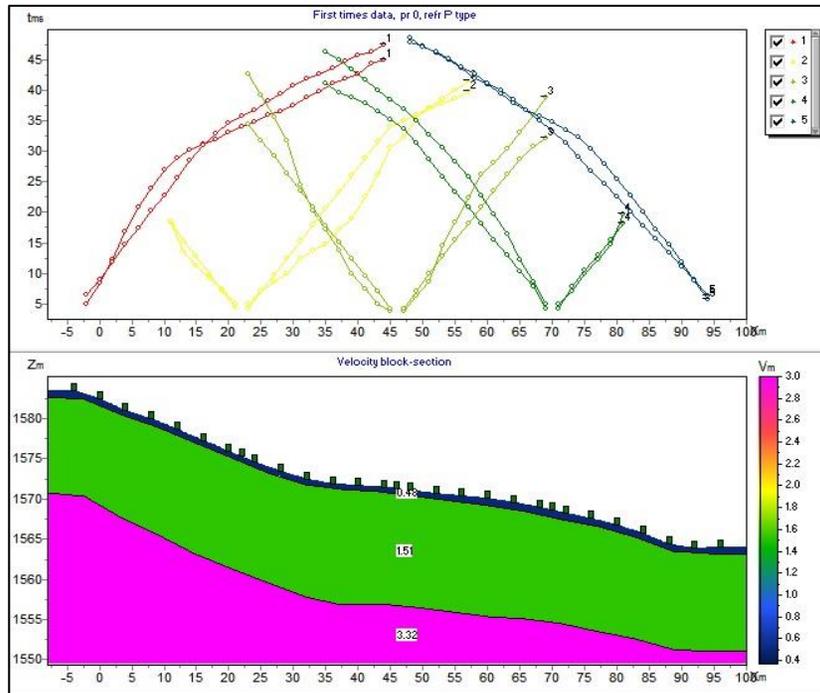
**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

**Figura 4.18 Perfil de Tomografía VP – LS6.**



Perfil de Velocidad de ondas de compresión  $V_p$ : en la Figura se observa el perfil simplificado de  $V_p$ , encontrando una capa superficial de 2 m de espesor con un valor de  $V_p$  de 480 m/s; a continuación, una capa de espesor medio de 15 m con un valor de  $V_p$  de 1510 m/s y finalmente una capa con un valor de  $V_p$  de 3320 m/s.

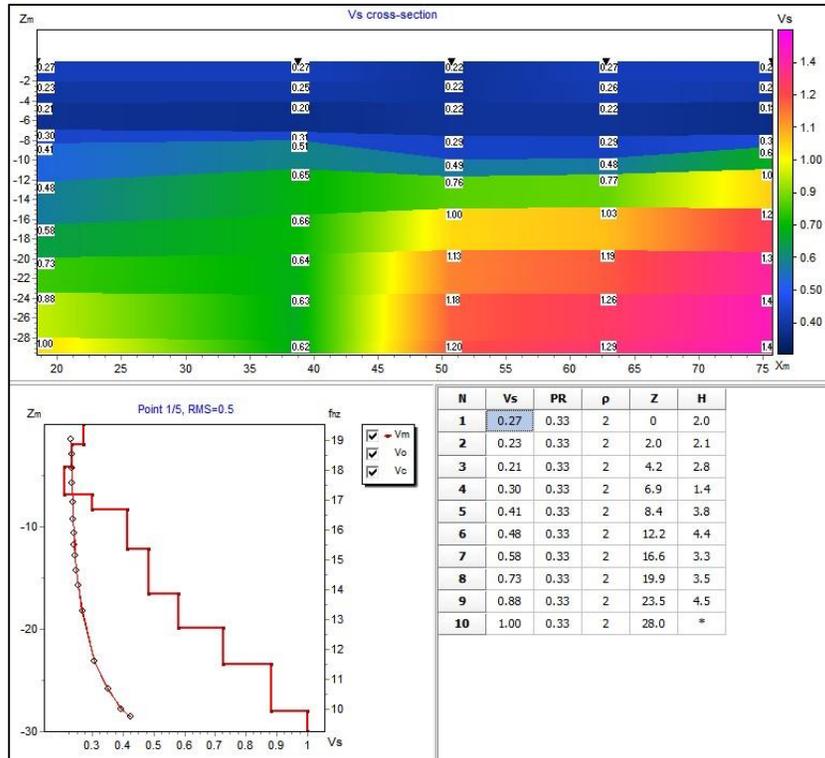
**Figura 4.19 Perfil de Simplificado VP – LS6.**



**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

Perfil de velocidad de onda de corte Vs: En la Figura se observa el perfil de velocidad de onda de corte Vs obtenido del análisis MASW, con base en 5 puntos de golpeo ejecutados en campo; obteniendo entre los 0 y 8 m de profundidad un valor medio de Vs de 230 m/s, seguido de una capa hasta los 17 m de profundidad donde la velocidad de onda de corte aumenta hasta un valor medio de 550 m/s en la zona inicial de la línea y hacia el final de incrementa hasta 1000 m/s; posteriormente de 17 a 29 m un valor medio de Vs de 900 m/s hacia el comienzo de la línea y que aumenta hasta 1400 m/s hacia el final de la línea.

**Figura 4.20 Perfil de velocidad de onda de corte Vs – LS6.**

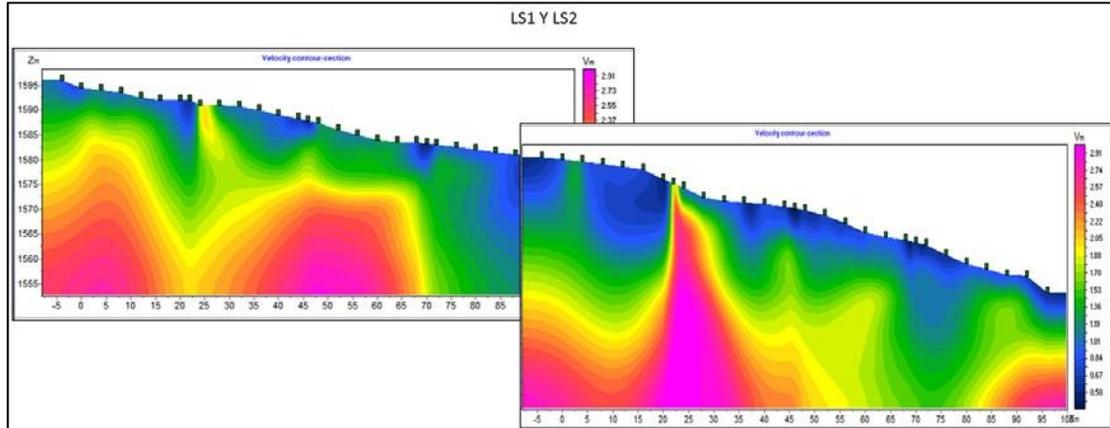


#### 4.4 ANÁLISIS ACOPLADO DE LOS PERFILES DE TOMOGRAFÍA

Los perfiles de tomografía en general permiten identificar zonas con geometrías de canal dentro de las cuales se acumulan materiales de menor rigidez respecto al material circundante, lo cual refuerza la hipótesis desde el punto de vista geológico y geomorfológico de la existencia de franjas de acumulación de materiales provenientes de procesos de remoción en masa, las cuales se delimitaron sobre la planta topográfica del lote.

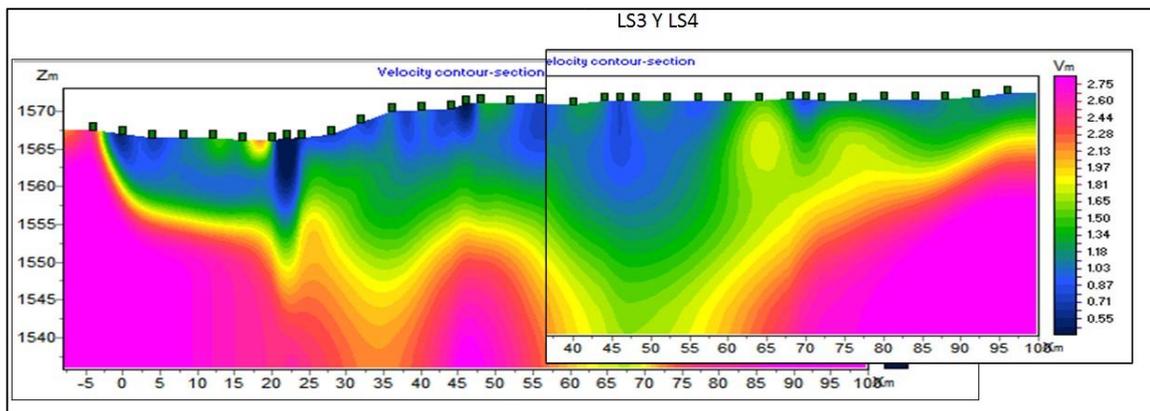
En la Figura se presenta el traslape de los perfiles de tomografía obtenidos de las líneas sísmicas 1 y 2, encontrando continuidad en los contornos de velocidad de onda de compresión Vp, que como se mencionó anteriormente delimitan una serie de canales que coinciden con las áreas de acumulación de materiales que se observan sobre la planta topográfica.

**Figura 4.21 Perfil de tomografía LS1 y LS2.**



En la Figura se observa el traslape de los perfiles de tomografía resultante de las líneas sísmicas 3 y 4, los cuales permiten detallar una serie de contornos con forma de canal que albergan materiales de menor rigidez con respecto a los materiales del fondo y laterales. Estos canales se aprecian con una mayor profundidad en comparación a los de la anterior figura, debido a que la orientación de estas líneas sísmicas se dispone aproximadamente perpendicular con respecto a la dirección del movimiento inferida de las formas topográficas superficiales.

**Figura 4.22 Perfil de tomografía LS3 y LS4.**



#### **4.5 COMPARACIÓN ENTRE LOS RASGOS GEOMORFOLÓGICOS Y RESULTADOS DE LA EXPLORACIÓN GEOFÍSICA Y DEL SUBSUELO**

En el INFORME AS-IGR-58-16- INGENIERÍA Y GEORIESGOS IGR SAS - Versión 1, realizaron la comparación de los resultados de la exploración geofísica, perforaciones y evidencias geomorfológicas, que corresponde a la delimitación de las diferentes geoformas y su distribución dentro del lote.

Se realizaron seis (6) sondeos (S), mecánicos, con profundidades de 10 a 18 m, ubicados de manera que se pudiese caracterizar toda la ladera de interés. De igual manera se realizaron seis (6) líneas sísmicas (LS), con longitudes de 90 m, y resolución de hasta 30 m de profundidad.

**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

Línea compuesta LS-1 y LS-2: Está localizada hacia el borde NW del lote. Longitud aproximada 180 m., La Tomografía de estas dos líneas muestran un horizonte intermedio, a unos 10 a 14 m debajo de la superficie, bastante irregular, de forma flexura o serpentina en la vertical. Sitios donde las velocidades medias y altas se acercan o se alejan de la superficie, las cuales coinciden con los bordes de los cambios en las laderas mencionadas anteriormente.

Si se compara con el aspecto geomorfológico, se puede apreciar la correspondencia directa, entre los bordes de los diferentes escalones morfológicos con los cambios o variaciones de la velocidad de las ondas P.

Con respecto a la velocidad de las ondas S, o Vs, solo se nota un ligero aumento por debajo de la parte superior de la línea LS-1, es decir al borde del bloque que incluye el borde regional de la terraza, y en el borde de bloque escarpado hacia el inicio de la línea LS -2.

Línea compuesta LS-3 y LS-4: Se ubica hacia la porción inferior de la ladera de interés, y por encima del cauce de la quebrada Sabaneta. Su posición corresponde a una dirección transversal a la pendiente del terreno. Los límites de las dos líneas sísmicas coinciden con lineamientos geomorfológicos y contacto entre laderas. Los resultados de la exploración son:

- La Tomografía para ambas líneas presenta una irregularidad en los niveles de refracción de las ondas P. En la LS-3 (ver Figura 4.8), hay un nivel de velocidad intermedia (+/- 1800 m/s) que evidencia una posición ondulante hacia profundidades medianas. Son más anchas en la línea LS-4.
- En la gráfica de Vp simplificada, denota un mayor espesor para la Vp (980 m/s), en las líneas LS3 (ver Figura 4.9), y Vp (1190m/s) para la línea LS-4.
- Para la gráfica de Vs, en ambos casos se aprecia aumento de Vs hacia profundidad, aproximadamente 15 a 20 m.
- En la interpretación geomorfológica, estas líneas se ubican hacia la porción inferior de la ladera, donde coincide con el escalón más bajo. Las líneas LS-3 y LS-4 cruzan bloques “estables” hacia los extremos, y con cierta movilidad, hacia la parte central.
- Estas líneas se disponen de manera paralela con respecto a las líneas LS-5, y ésta ubicada unos 10 a 15 m topográficamente más arriba.

Línea compuesta LS-5: Corresponde a la línea que cruza transversalmente el terreno, donde se identificó el segundo escalón.

La línea tiene 90 m de longitud, dentro de un corredor de roca blanda, y limitada lateralmente por niveles duros entre las abscisas 40 y 65 m. Este nivel intermedio, con aspecto morfológico de flujo en superficie.

En la tomografía Vp, simplificada, muestra un desarrollo anómalo de material con Vp de 110 m/s., entre 40 y 90 m. Es evidente el aumento de la velocidad y en espesor hacia profundidad.

La onda S, Vs- registra también a profundidad velocidades menores a 620 m/s., en tanto en los extremos, alcanza Vs de 990 - 1200 m/s. y Vs mayor a 800 m/s. En este caso se refiere lateralmente al borde de los bloques con laderas escarpados.

**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

Línea compuesta LS-6: Esta línea se ubica en dirección paralela a la pendiente del terreno, y a lo largo del sistema de bloques escalonados.

Los primeros 15 m, muestran la disposición irregular del trazo de las velocidades de  $V_p$ , dentro de los intervalos registrados. Se observan tres trazos de velocidades muy bajas que se proyectan hasta un nivel inferior, y desaparecen. Se consideran que puede corresponder a bloques menores o locales con espesores marginales.

Por debajo de este nivel, aumenta de manera uniforme con pendiente moderada, el contacto con roca de  $V_p$  con valores de 3300 m/s. Hacia profundidad se mantiene esta condición, lo que sugiere la presencia de macizo rocoso uniforme.

#### **4.6 NIVEL FREÁTICO**

Una vez concluidas las perforaciones se revisó que en la zona de estudio no hay presencia de niveles de agua subterránea (información tomada de los estudios anteriores).

#### **4.7 ENSAYOS DE LABORATORIO**

Una vez realizada la exploración y después de descritas las muestras obtenidas en los sondeos y apiques se identificaron las muestras típicas y se realizaron los ensayos de laboratorio.

Las muestras obtenidas fueron transportadas al laboratorio de suelos en donde se realizaron ensayos de clasificación, de esfuerzo y deformación, peso unitario, entre otros.

Para cada uno de las muestras se realizaron una serie de ensayos de laboratorio, cuyos resultados serán en el Anexo 2. Ensayos de Laboratorio.

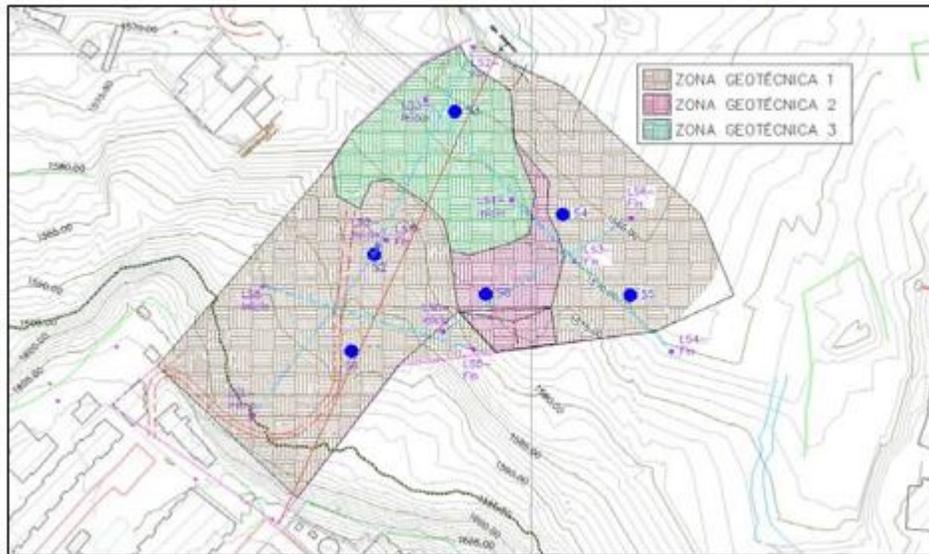
**Tabla 4.7 Ensayos de laboratorio de suelos.**

| <b>ENSAYO DE LABORATORIO DE SUELOS</b>  | <b>ASTM D</b> |
|---|---------------|
| Determinación del Contenido Natural de Humedad $w$ , expresada en porcentaje  | 2216          |
| Granulometrías por tamizado y lavado sobre tamiz # 200 para establecer los porcentajes de gravas, arenas y finos, expresada en porcentaje   | 2487          |
| Límites de Atterberg o límites de plasticidad (límite líquido LL, límite plástico LP, índice de plasticidad IP), adimensionales   | 4318          |
| Determinación del Peso Unitario (total y seco), del suelo, expresada en toneladas por metro cúbico  | 2487          |
| Clasificación mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos S.U.C.S Determinación de la Resistencia a la Compresión Inconfinada $q_u$ , expresada en kilos por centímetro cuadrado | 2166          |
| Determinación de la Resistencia al Corte ( $c'$ y Método de Corte Directo (CD) expresada en kilos por centímetro cuadrado y grados  | 3080          |

## **5 ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA**

En la siguiente figura se observa la zonificación geotécnica determinada a partir de las perforaciones realizadas y de las líneas sísmicas, las cuales complementadas a su vez por las observaciones de campo permitieron identificar algunas diferencias con respecto a los tipos de materiales, resistencia y variación de espesores, que resultaron en la determinación de 3 zonas geotécnicas.

**Figura 5.1 Zonificación Geotécnica.**



A continuación, se realiza la descripción de cada una de las zonas geotécnicas identificadas.

### **5.1 ZONA GEOTÉCNICA 1**

Esta zona se caracteriza principalmente por presentar una capa superficial de arcillas limosas de color café con presencia de material orgánico y raíces con un espesor medio entre 1.50 y 2.0 m. Esporádicamente se observa la presencia de bloques de arenisca expuestos en superficie con tamaños variados que pueden exceder los 0.60 m de lado. Secuencialmente se observó en la exploración la presencia alternada en profundidad de bloques de arenisca embebidos en una matriz arcillosa de colores grises y rojizos con signos de oxidación, la cual presentó una plasticidad media y contenido de humedad medio, así como una consistencia firme a dura en la mayor parte de los casos. En la siguiente Fotografía se observan algunas imágenes de las áreas que conforman la zona geotécnica 1.

**Fotografía 5.1 Imágenes de la zona geotécnica 1.**



Fuente: Informe Geotécnico del ingeniero Andrés Pimiento.

## **5.2 ZONA GEOTÉCNICA 2**

La zona geotécnica 2 se caracteriza por la presencia predominante de arcillas grises y algunas capas delgadas de arenas de color blanco. Según lo observado en la perforación S6, este material supera los 12 m de espesor. A su vez, en las líneas sísmicas se identifican unos contrastes significativos que permiten diferenciar concavidades rellenas con materiales de menor rigidez frente a los existentes en la periferia. En esta zona pueden observarse en superficie algunos cantos de arenisca y bloques pequeños de menor tamaño con respecto a los observados en las zonas altas del lote y hacia las márgenes y lecho de la Quebrada Sabaneta, situado en la parte inferior del predio. En la siguiente Fotografía se observa una vista parcial de la zona geotécnica 2 donde se aprecia una zanja de drenaje existente en el lote.

**Fotografía 5.2 Imágenes de la zona geotécnica 2.**



Fuente: Informe Geotécnico del ingeniero Andrés Pimiento.

### **5.3 ZONA GEOTÉCNICA 3**

Esta zona se caracteriza por encontrarse cubierta en superficie por materiales de relleno, conformados por arcillas y limos de color café, con presencia de raíces, pastos y material orgánico, así como algunos escombros de construcción. Dicho relleno en la zona más profunda puede exceder los 10 m de espesor y se encuentra apoyado sobre cantos de arenisca embebidos en matriz arcillosa. En la siguiente Fotografía se observa una vista general de la zona de relleno y en línea punteada roja se enmarca el perímetro del mismo.

**Fotografía 5.3 Imágenes de la zona geotécnica 3.**



Fuente: Informe Geotécnico del ingeniero Andrés Pimiento.

### **5.4 MODELO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO**

Con base en el análisis de la información obtenida de la exploración y laboratorio, se determinó la variación de capas sobre 3 perfiles topográficos, de los cuales se observa su alineamiento en la siguiente Figura, los cuales se denominan A-A', B-B' y C-C'.

#### **5.4.1 Perfil A-A'**

A continuación, se presenta la descripción de materiales y espesores para el perfil A-A', el cual abarca parte de la zona geotécnica 1 y 3.

0.0 m – 2.50 m: Arcilla limosa de color café con gravas, de plasticidad media, humedad media, consistencia blanda a media con presencia de raíces. Vp 400 a 670 m/s.

2.50 m – 6.0 m: Bloques y gravas de arenisca de color gris en matriz arcillosa de color con oxidaciones, de humedad media y consistencia firme. N = 19 a 84 golpes/pie.  $\gamma = 2.1 \text{ t/m}^3$ , C=7.2 t/m<sup>2</sup>,  $\Phi=22^\circ$ . Vp 670 a 840 m/s.

**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

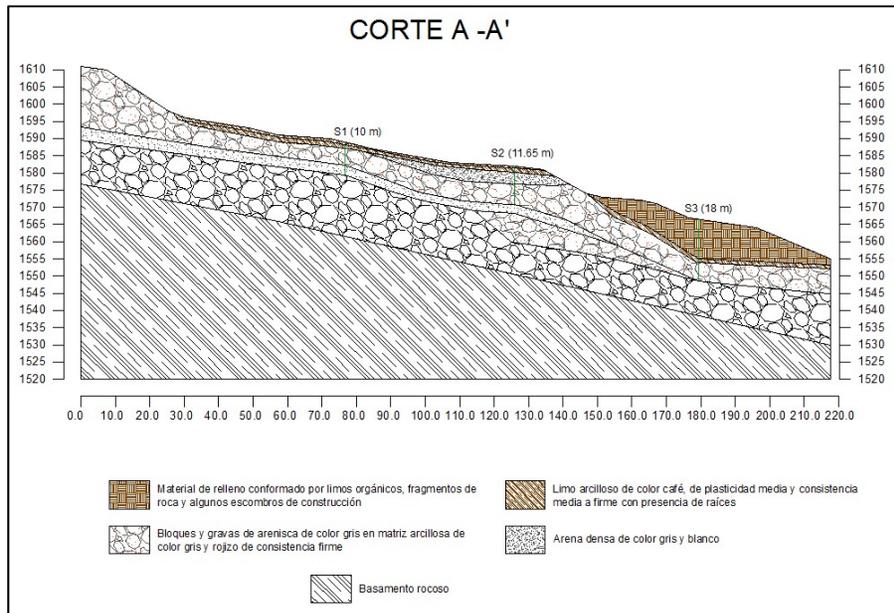
6.00 m – 9.0 m: Arenas de color blanco y gris de compacidad media a densa con  $N=14$  a 57 golpes/pie con un promedio de 36 golpes/pie.  $\gamma=2.1$  t/m<sup>3</sup>,  $C=0.5$  t/m<sup>2</sup>,  $\Phi=34^\circ$ .  $V_p$  840 a 1010 m/s.

9.00 m – 25.0 m: Bloques y gravas de arenisca de color gris en matriz arcillosa de color rojizo con oxidaciones, de humedad media y consistencia firme.  $N = 73$  a 96 golpes/pie.  $\gamma=2.2$  t/m<sup>3</sup>,  $C=6.4$  t/m<sup>2</sup>,  $\Phi=20.7^\circ$ .  $V_p$  1190 a 1880 m/s.

Relleno: Arcilla limosa de color café con raíces.  $N = 7$  a 34 golpes/pie.  $\gamma=1.9$  t/m<sup>3</sup>,  $C=3$  t/m<sup>2</sup>,  $\Phi=10^\circ$ .  $V_p$  300 a 500 m/s.

En la siguiente Figura se observa el perfil promedio sobre el alineamiento A-A'

**Figura 5.2 Perfil estratigráfico sección A-A'**



Fuente: Informe Geotécnico del ingeniero Andrés Pimiento.

#### 5.4.2 Perfil B-B'

A continuación, se presenta la descripción de materiales y espesores para el perfil B-B', el cual abarca parte de la zona geotécnica 1 y 2.

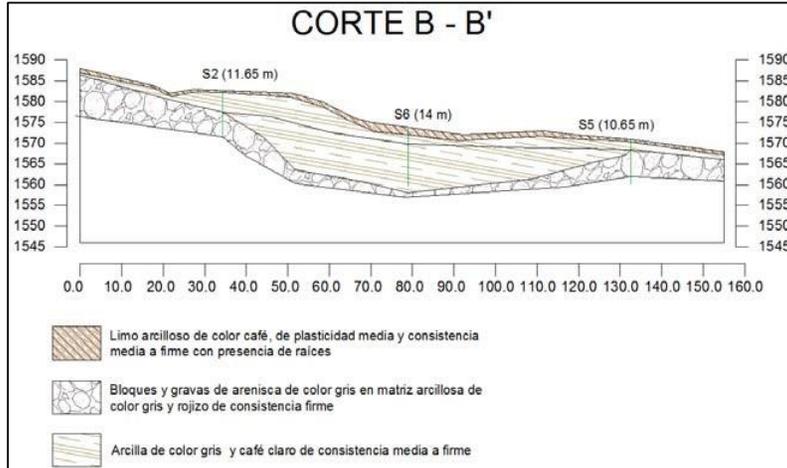
0.0 m – 2.0 m: Limo arcilloso de color café con gravas, de plasticidad media, humedad media, consistencia blanda a media con presencia de raíces.  $V_p$  390 m/s.

2.0 m – 12.0 m: Arcilla arenosa de color gris de plasticidad media, humedad media y consistencia firme a dura con presencia de gravas,  $N = 14$  a 96 golpes/pie.  $\gamma=2.1$  t/m<sup>3</sup>,  $C=7.2$  t/m<sup>2</sup>,  $\Phi=22^\circ$ .  $V_p$  550 a 870 m/s.

12.00 m – 15.0 m: Bloques y gravas de arenisca de color gris en matriz arcillosa de color rojizo con oxidaciones, de humedad media y consistencia firme.  $N = 73$  golpes/pie.  $\gamma=2.2$  t/m<sup>3</sup>,  $C=6.4$  t/m<sup>2</sup>,  $\Phi=20.7^\circ$ .  $V_p$  870 a 1180 m/s.

En la siguiente Figura se presenta el perfil promedio sobre el alineamiento B-B'

**Figura 5.3 Perfil estratigráfico sección B-B'**



Fuente: Informe Geotécnico del ingeniero Andrés Pimiento.

### 5.4.3 Perfil C-C'

A continuación, se presenta la descripción de materiales y espesores para el perfil C-C', el cual abarca parte de la zona geotécnica 1 y 2.

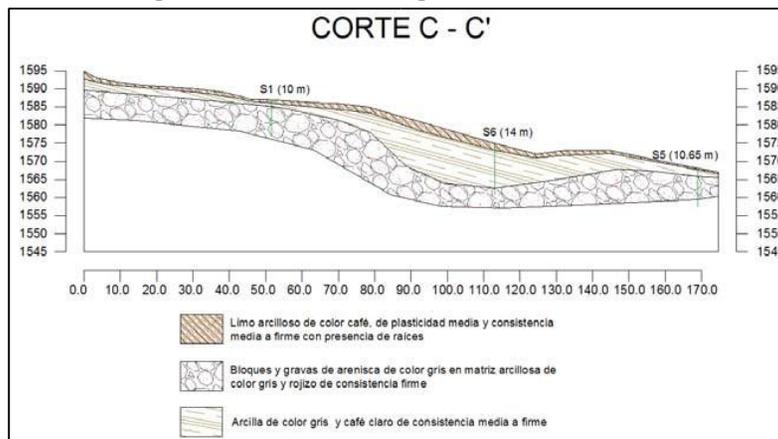
0.0 m – 2.0 m: Limo arcilloso de color café con gravas, de plasticidad media, humedad media, consistencia blanda a media con presencia de raíces.  $V_p$  400 a 600 m/s.

2.0 m – 12.0 m: Arcilla arenosa de color gris de plasticidad media, humedad media y consistencia firme a dura con gravas,  $N = 19$  a 88 golpes/pie.  $\gamma = 2.1$  t/m<sup>3</sup>,  $C = 7.2$  t/m<sup>2</sup>,  $\Phi = 22^\circ$ .  $V_p$  580 a 860 m/s.

12.00 m – 15.0 m: Bloques y gravas de arenisca de color gris en matriz arcillosa de color rojizo con oxidaciones, de humedad media y consistencia firme.  $N = 73$  golpes/pie.  $\gamma = 2.2$  t/m<sup>3</sup>,  $C = 6.4$  t/m<sup>2</sup>,  $\Phi = 20.7^\circ$ .  $V_p$  1000 a 1550 m/s.

En la siguiente Figura se presenta el perfil promedio sobre el alineamiento C-C'.

**Figura 5.4 Perfil estratigráfico sección C-C'**



Fuente: Informe Geotécnico del ingeniero Andrés Pimiento.

## 6 SISMICIDAD DE LA ZONA

Con base en el Título A, del Código de Construcción Sismo Resistente (NSR-10), se puede establecer que el municipio de Fusagasugá, se encuentra en una zona de riesgo sísmico intermedio. A continuación, se presentan los parámetros básicos necesarios para el diseño sísmico de las estructuras:

Coefficiente de aceleración horizontal pico efectiva:  $A_a = 0.20$

Coefficiente de velocidad horizontal pico efectiva vertical:  $A_v = 0.20$

### 6.1 CLASIFICACIÓN DEL PERFIL DEL SUELO

Con base en los resultados de los sondeos geotécnicos, se clasifica el perfil del suelo según A.2.4-2 — NSR-10.

Según el artículo A.2.4.4 — DEFINICIÓN DEL TIPO DE PERFIL DE SUELO, el área en estudio se encuentra sobre un perfil de suelo C, debido a que se encuentra dentro los rangos, cumpliendo la condición  $760 > V_S \geq 360$ .

**Tabla 6.1 Clasificación de los perfiles de suelos NSR-10.**

| Tipo de perfil | Descripción  | Definición   |
|----------------|--|--|
| A              | Perfil de roca competente  | $\bar{V}_S \geq 1500 \text{ m/s}$  |
| B              | Perfil de roca de rigidez media  | $1500 \text{ m/s} > \bar{V}_S \geq 760 \text{ m/s}$  |
| C              | Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o  | $760 \text{ m/s} > \bar{V}_S \geq 360 \text{ m/s}$   |
|                | perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios   | $\bar{N} \geq 50$ , o<br>$\bar{\sigma}_u \geq 100 \text{ kPa} (=1 \text{ kgf/cm}^2)$   |
| D              | Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o  | $360 \text{ m/s} > \bar{V}_S \geq 180 \text{ m/s}$   |
|                | perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones   | $50 > \bar{N} \geq 15$ , o<br>$100 \text{ kPa} (=1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{\sigma}_u \geq 50 \text{ kPa} (=0.5 \text{ kgf/cm}^2)$ |
| E              | Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o   | $180 \text{ m/s} > \bar{V}_S$  |
|                | perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas  | $IP > 20$<br>$w \geq 40\%$<br>$50 \text{ kPa} (=0.50 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{\sigma}_u$   |
| F              | Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases:<br>F <sub>1</sub> — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.<br>F <sub>2</sub> — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ( H > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).<br>F <sub>3</sub> — Arcillas de muy alta plasticidad ( H > 7.5 m con Índice de Plasticidad IP > 75)<br>F <sub>4</sub> — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ( H > 36 m) |  |

### 6.2 COEFICIENTE DE IMPORTANCIA

Grupo I — Estructuras de ocupación normal — Todas las edificaciones cubiertas por el alcance de este Reglamento, pero que no se han incluido en los Grupos II, III y IV.

Por lo tanto, el coeficiente de Importancia:  $I = 1.0$

Coefficiente de aceleración – periodos cortos:  $F_a = 1.2$

Coefficiente de aceleración – periodos intermedios:  $F_v = 1.6$

### 6.3 PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS SEUDOESTÁTICO DE TALUDES

Para la realización de análisis pseudoestático de taludes se evaluará la aceleración horizontal de acuerdo a criterio de la norma NSR 2010.

**Figura 6.1 Valores mínimos para análisis seudo estáticos de taludes.**

**H.5.2.5 — SISMO DE DISEÑO** — Para efectos del análisis y diseño de taludes, se debe emplear la aceleración máxima del terreno,  $a_{max}$  obtenida bien sea de un espectro (aceleración del espectro de diseño para periodo cero) o por medio de análisis de amplificación de onda unidimensionales o bidimensionales, correspondiente a los movimientos sísmicos definidos en el Capítulo A.2, particularmente en los numerales A.2.1, A.2.2, A.2.3, A.2.4 Y A.2.5. En caso de que el sitio objeto de análisis haga parte de un estudio de microzonificación sísmica aprobado, se utilizará la aceleración máxima superficial del terreno establecida en el espectro de diseño respectivo en lugar de lo estipulado en la sección A.2. El coeficiente sísmico de diseño para análisis pseudoestático de taludes  $K_{ST}$  tiene valor inferior o igual al de  $a_{max}$  y se admiten los siguientes valores mínimos de  $K_{ST}/a_{max}$ , dependiendo del tipo de material térreo (reforzado o no) y del tipo de análisis.

| Tabla H.5.2-1<br>Valores de $K_{ST}/a_{max}$ Mínimos para Análisis Seudoestático de Taludes |                            |  |
|---|----------------------------|--|
| Material  | $K_{ST}/a_{max}$<br>Mínimo | Análisis de Amplificación<br>Mínimo                              |
| Suelos, enrocados y macizos rocosos muy fracturados (RQD < 50%)                             | 0.80                       | Ninguno  |
| Macizos rocosos (RQD > 50%)   | 1.00                       | Ninguno  |
| Todos los materiales térreos  | 0.67                       | Amplificación de onda unidimensional en dos columnas y promediar |
| Todos los materiales térreos  | 0.50                       | Amplificación de onda bidimensional                              |

De acuerdo al espectro de diseño, la aceleración máxima del terreno  $a_{max}$ , está dada por la aceleración del espectro de diseño para periodo cero así:

$$a_{max} = A_a * F_a * I$$

$A_a$ = coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva, para diseño.

$F_a$ =coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos, debida a los efectos de sitio, adimensional.

$I$ = Coeficiente de importancia.

Para el municipio de Fusagasugá, el valor de  $A_a$  corresponde a 0.20. De acuerdo al tipo de perfil de suelo, basados en la clasificación de los perfiles de suelo NSR – 10, el tipo de perfil corresponde al C y se asumió un coeficiente de importancia de 1.0.

El coeficiente sísmico de diseño para el análisis de estabilidad de taludes ( $K_{ST}$ ) tiene como valor mínimo la relación  $K_{ST}/a_{max}$  y como máximo, el  $a_{max}$  estimado, dependiendo del tipo de material térreo (reforzado o no) como del tipo de análisis.

$$a_{max} = 0.20 * 1.2 * 1.0$$

$$a_{max} = 0.24$$

Por lo anterior expuesto, el coeficiente sísmico de diseño  $K_x$ , se estimó como el 80% del valor de la aceleración máxima  $a_{max}$ , que está dada por la aceleración del espectro de diseño para periodo cero,  $K_x=0.192g$ .

## **7 EVALUACIÓN DE LA AMENAZA POR MOVIMIENTOS EN MASA**

Los movimientos en masa, son desplazamientos de tierra o rocas en forma súbita o lenta causados por múltiples factores, entre ellos la pendiente. Se clasifican de acuerdo con sus características, velocidad de movimiento, magnitud y material transportado. Se incluyen dentro de los movimientos en masa los deslizamientos, volcamientos, caídas y flujos de roca o suelo y entre estos últimos, los flujos a lo largo de los cauces cuando el material que cae se mezcla con la corriente de agua, como es el caso de las llamadas avenidas torrenciales.

Entiéndase por amenaza como la probabilidad de ocurrencia de un fenómeno potencialmente nocivo, dentro de un período específico de tiempo y en un área dada.

La evaluación de la amenaza se efectuó teniendo en cuenta la metodología propuesta por el Servicio Geológico Colombiano, SGC, en su “Guía Metodológica para Estudios de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo por Movimientos en Masa”. Esta evaluación detallada se basa en el cálculo de probabilidades de falla, obteniéndose al determinar la probabilidad anual de falla considerando los eventos sísmicos y lluvias como variables aleatorias, y efectuando un análisis por confiabilidad.

### **7.1 FACTORES CONDICIONANTES**

Los factores condicionantes son aquellas condiciones naturales que hacen que las laderas sean más susceptibles al movimiento.

Como factores condicionantes encontramos:

- Materiales débiles, masa de suelo inestable.
- evidencias de movimientos recientes.
- Contraste de permeabilidades.
- Contraste en la resistencia de los dos estratos de material

### **7.2 FACTORES DETONANTES**

Se entienden como factores detonantes aquellos que pueden provocar o desencadenar un fenómeno de inestabilidad en las laderas. Para el presente estudio los factores considerados para los análisis fueron la lluvia y el sismo.

#### **7.2.1 Lluvia**

De acuerdo a la “Guía Metodológica para Estudios de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo por Movimientos en Masa” del SGC, para analizar la ocurrencia de deslizamientos en función del régimen de precipitación de la zona de un modo confiable, hay que tener una buena comprensión del sistema hidrológico como detonante para evaluar la inestabilidad resultante de la acción hídrica relacionada con el descenso del frente húmedo, por un lado, y con la profundidad del nivel freático, por el otro.

Aun cuando en los sondeos no se encontró nivel freático, para los análisis se propondrá un escenario parcialmente saturado mediante la inclusión del coeficiente de presión de poros  $R_u$ .

#### **7.2.2 Sismo**

El efecto sísmico se considera como una aceleración horizontal en el capítulo 6 del presente documento desarrolla la evaluación geotécnica de los efectos sísmicos, resultados estos que se tendrán en cuenta en los análisis de estabilidad.

### **7.3 ESCENARIOS DE AMENAZA**

Con el fin de evaluar la incidencia de los factores detonantes lluvia y sismo en la estabilidad de las laderas, se consideraron tres (3) escenarios en los cuales se combinaron el sismo con una condición casi saturada de los suelos presentes en el área en estudio, con la finalidad de determinar la posible variabilidad que pudiera presentar el factor de seguridad. Los tres (3) escenarios se presentan en la siguiente tabla:

**Tabla 7.1 Escenarios propuestos para la evaluación de la amenaza.**

| <b>ESCENARIO</b> | <b>DESCRIPCIÓN</b>             |
|------------------|--------------------------------|
| 1                | Estático sin agua              |
| 2                | Estático parcialmente saturado |
| 3                | Dinámico parcialmente saturado |

### **7.4 ZONIFICACIÓN DETALLADA DE LA AMENAZA POR MOVIMIENTOS EN MASA**

Como se había mencionado con anterioridad, la amenaza por movimientos en masa está dada en términos probabilísticos, esto es, la probabilidad anual de que el factor de seguridad sea inferior o igual a uno (1). Considerando los factores detonantes lluvia y sismo, se obtiene esta probabilidad para un escenario determinado, multiplicando la probabilidad de que el factor de seguridad sea menor que 1.0, por la probabilidad de que se produzca la lluvia por la probabilidad de que ocurra el sismo.

La determinación del factor de seguridad se realizó mediante la aplicación del método de equilibrio límite. Para el análisis del modelo geotécnico del deslizamiento se utilizó el software SLIDE, Versión 6 de RocScience.

Este programa despliega no solo el cálculo del factor de seguridad sino también estima la probabilidad anual de falla empleando el método de Montecarlo. Los parámetros ingresados al software se ilustran en la siguiente tabla.

**Tabla 7.2 Parámetros geotécnicos ingresados al software.**

| <b>UNIDAD GEOLÓGICA</b>       | <b>PESO UNITARIO (KN/M3)</b> | <b>COHESIÓN (KPA)</b> | <b>ANGULO DE FRICCIÓN (°)</b> |
|-------------------------------|------------------------------|-----------------------|-------------------------------|
| Limos con Raíces              | 19                           | 30                    | 10                            |
| Bloques y Gravas              | 21                           | 72                    | 22                            |
| Arenas de color Blanco y Gris | 21                           | 5                     | 34                            |
| Relleno                       | 19                           | 30                    | 10                            |
| Arcilla Arenosa de color gris | 21                           | 72                    | 22                            |

**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

Los resultados son agrupados en tres (3) categorías diferentes en función del grado de amenaza.

**Tabla 7.3 Grados de estabilidad según los resultados del factor de seguridad.**

| <b>RANGO FACTOR DE SEGURIDAD</b> | <b>PROBABILIDAD DE FALLA</b> | <b>CATEGORÍA</b> |
|----------------------------------|------------------------------|------------------|
| >1.5                             | <0.001                       | Baja             |
| 1.1 – 1.5                        | 0.001-0.16                   | Media            |
| <1.1                             | >0.16                        | Alta             |

Con el fin de obtener una zonificación de la amenaza más real, se han ponderado los diferentes escenarios. Como se aprecia, la probabilidad de ocurrencia de un deslizamiento es mayor para aquellos escenarios en los cuales no se registraría un evento sísmico. Para la ponderación se tuvo en cuenta el periodo de exposición el cual está relacionado con los periodos de retorno del evento sísmico.

**Tabla 7.4 Ponderación propuesta para los escenarios de análisis de la evaluación de la amenaza.**

| <b>ESCENARIO</b> | <b>DESCRIPCIÓN</b>             | <b>PONDERACIÓN PROPUESTA</b> |
|------------------|--------------------------------|------------------------------|
| 1                | Estático sin agua              | 0,73                         |
| 2                | Estático parcialmente saturado | 0,25                         |
| 3                | Dinámico                       | 0,02                         |

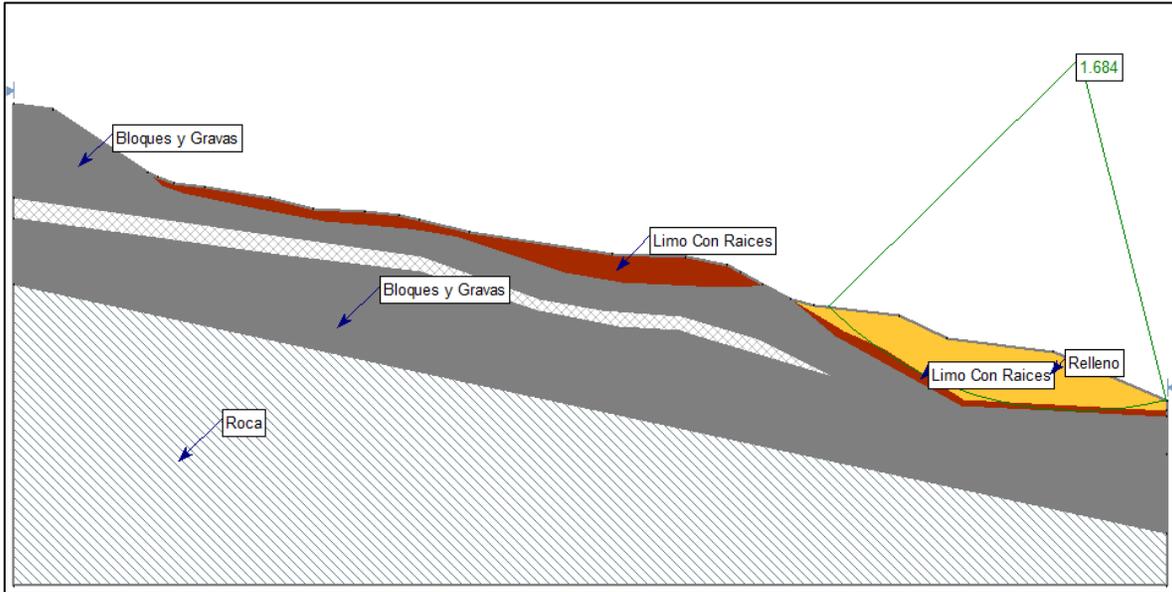
En los diferentes escenarios contemplados para la obtención del nivel de amenaza de los taludes se tienen en cuenta superficies de falla circulares y no traslacionales (Talud infinito), debido a evidencias donde se ven los posibles mecanismos de falla que generan deslizamientos rotacionales.

#### **7.4.1 Evaluación de la amenaza bajo condiciones actuales**

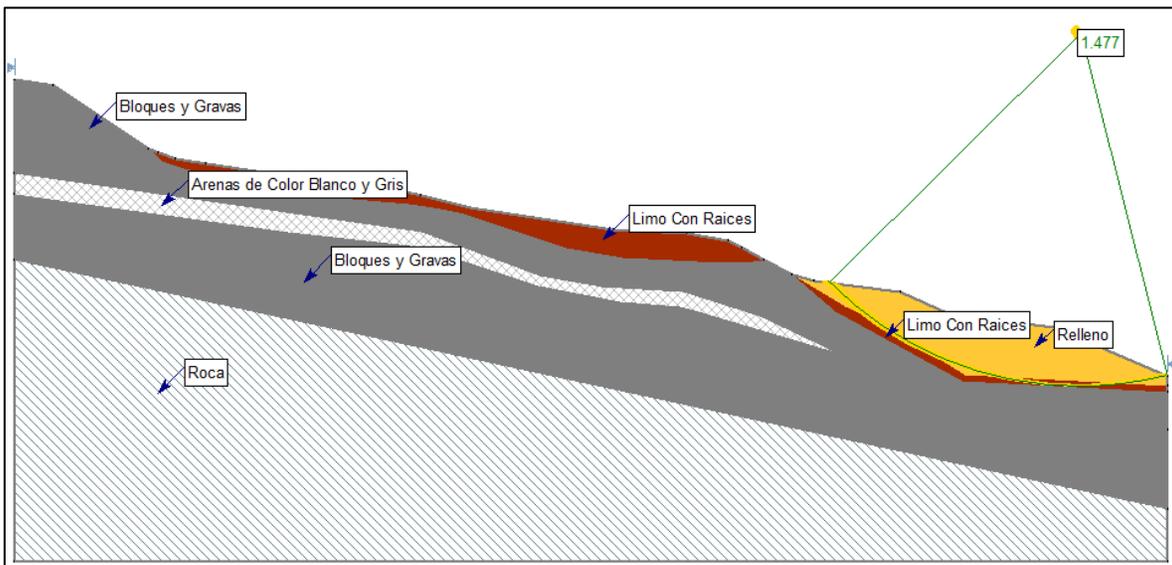
Se entiende por condiciones actuales el área del predio sin intervención alguna. Dicha evaluación contempla como se había mencionado con anterioridad los deslizamientos profundos.

**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

**Figura 7.1 Análisis de estabilidad en condición estática. Perfil A-A'.**

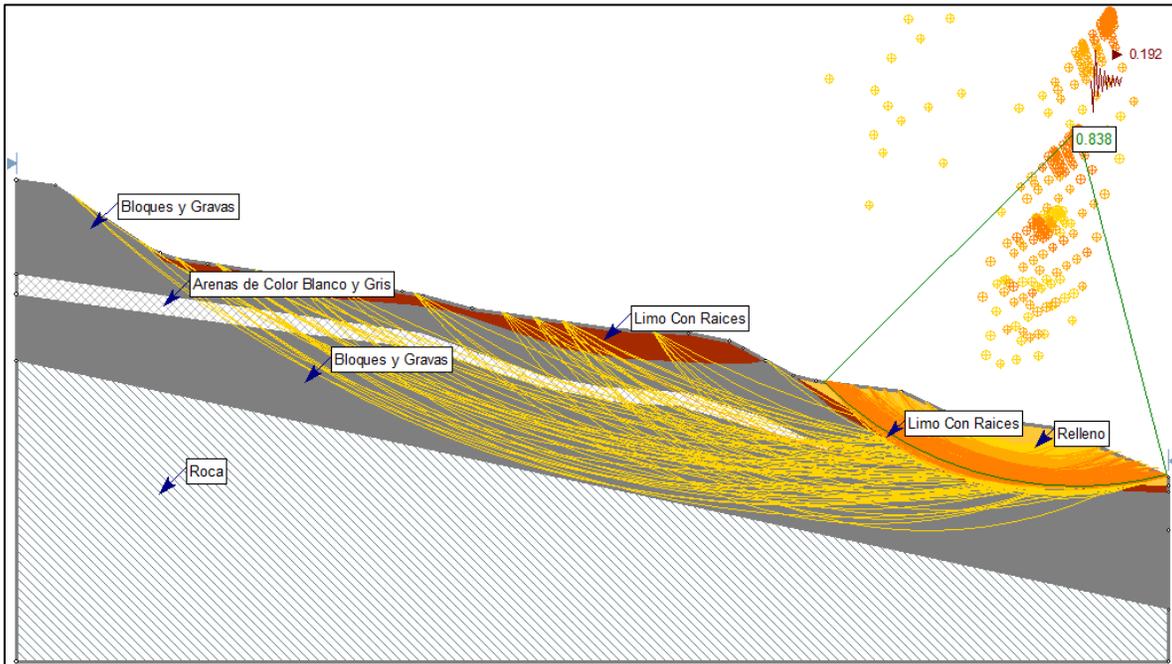


**Figura 7.2 Análisis de estabilidad en condición estática parcialmente saturado. Perfil A-A'.**



**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

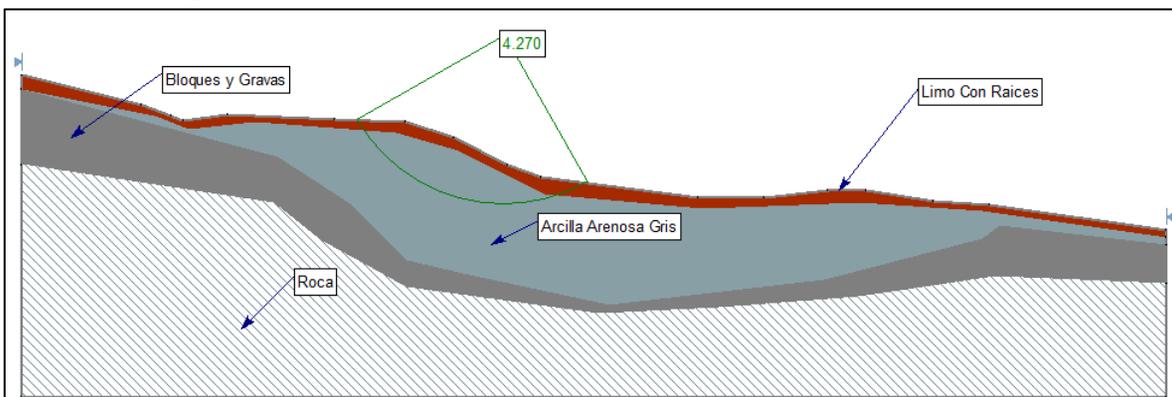
**Figura 7.3 Análisis de estabilidad en condición dinámica. Perfil A-A'.**



**Tabla 7.5 Resultados Factor de Seguridad y probabilidad de Falla para taludes en condiciones actuales. Perfil A-A'.**

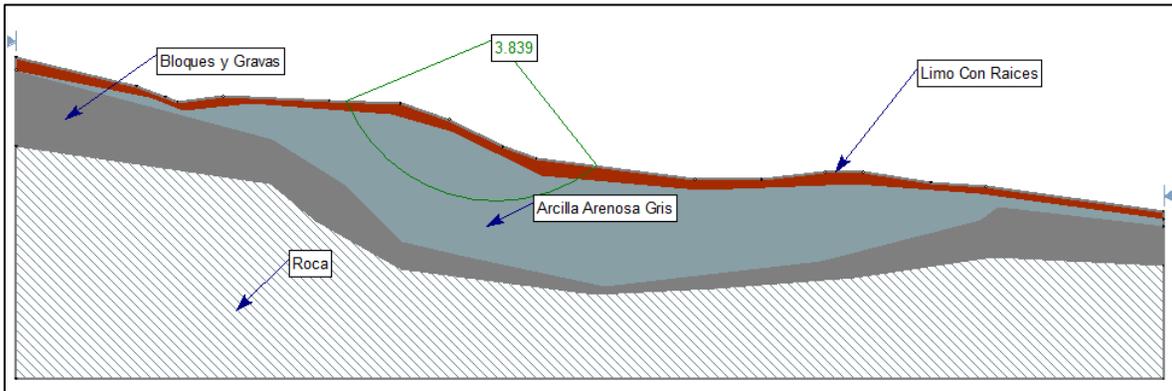
| Escenario                        | F.S   | Ponderación | F.S. Ponderado |
|----------------------------------|-------|-------------|----------------|
| 1-Estático                       | 1.684 | 0.73        | 1.22932        |
| 2-Estático Parcialmente Saturado | 1.477 | 0.25        | 0.36925        |
| 3-Dinámico Parcialmente Saturado | 0.838 | 0.02        | 0.01676        |
| Factor de Seguridad              |       |             | 1.61533        |
| <b>Nivel de Amenaza</b>          |       |             | <b>Baja</b>    |

**Figura 7.4 Análisis de estabilidad en condición estática. Perfil B-B'.**

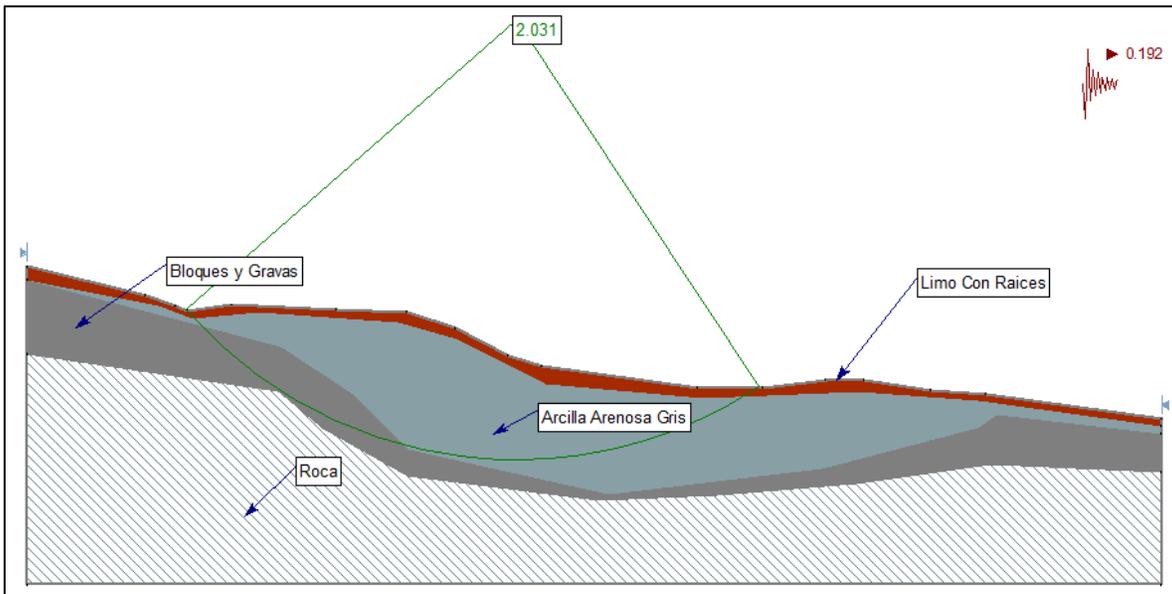


**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

**Figura 7.5 Análisis de estabilidad en condición estática parcialmente saturado. Perfil B-B'.**



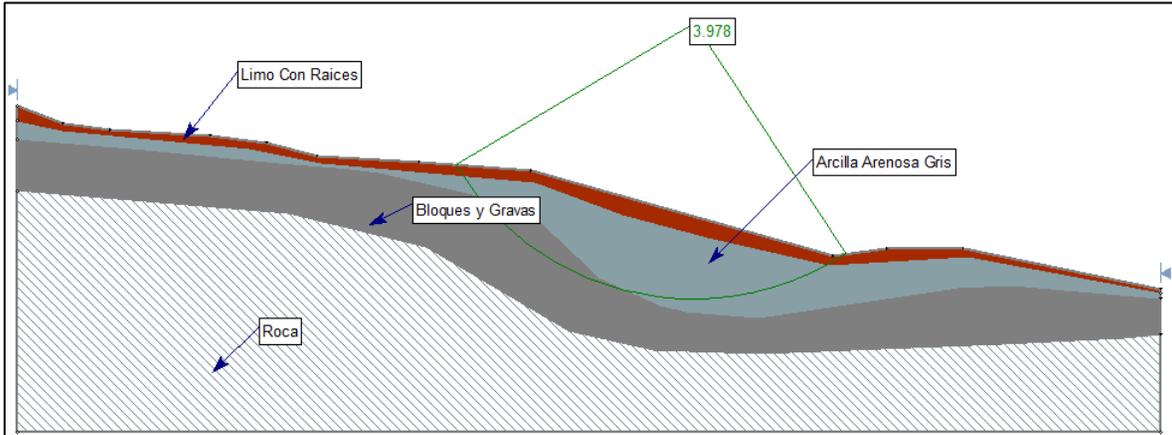
**Figura 7.6 Análisis de estabilidad en condición dinámica. Perfil B-B'.**



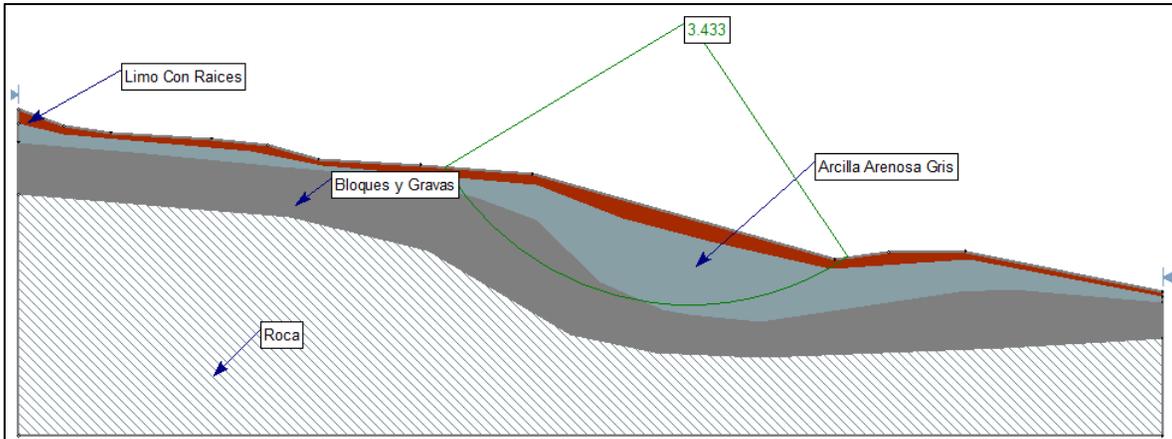
**Tabla 7.6 Resultados Factor de Seguridad y probabilidad de Falla para taludes en condiciones actuales. Perfil B-B'.**

| Escenario                        | F.S   | Ponderación | F.S. Ponderado |
|----------------------------------|-------|-------------|----------------|
| 1-Estático                       | 4.27  | 0.73        | 3.1171         |
| 2-Estático Parcialmente Saturado | 3.839 | 0.25        | 0.95975        |
| 3-Dinámico Parcialmente Saturado | 2.031 | 0.02        | 0.04062        |
| Factor de Seguridad              |       |             | 4.11747        |
| Nivel de Amenaza                 |       |             | Baja           |

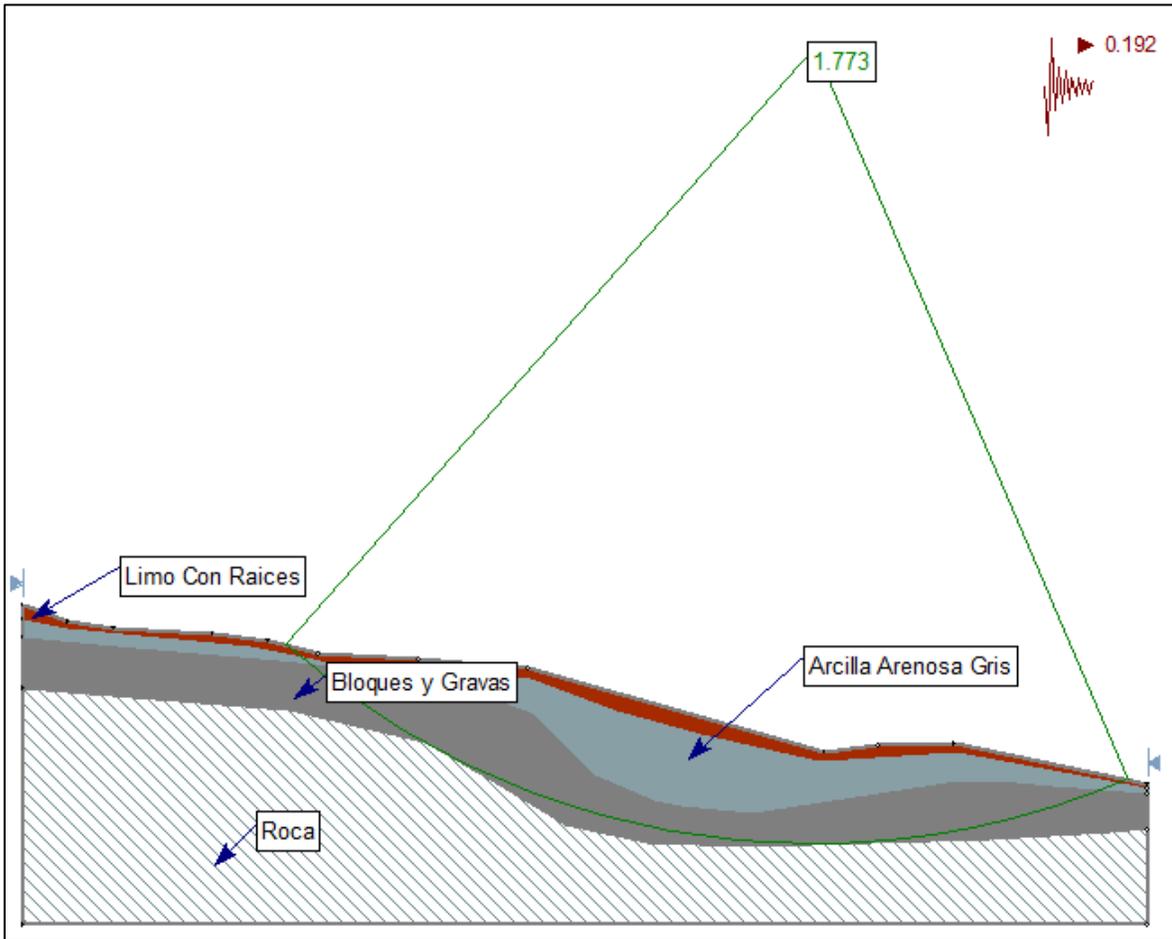
**Figura 7.7 Análisis de estabilidad en condición estática. Perfil C-C'.**



**Figura 7.8 Análisis de estabilidad en condición estática parcialmente saturado. Perfil C-C'.**



**Figura 7.9 Análisis de estabilidad en condición dinámica. Perfil C-C'.**



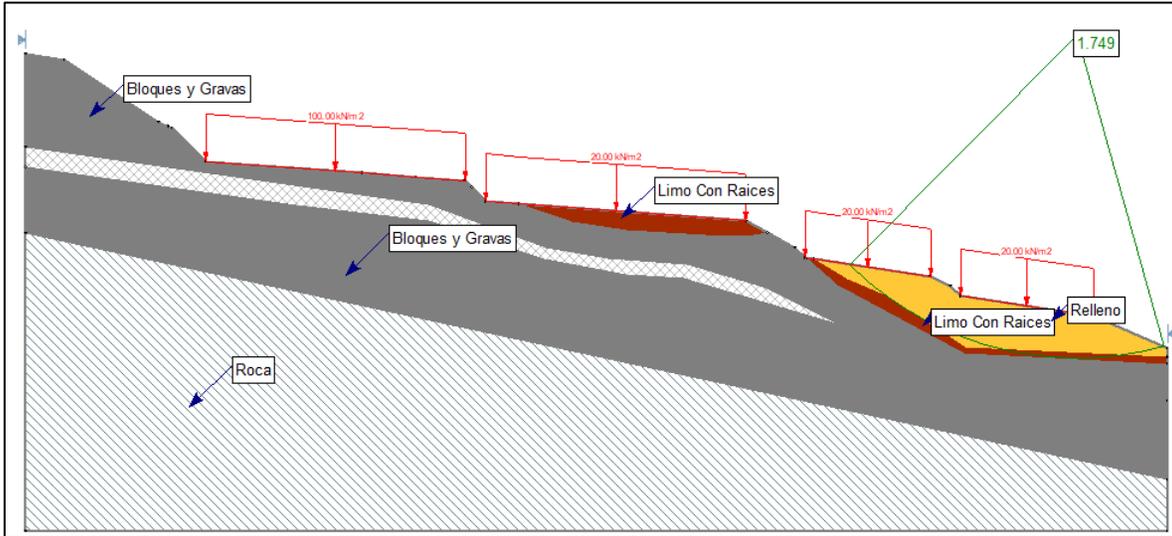
**Tabla 7.7 Resultados Factor de Seguridad y probabilidad de Falla para taludes en condiciones actuales. Perfil C-C'.**

| Escenario                        | F.S   | Ponderación | F.S. Ponderado |
|----------------------------------|-------|-------------|----------------|
| 1-Estático                       | 3.978 | 0.73        | 2.90394        |
| 2-Estático Parcialmente Saturado | 3.433 | 0.25        | 0.85825        |
| 3-Dinámico Parcialmente Saturado | 1.773 | 0.02        | 0.03546        |
| Factor de Seguridad              |       |             | 3.79765        |
| Nivel de Amenaza                 |       |             | Baja           |

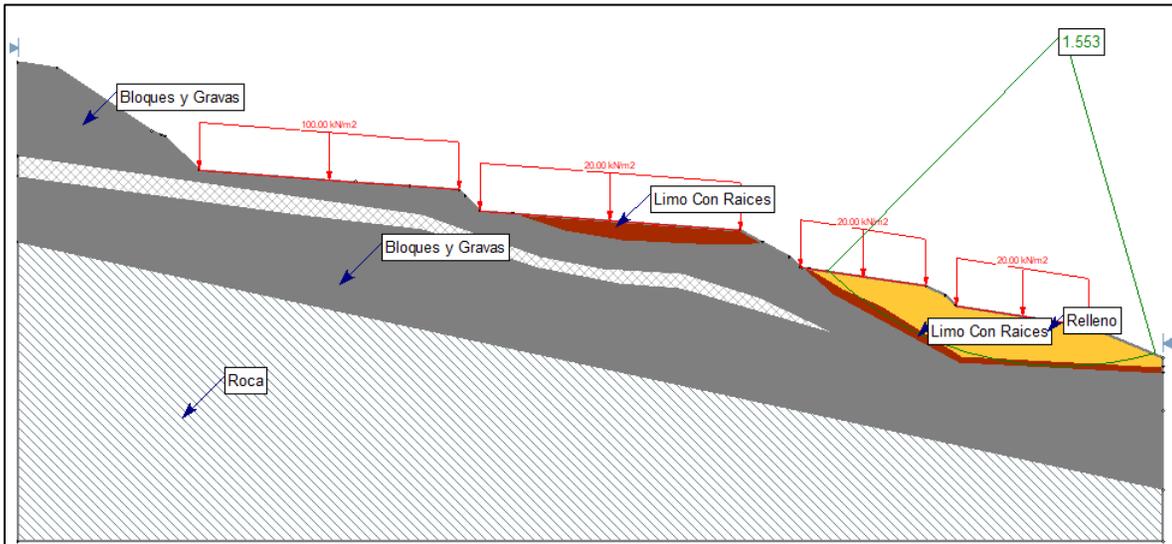
### 7.4.2 Evaluación de la amenaza con implantación del proyecto de urbanismo

Dicha evaluación contempla como se había mencionado con anterioridad los deslizamientos profundos.

**Figura 7.10 Análisis de estabilidad en condición estática. Perfil A-A' con proyecto.**

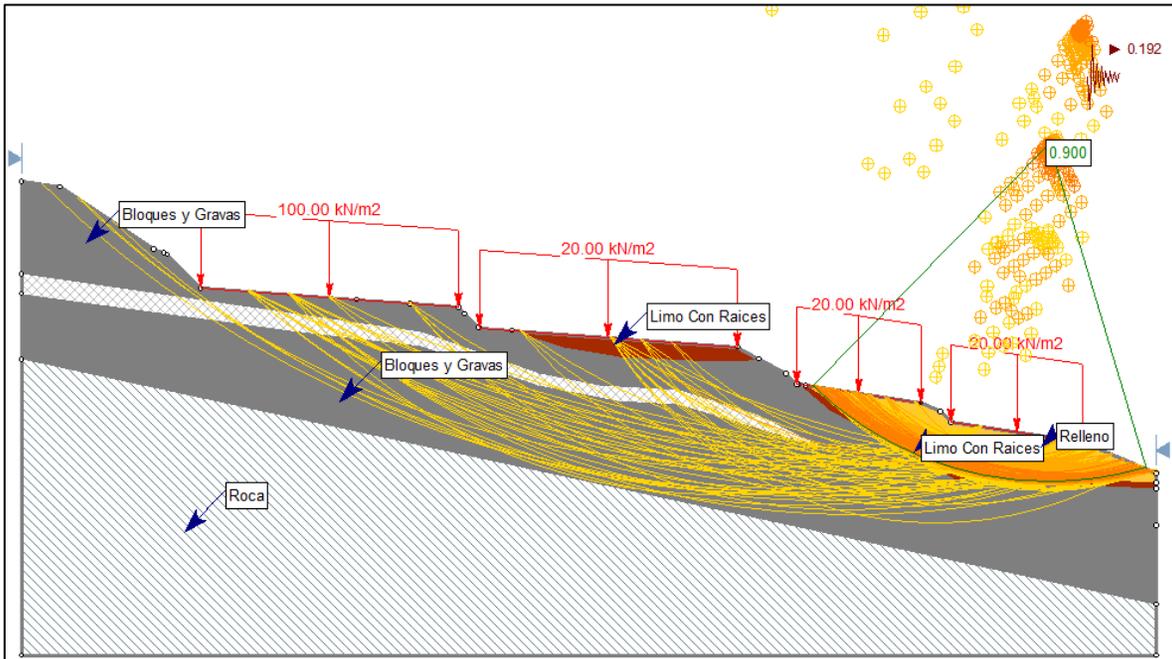


**Figura 7.11 Análisis de estabilidad en condición estática parcialmente saturado. Perfil A-A' con proyecto.**



**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

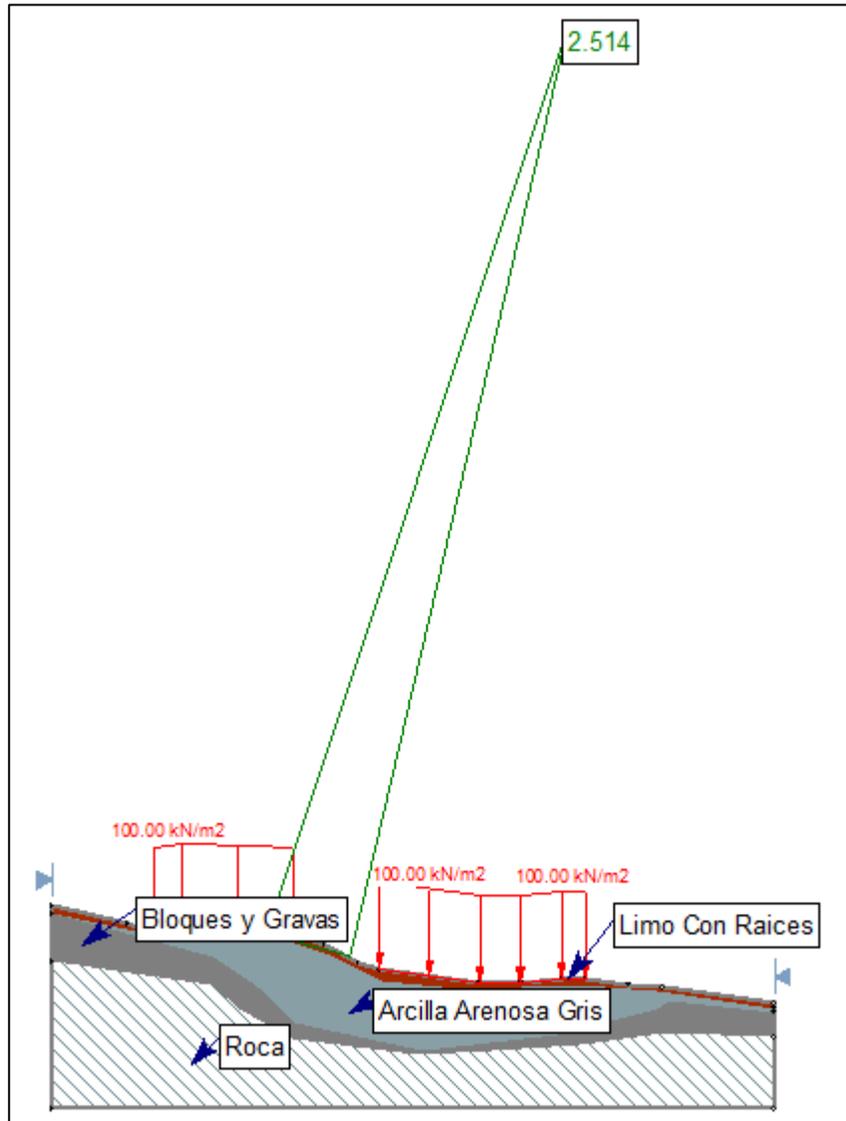
**Figura 7.12 Análisis de estabilidad en condición dinámica. Perfil A-A' con proyecto.**



**Tabla 7.8 Resultados Factor de Seguridad y probabilidad de Falla para taludes en con proyecto urbanístico. Perfil A-A'.**

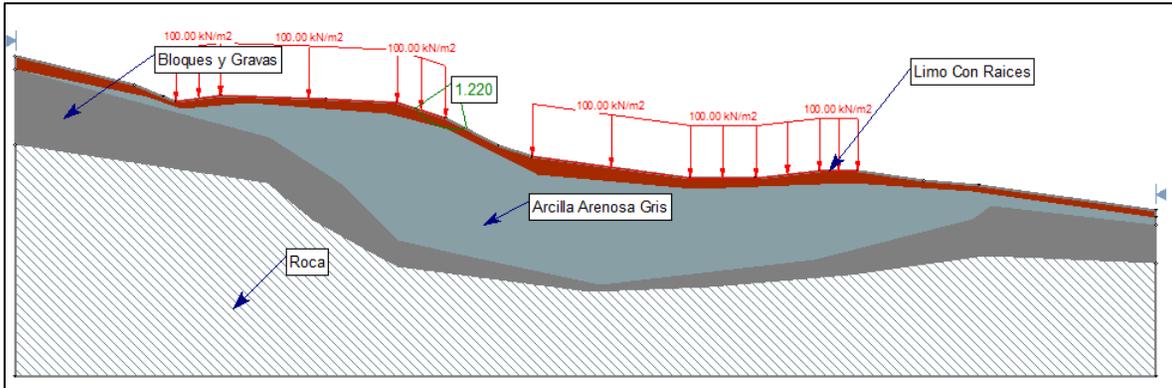
| Escenario                        | F.S   | Ponderación | F.S. Ponderado |
|----------------------------------|-------|-------------|----------------|
| 1-Estático                       | 1.749 | 0.73        | 1.27677        |
| 2-Estático Parcialmente Saturado | 1.553 | 0.25        | 0.38825        |
| 3-Dinámico Parcialmente Saturado | 0.9   | 0.02        | 0.018          |
| Factor de Seguridad              |       |             | 1.68302        |
| Nivel de Amenaza                 |       |             | Baja           |

**Figura 7.13 Análisis de estabilidad en condición estática. Perfil B-B' con proyecto.**

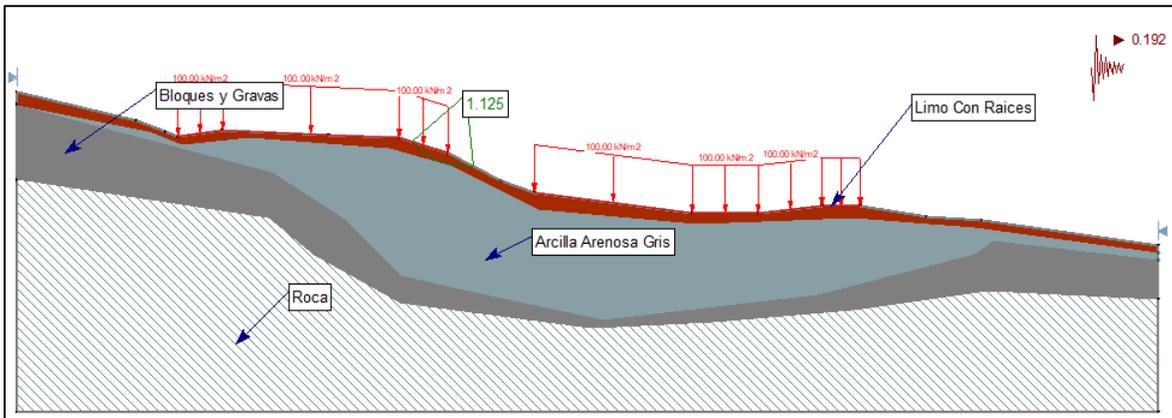


**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

**Figura 7.14 Análisis de estabilidad en condición estática parcialmente saturado. Perfil B-B' con proyecto.**



**Figura 7.15 Análisis de estabilidad en condición dinámica. Perfil B-B' con proyecto.**

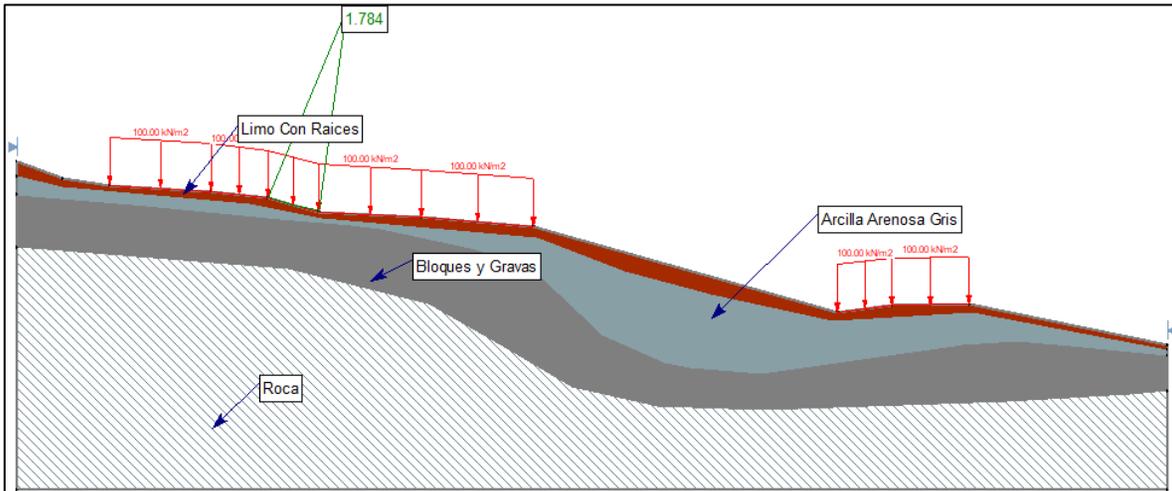


**Tabla 7.9 Resultados Factor de Seguridad y probabilidad de Falla para taludes en con proyecto urbanístico. Perfil B-B'.**

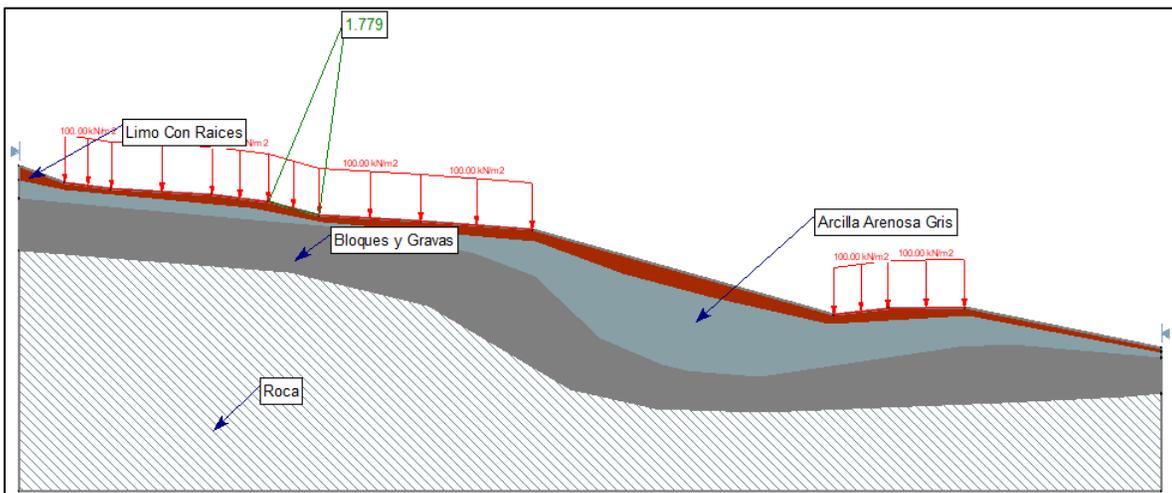
| Escenario                        | F.S   | Ponderación | F.S. Ponderado |
|----------------------------------|-------|-------------|----------------|
| 1-Estático                       | 2.514 | 0.73        | 1.83522        |
| 2-Estático Parcialmente Saturado | 1.22  | 0.25        | 0.305          |
| 3-Dinámico Parcialmente Saturado | 1.125 | 0.02        | 0.0225         |
| Factor de Seguridad              |       |             | 2.16272        |
| Nivel de Amenaza                 |       |             | Baja           |

**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

**Figura 7.16 Análisis de estabilidad en condición estática. Perfil C-C' con proyecto.**

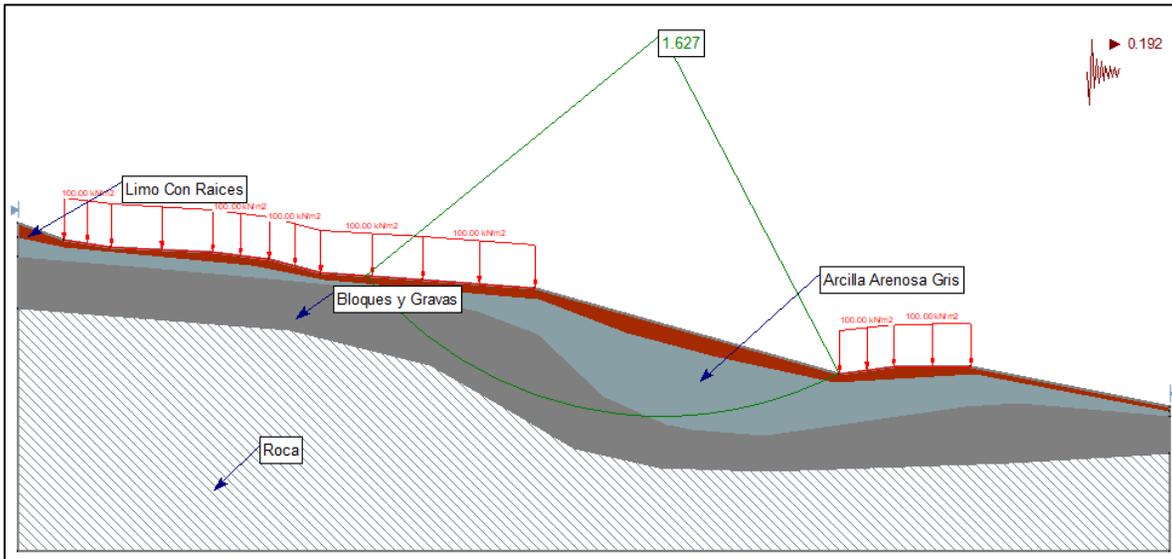


**Figura 7.17 Análisis de estabilidad en condición estática parcialmente saturado. Perfil C-C' con proyecto.**



**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

**Figura 7.18 Análisis de estabilidad en condición dinámica. Perfil C-C' con proyecto.**



**Tabla 7.10 Resultados Factor de Seguridad y probabilidad de Falla para taludes en con proyecto urbanístico. Perfil C-C'.**

| Escenario                        | F.S   | Ponderación | F.S. Ponderado |
|----------------------------------|-------|-------------|----------------|
| 1-Estático                       | 1.784 | 0.73        | 1.30232        |
| 2-Estático Parcialmente Saturado | 1.779 | 0.25        | 0.44475        |
| 3-Dinámico Parcialmente Saturado | 1.627 | 0.02        | 0.03254        |
| Factor de Seguridad              |       |             | 1.77961        |
| Nivel de Amenaza                 |       |             | Baja           |

## 7.5 RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN DE LA AMENAZA POR MOVIMIENTOS EN MASA

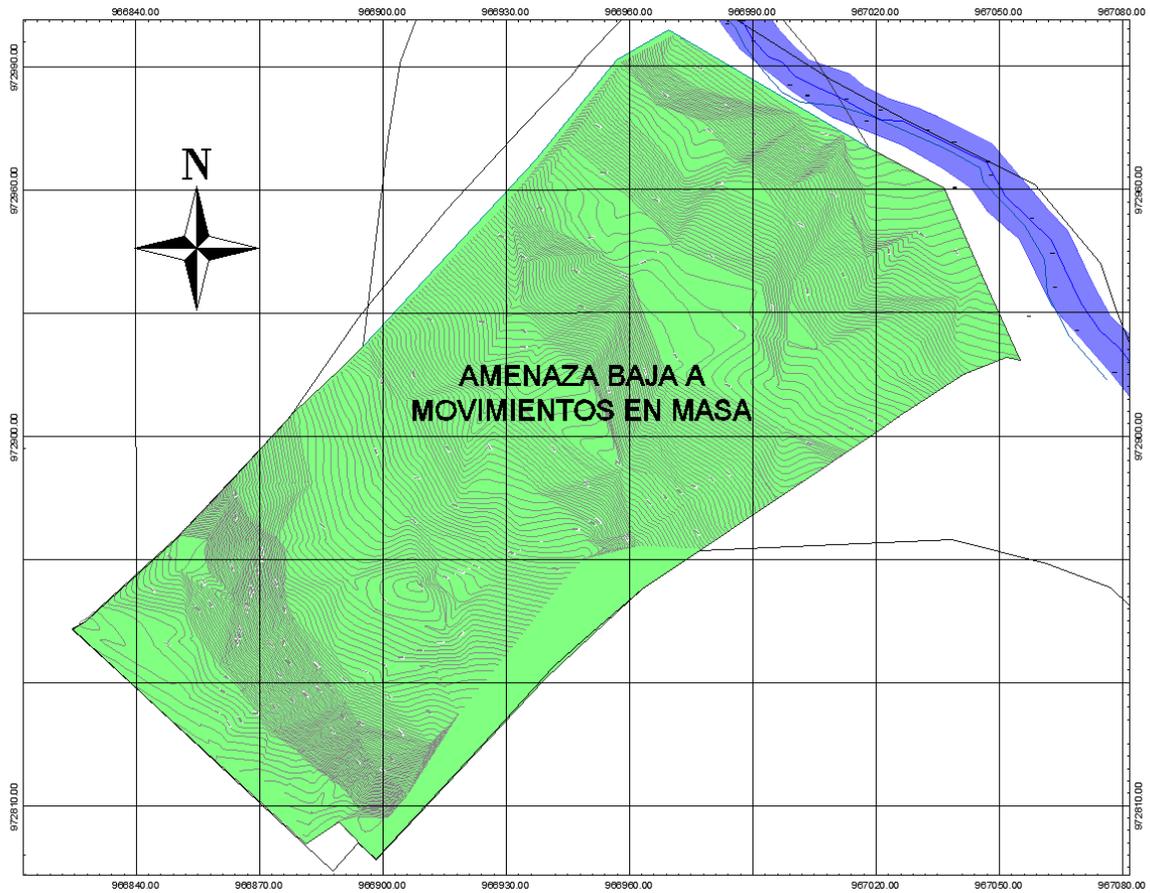
A partir de lo observado en campo y considerando además los resultados de los modelos de estabilidad de taludes aplicando equilibrio límite, se generó el mapa de zonificación de la amenaza por movimientos en masa.

- Amenaza baja

Son zonas relativamente estables, en donde no se observan procesos denudacionales severos, pero su estabilidad depende de su manejo y la estabilidad de las laderas adyacentes. Se ubican principalmente sobre terrenos cuyas pendientes son bajas. Estas zonas de amenaza baja presentan una baja probabilidad de ocurrencia de movimientos en masa (probabilidad de ocurrencia es menor a 0.001).

Para el caso que ocupa el presente estudio, la totalidad del área se localiza en zonas de amenaza baja.

**Figura 7.19 Mapa de amenaza por movimientos en masa.**



## **7.6 OBRAS DE MITIGACIÓN RECOMENDADAS**

Aun cuando el lote en condiciones actuales y con proyecto presentan una amenaza baja a movimientos en masa, es importante aclarar que en la zona baja del perfil A-A', en los análisis dinámicos se presentaron factores menores a 1.0, razón por la cual se hace necesario construir obras de mitigación para garantizar la estabilidad del proyecto, debido a que no cumple con los factores de seguridad mínimos exigidos por la NSR-10.

Adicionalmente se recomienda que al realizar la implantación del proyecto de urbanismo se retire la totalidad de los suelos con presencia orgánica en donde se vayan a construir los cimientos de las estructuras.

**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

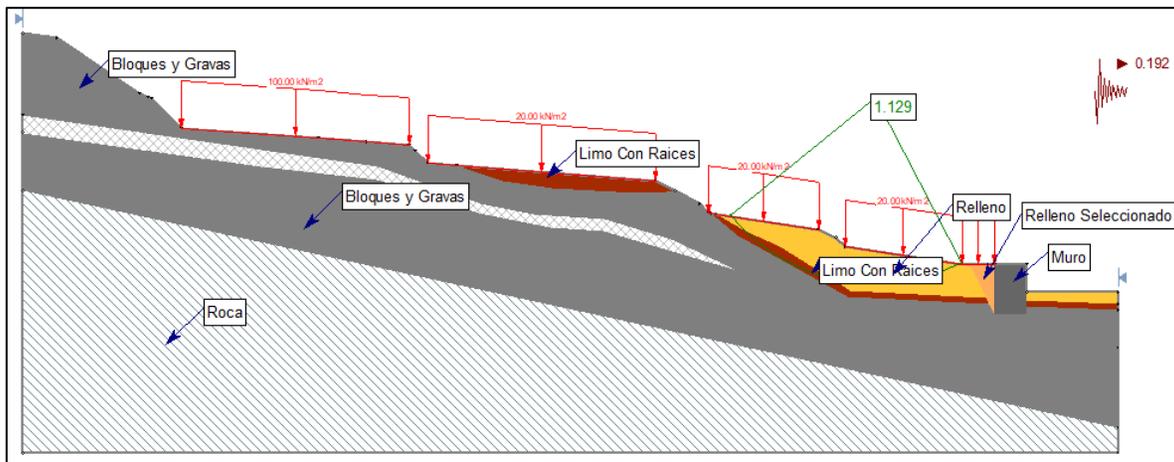
**Tabla 7.11 Factores de seguridad básicos mínimos directos. NSR-10.**

| Condición  | $F_{FSM}$ |              | $F_{SBUM}$    |               |
|--|-----------|--------------|---------------|---------------|
|  | Diseño    | Construcción | Diseño        | Construcción  |
| Carga Muerta + Carga Viva Normal   | 1.50      | 1.25         | 1.80          | 1.40          |
| Carga Muerta + Carga Viva Máxima   | 1.25      | 1.10         | 1.40          | 1.15          |
| Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático                              | 1.10      | 1.00 (*)     | No se permite | No se permite |
| Taludes – Condición Estática y Agua Subterránea Normal   | 1.50      | 1.25         | 1.80          | 1.40          |
| Taludes – Condición Seudo-estática con Agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de Diseño | 1.05      | 1.00 (*)     | No se permite | No se permite |

(\*) Nota: Los parámetros sísmicos seudo estáticos de Construcción serán el 50% de los de Diseño

Para garantizar la estabilidad del proyecto se recomienda la construcción de un muro de contención cimentados sobre suelos competentes y de altura igual a las cotas de implantación del proyecto.

**Figura 7.20 Análisis de estabilidad en condición dinámica. Perfil A-A' con proyecto y obras de mitigación.**



Con la implementación de la construcción del muro de contención se garantiza la estabilidad del proyecto teniendo en cuenta que cumple con los factores de seguridad mínimos exigidos por la NSR-10.

En el siguiente capítulo se presenta el diseño detallado del muro de contención.

## 8 DISEÑO DEL MURO DE CONTENCIÓN

De acuerdo a las características del proyecto se requiere de la construcción de un muro de contención de aproximadamente entre 8.0 y 6.0 metros de altura.

Teniendo en cuenta que se proyecta la construcción de rellenos para la conformación del proyector urbanístico se tomó la decisión de diseñar los muros de contención mecánicamente estabilizados con geosintéticos.

Normas y especificaciones para el diseño:

- Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR – 10.
- Normas y Especificaciones Generales De Construcción INVIAS 2013.
- FHWA-NHI-10-024 FHWA GEC 011 – Volume I. Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Volume I.
- FHWA-NHI-10-025 FHWA GEC 011 – Volume II. Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Volume II
- Norma Colombiana de Diseño de Puentes – LRFD – CCP 14.

Para el dimensionamiento de la estructura se tienen los siguientes parámetros:

- La longitud mínima de los refuerzos no debe ser menor al 70% de la altura medida a partir de la base de nivelación.
- El empotramiento mínimo de la cara frontal depende de los requisitos sobre capacidad de carga, asentamientos y estabilidad y no debe ser menor a 0.60m o a los siguientes valores:

**Tabla 8.1 Empotramiento mínimo en la cara frontal del muro.**

| Pendiente delante de las estructuras |               | Mínima profundidad embebida |
|--------------------------------------|---------------|-----------------------------|
| Horizontal                           | para muros    | $H / 20,0$                  |
|                                      | para estribos | $H / 10,0$                  |
| $3,0H : 1,0V$                        | muros         | $H / 10,0$                  |
| $2,0H : 1,0V$                        | muros         | $H / 7,0$                   |
| $1,5H : 1,0V$                        | muros         | $H / 5,0$                   |

- La separación vertical de los refuerzos no debe ser mayor a 800mm.
- La separación máxima vertical para elementos de fallada flexibles como mallas soldadas y /o gaviones no debe ser mayor a 600 mm.
- La sobre carga de diseño se tomó de acuerdo con el numeral H.5.1.2. de la NSR-10, la sobrecarga uniforme mínima a considerar en la vía pública y zonas libres próximas a excavaciones temporales será de 15 KN/m2.

## 8.1 EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD EXTERNA

Para la evaluación de la estabilidad externa se consideran cuatro posibles mecanismos de falla:

- Deslizamiento en la base del muro
- Evaluación de excentricidad
- Capacidad de soporte
- Volcamiento

### 8.1.1 Evaluación de la estabilidad al deslizamiento y volcamiento

Para la evaluación de la estabilidad al deslizamiento y volcamiento se evaluarán las fuerzas horizontales afectadas por los factores de carga y el peso del relleno retenido por el coeficiente de reducción.

Análisis al Deslizamiento:

$$\frac{[(N \tan \varphi_d + c_d(d - 2e)/\mu) + F_{res}]}{\gamma_s} > H$$

Donde:

N - fuerza normal que actúa en el fondo de la zapata

$\varphi_d$  - ángulo de diseño de la estructura de fricción-suelo

$c_d$  - cohesión estructura-suelo

d - ancho del muro

e - excentricidad

$\gamma_s$  - coeficiente de reducción de la resistencia al deslizamiento

H - fuerza de corte que actúa en el fondo del muro

Fres Fuerza resistente a la abrasión

$\mu$  - coeficiente de reducción de la base de contacto – suelo

Análisis al Volcamiento:

$$M_{res} > M_{ovr}$$

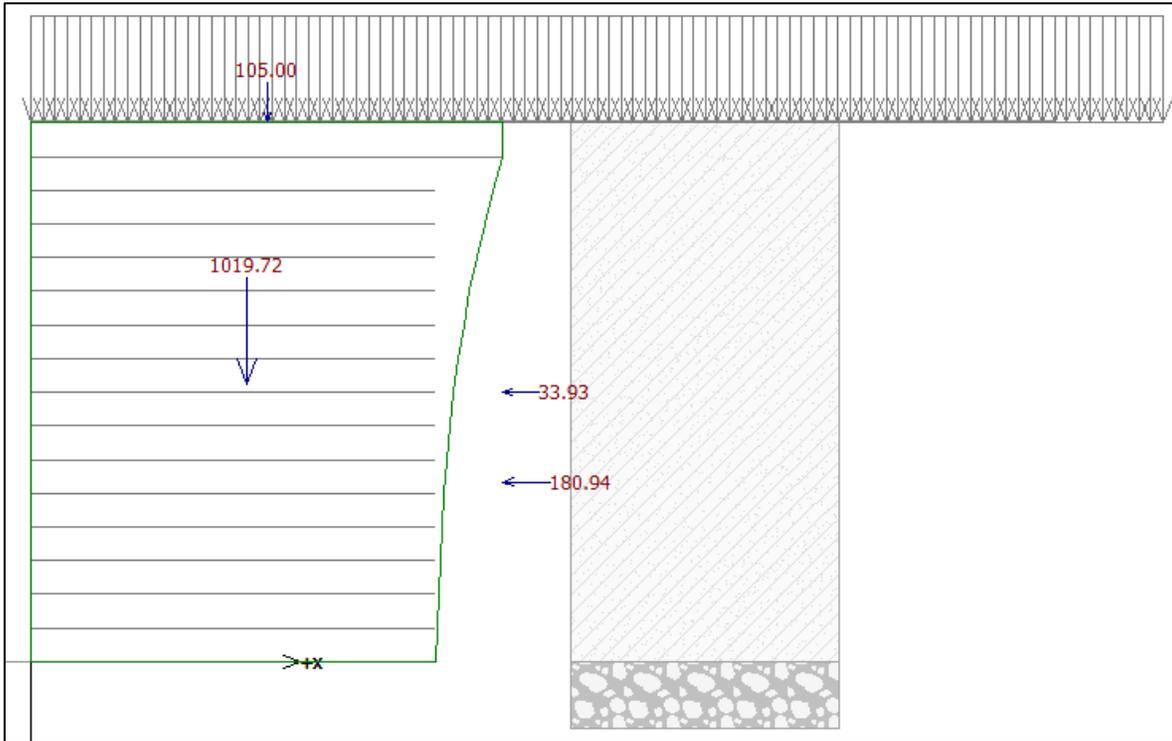
Donde:

Movr - Momento de vuelco

Mres - Momento de resistencia

**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

**Figura 8.1 Fuerzas para la evaluación de estabilidad al deslizamiento y volcamiento Resistencia I. Muro H=8.0m.**



**Forces acting on construction**

| Name            | F <sub>hor</sub><br>[kN/m] | App.Pt.<br>z [m] | F <sub>vert</sub><br>[kN/m] | App.Pt.<br>x [m] | Coeff.<br>overturn. | Coeff.<br>sliding | Coeff.<br>stress |
|-----------------|----------------------------|------------------|-----------------------------|------------------|---------------------|-------------------|------------------|
| Gravity force   | 0.00                       | -4.11            | 1019.72                     | 3.19             | 0.900               | 0.900             | 1.250            |
| Active pressure | 180.94                     | -2.67            | 0.00                        | 7.00             | 1.500               | 1.500             | 1.500            |
| Sobre Carga     | 33.93                      | -4.00            | 0.00                        | 7.00             | 1.750               | 1.750             | 1.750            |
| Sobre Carga     | 0.00                       | -8.00            | 105.00                      | 3.50             | 0.000               | 0.000             | 1.750            |

**Verification of complete wall**

**Check for overturning stability**

Resisting moment  $M_{res} = 2638.75$  kNm/m

Overturning moment  $M_{ovr} = 961.23$  kNm/m

Wall for overturning is SATISFACTORY

**Check for slip**

Resisting horizontal force  $H_{res} = 495.22$  kN/m

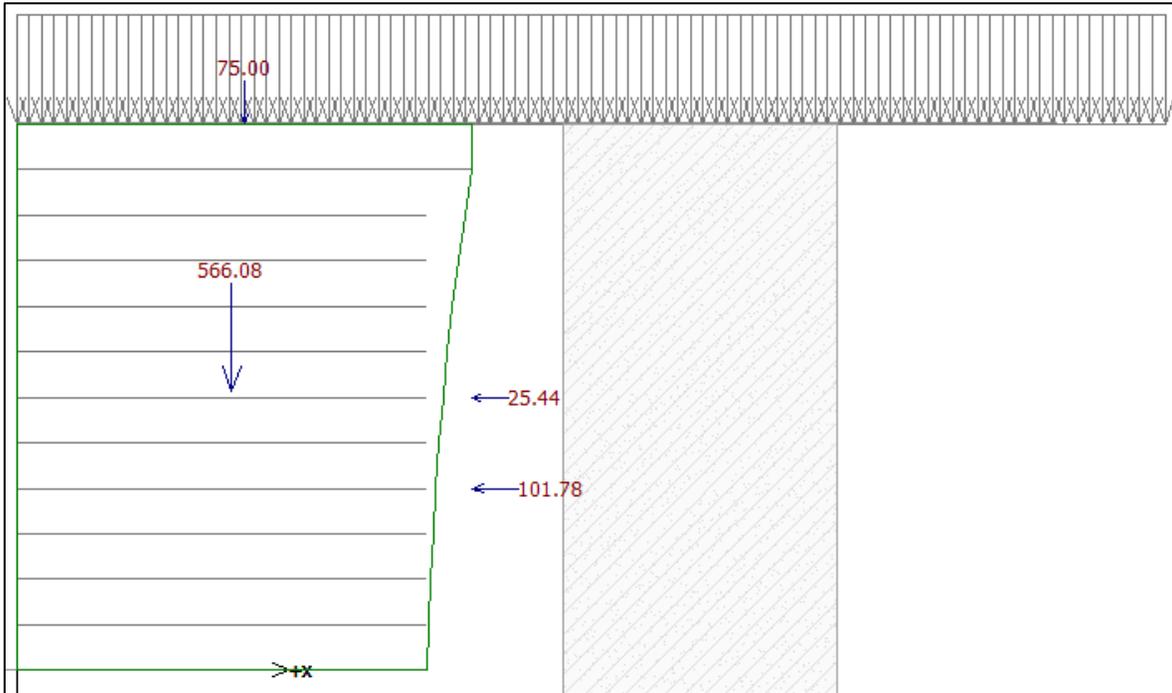
Active horizontal force  $H_{act} = 330.78$  kN/m

Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

**Figura 8.2 Fuerzas para la evaluación de estabilidad al deslizamiento y volcamiento Resistencia I. Muro H=6.0m.**



**Forces acting on construction**

| Name            | F <sub>hor</sub><br>[kN/m] | App.Pt.<br>z [m] | F <sub>vert</sub><br>[kN/m] | App.Pt.<br>x [m] | Coeff.<br>overturn. | Coeff.<br>sliding | Coeff.<br>stress |
|-----------------|----------------------------|------------------|-----------------------------|------------------|---------------------|-------------------|------------------|
| Gravity force   | 0.00                       | -3.06            | 566.08                      | 2.36             | 0.900               | 0.900             | 1.250            |
| Active pressure | 101.78                     | -2.00            | 0.00                        | 5.00             | 1.500               | 1.500             | 1.500            |
| Sobre Carga     | 25.44                      | -3.00            | 0.00                        | 5.00             | 1.750               | 1.750             | 1.750            |
| Sobre Carga     | 0.00                       | -6.00            | 75.00                       | 2.50             | 0.000               | 0.000             | 1.750            |

**Verification of complete wall**

**Check for overturning stability**

Resisting moment  $M_{res} = 1082.77$  kNm/m

Overturning moment  $M_{ovr} = 438.92$  kNm/m

Wall for overturning is SATISFACTORY

**Check for slip**

Resisting horizontal force  $H_{res} = 274.92$  kN/m

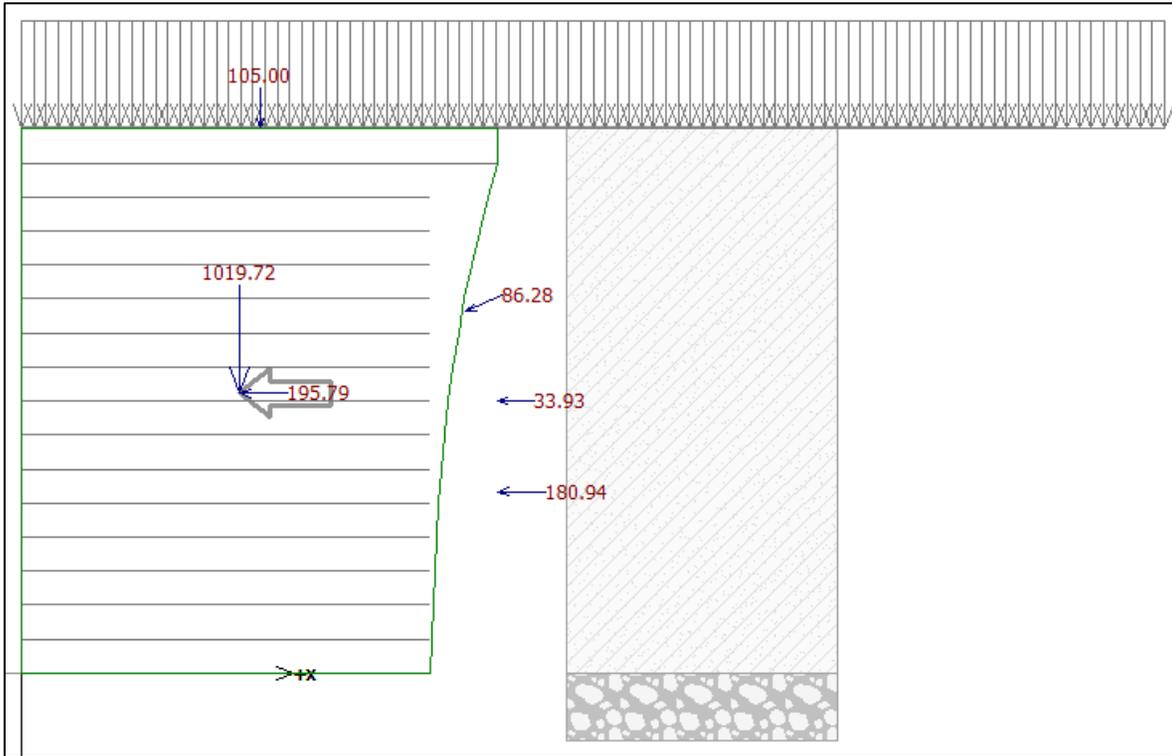
Active horizontal force  $H_{act} = 197.19$  kN/m

Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

**Figura 8.3 Fuerzas para la evaluación de estabilidad al deslizamiento y volcamiento Evento extremo I. Muro H=8.0m.**



**Forces acting on construction**

| Name                    | F <sub>hor</sub><br>[kN/m] | App.Pt.<br>z [m] | F <sub>vert</sub><br>[kN/m] | App.Pt.<br>x [m] | Coeff.<br>overtur. | Coeff.<br>sliding | Coeff.<br>stress |
|-------------------------|----------------------------|------------------|-----------------------------|------------------|--------------------|-------------------|------------------|
| Gravity force           | 0.00                       | -4.11            | 1019.72                     | 3.19             | 0.900              | 0.900             | 1.250            |
| Earthquake - soil wedge | 195.79                     | -4.11            | 0.00                        | 3.19             | 1.000              | 1.000             | 1.000            |
| Active pressure         | 180.94                     | -2.67            | 0.00                        | 7.00             | 1.500              | 1.500             | 1.500            |
| Earthq. - act.pressure  | 77.86                      | -5.31            | 37.18                       | 6.53             | 1.000              | 1.000             | 1.000            |
| Sobre Carga             | 33.93                      | -4.00            | 0.00                        | 7.00             | 1.000              | 1.000             | 1.000            |
| Sobre Carga             | 0.00                       | -8.00            | 105.00                      | 3.50             | 0.000              | 0.000             | 1.000            |

**Verification of complete wall**

**Check for overturning stability**

Resisting moment  $M_{res} = 3174.78$  kNm/m

Overturning moment  $M_{Ovr} = 2078.27$  kNm/m

Wall for overturning is SATISFACTORY

**Check for slip**

Resisting horizontal force  $H_{res} = 644.11$  kN/m

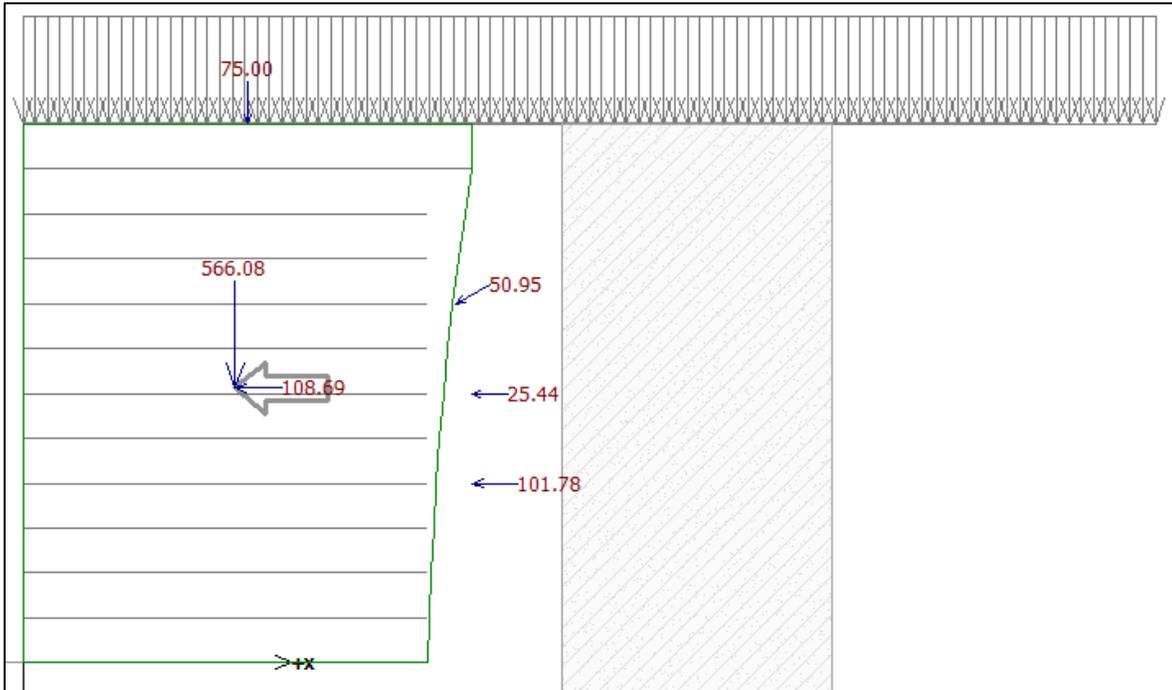
Active horizontal force  $H_{act} = 578.98$  kN/m

Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

**Figura 8.4 Fuerzas para la evaluación de estabilidad al deslizamiento y volcamiento Evento extremo I. Muro H=6.0m.**



**Forces acting on construction**

| Name                    | F <sub>hor</sub><br>[kN/m] | App.Pt.<br>z [m] | F <sub>vert</sub><br>[kN/m] | App.Pt.<br>x [m] | Coeff.<br>overtur. | Coeff.<br>sliding | Coeff.<br>stress |
|-------------------------|----------------------------|------------------|-----------------------------|------------------|--------------------|-------------------|------------------|
| Gravity force           | 0.00                       | -3.06            | 566.08                      | 2.36             | 0.900              | 0.900             | 1.250            |
| Earthquake - soil wedge | 108.69                     | -3.06            | 0.00                        | 2.36             | 1.000              | 1.000             | 1.000            |
| Active pressure         | 101.78                     | -2.00            | 0.00                        | 5.00             | 1.500              | 1.500             | 1.500            |
| Earthq. - act.pressure  | 44.66                      | -4.00            | 24.52                       | 4.81             | 1.000              | 1.000             | 1.000            |
| Sobre Carga             | 25.44                      | -3.00            | 0.00                        | 5.00             | 1.000              | 1.000             | 1.000            |
| Sobre Carga             | 0.00                       | -6.00            | 75.00                       | 2.50             | 0.000              | 0.000             | 1.000            |

**Verification of complete wall**

**Check for overturning stability**

Resisting moment  $M_{res} = 1320.96$  kNm/m

Overturning moment  $M_{ovr} = 892.61$  kNm/m

Wall for overturning is SATISFACTORY

**Check for slip**

Resisting horizontal force  $H_{res} = 360.18$  kN/m

Active horizontal force  $H_{act} = 331.46$  kN/m

Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

### 8.1.2 Evaluación de la capacidad de soporte y la excentricidad del muro

Para la evaluación de la capacidad de soporte del suelo se analizarán los dos escenarios considerando los factores de carga máximos para fuerzas verticales.

$$\sigma = \frac{N}{d - 2.e} < R_d$$
$$e < \frac{1}{3}d = e_{alw} \quad e = \frac{M_{ovr} - M_{res} + \frac{Nd}{2}}{N}$$

Donde:

N - fuerza normal que actúa en el fondo del muro

d - ancho del muro

Rd - capacidad de carga del suelo

e - excentricidad

ealw - excentricidad permitida

Movr - momento de vuelco

Mres - momento de resistencia

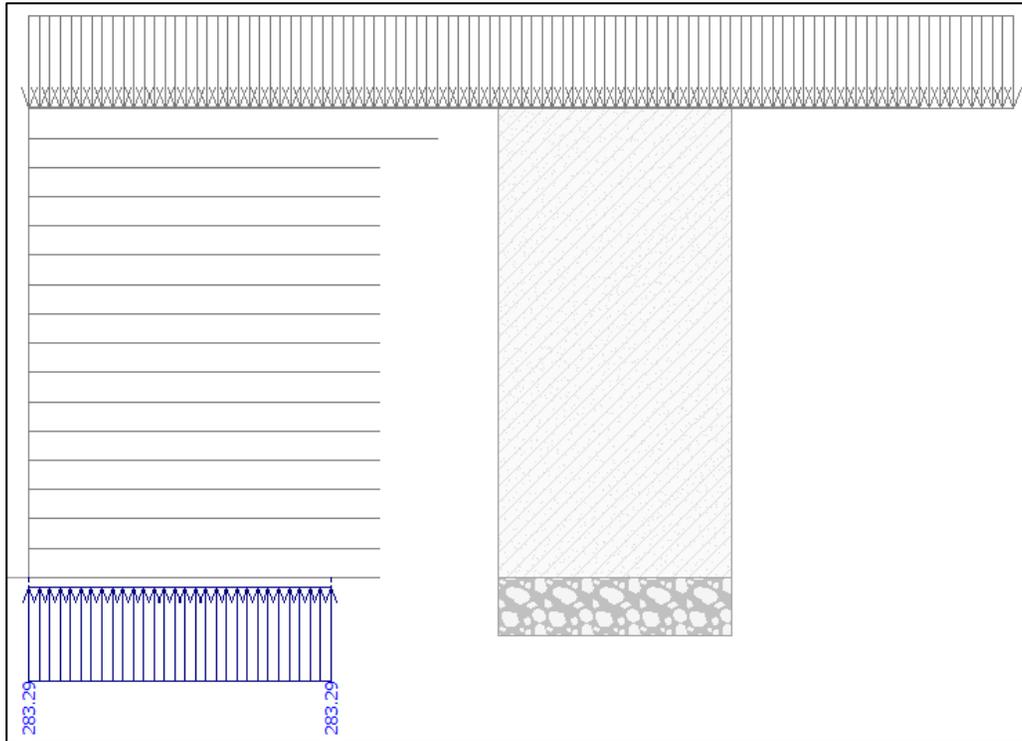
Para determinar la capacidad de carga del suelo de fundación se utilizó las ecuaciones utilizadas que corresponden al principio general de la capacidad de carga expuesta por Meyerhof, el análisis se realizó a una profundidad de empotramiento de mínimo 1.50 metros y con un ancho igual entre 6.0 y 4.50 metros.

**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

**Tabla 8.2 Capacidad de soporte por método de falla de rotura para una profundidad de cimentación de 1.50 m, factor de resistencia de 0.55 y relación de B/L igual a 1.0.**

| DATOS DE ENTRADA  |                   |                   |      |                        |      |                     |                         |                           |      |                    |              |               |
|---|-------------------|-------------------|------|------------------------|------|---------------------|-------------------------|---------------------------|------|--------------------|--------------|---------------|
| Tipo de Suelo <u>Arena</u>  |                   | μ= <u>0.35</u>    |      | Kp= <u>2.20</u>        |      | γ1= <u>21</u> KN/m3 |                         | Nivel Freatico <u>-</u> m |      | γ= <u>21</u> KN/m2 |              |               |
| Φ= <u>22</u>  |                   | D.F. <u>1.5</u> m |      | q= <u>31.5</u> KN/m2   |      | C= <u>0</u> KN/m2   |                         | F.R. <u>0.55</u>          |      | B/L <u>1.0</u>     |              |               |
| N60= <u>50</u>  |                   | L/B <u>1</u>      |      | Es= <u>50000</u> KN/m2 |      |                     |                         |                           |      |                    |              |               |
| ANÁLISIS DE RESISTENCIA AL CORTE  |                   |                   |      |                        |      |                     |                         |                           |      |                    |              |               |
| $q_u = cN_c f_c d_c i_c + qN_q f_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma d_\gamma i_\gamma$  |                   |                   |      |                        |      |                     |                         |                           |      |                    |              |               |
| $N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad f_c = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c} \quad \text{si } \frac{D_f}{B} \leq 1 \quad \text{si } \frac{D_f}{B} > 1$  |                   |                   |      |                        |      |                     |                         |                           |      |                    |              |               |
| $N_q = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} \quad f_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi \quad d_c = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B} \quad d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left( \frac{D_f}{B} \right)$                  |                   |                   |      |                        |      |                     |                         |                           |      |                    |              |               |
| $N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad f_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} \quad d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B} \quad d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \left( \frac{D_f}{B} \right)$ |                   |                   |      |                        |      |                     |                         |                           |      |                    |              |               |
| Ancho B (m)   | Factores de Carga |                   |      | Factores de Forma      |      |                     | Factores de Profundidad |                           |      | qult (KN/m2)       | qadm (KN/m2) | qadm (Ton/m2) |
|   | Nc=               | Fcs=              | Fcd= | Nq=                    | Fqs= | Fqd=                | Nγ=                     | Fsγ=                      | Fγd= |                    |              |               |
| 4.50  | 16.88             | 1.46              | 1.13 | 7.82                   | 1.40 | 1.11                | 7.13                    | 0.60                      | 1.0  | 584                | 321          | 32            |
|   | 7.82              | 1.40              | 1.11 | 7.13                   | 0.60 | 1.0                 |                         |                           |      |                    |              |               |
|   | 7.13              | 0.60              | 1.0  |                        |      |                     |                         |                           |      |                    |              |               |
| 6.00  | 16.88             | 1.46              | 1.10 | 7.82                   | 1.40 | 1.08                | 7.13                    | 0.60                      | 1.0  | 643                | 353          | 35            |
|   | 7.82              | 1.40              | 1.08 | 7.13                   | 0.60 | 1.0                 |                         |                           |      |                    |              |               |
|   | 7.13              | 0.60              | 1.0  |                        |      |                     |                         |                           |      |                    |              |               |

**Figura 8.5 Fuerzas para la evaluación de la capacidad de soporte y excentricidad Resistencia I. Muro H=8.0m.**



**Bearing capacity of foundation soil check**

**Eccentricity verification**

Max. eccentricity of normal force  $e = 852.7 \text{ mm}$   
Maximum allowable eccentricity  $e_{alw} = 1980.0 \text{ mm}$

Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY

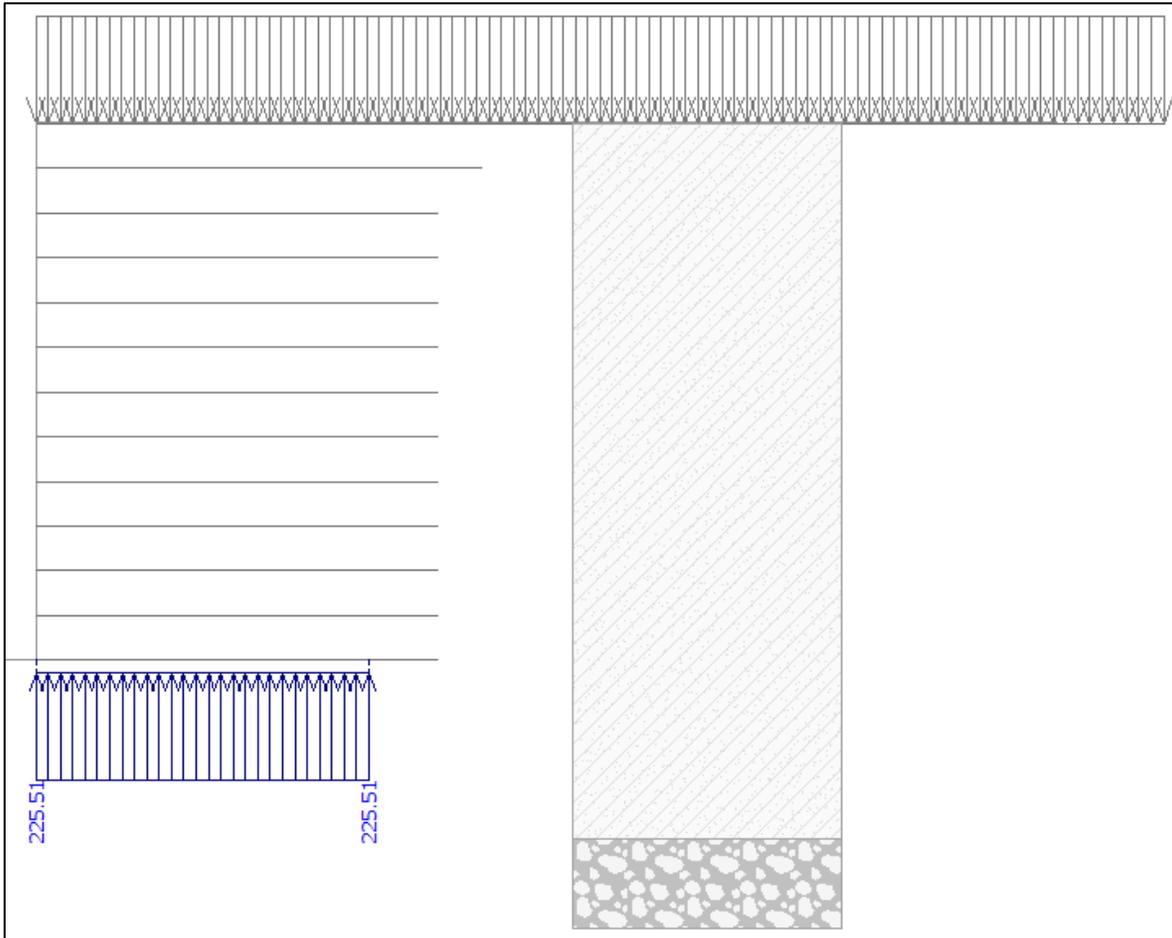
**Footing bottom bearing capacity verification**

Design bearing capacity of foundation soil  $R = 643.00 \text{ kPa}$   
Partial factor on earth resistance  $\gamma_{Rv} = 0.55$   
Max. stress at footing bottom  $\sigma = 283.29 \text{ kPa}$   
Bearing capacity of foundation soil  $R_d = 353.65 \text{ kPa}$

Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY

Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY

**Figura 8.6 Fuerzas para la evaluación de la capacidad de soporte y excentricidad Resistencia I. Muro H=6.0m.**



**Bearing capacity of foundation soil check**

**Eccentricity verification**

Max. eccentricity of normal force  $e = 750.1 \text{ mm}$

Maximum allowable eccentricity  $e_{alw} = 1485.0 \text{ mm}$

Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY

**Footing bottom bearing capacity verification**

Design bearing capacity of foundation soil  $R = 584.00 \text{ kPa}$

Partial factor on earth resistance  $\gamma_{Rv} = 0.55$

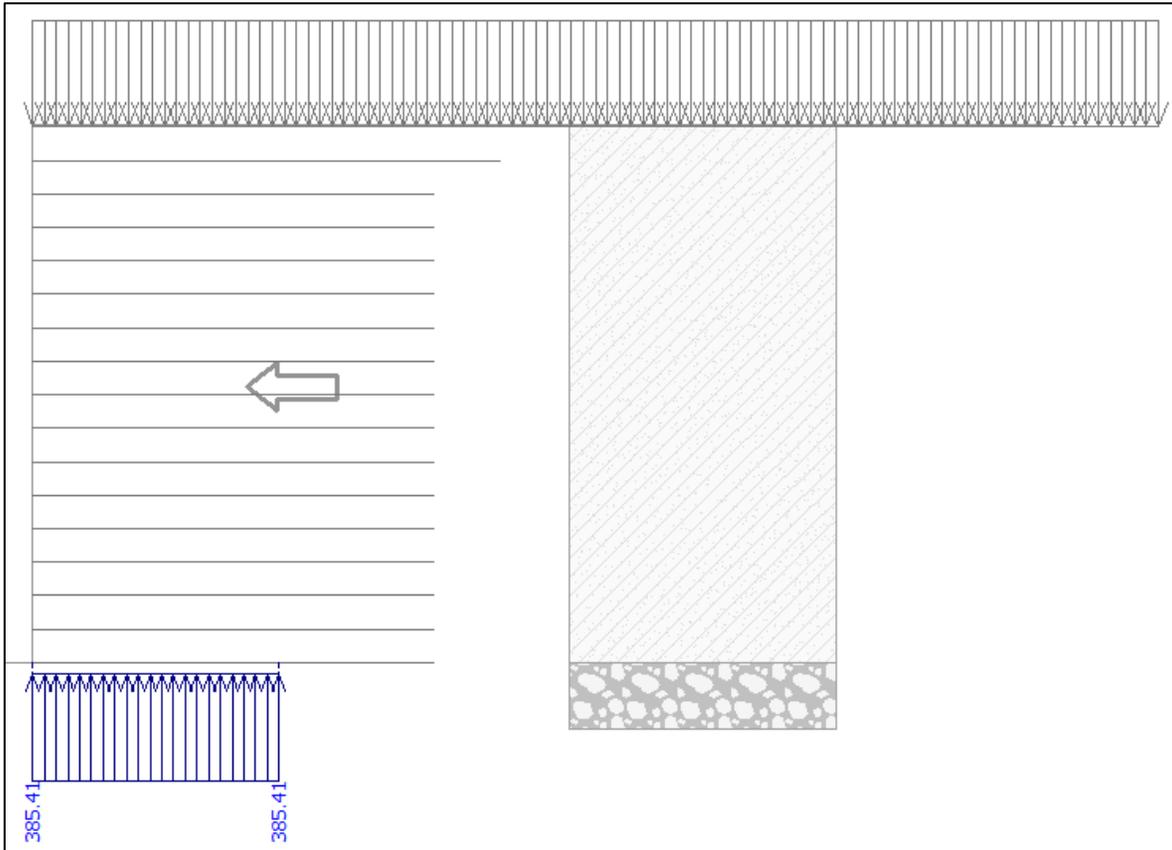
Max. stress at footing bottom  $\sigma = 225.51 \text{ kPa}$

Bearing capacity of foundation soil  $R_d = 321.20 \text{ kPa}$

Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY

Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY

**Figura 8.7 Fuerzas para la evaluación de la capacidad de soporte y excentricidad Evento extremo I. Muro H=8.0m.**



**Bearing capacity of foundation soil check**

**Eccentricity verification**

Max. eccentricity of normal force  $e = 1851.7 \text{ mm}$

Maximum allowable eccentricity  $e_{alw} = 1980.0 \text{ mm}$

Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY

**Footing bottom bearing capacity verification**

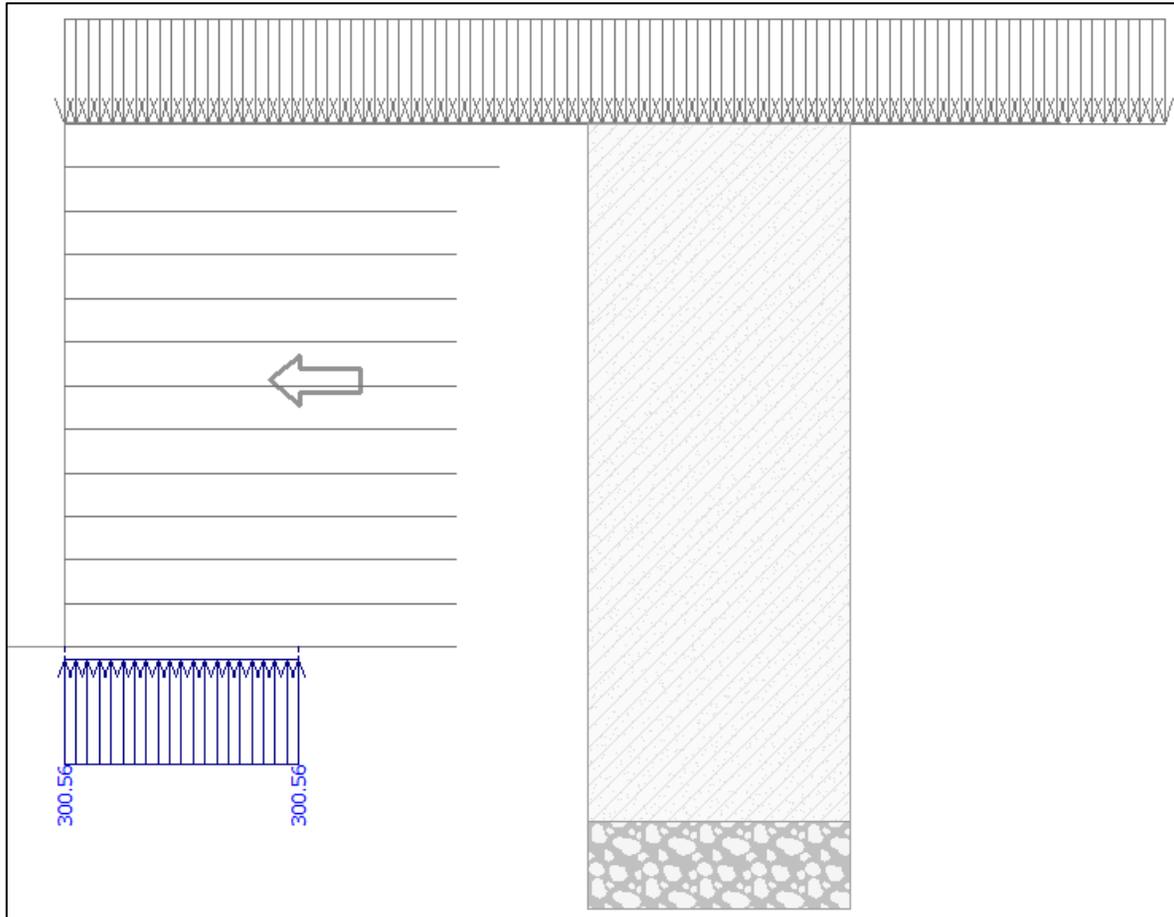
Max. stress at footing bottom  $\sigma = 385.41 \text{ kPa}$

Bearing capacity of foundation soil  $R_d = 643.00 \text{ kPa}$

Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY

Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY

**Figura 8.8 Fuerzas para la evaluación de la capacidad de soporte y excentricidad Evento extremo I. Muro H=6.0m.**



**Bearing capacity of foundation soil check**

**Eccentricity verification**

Max. eccentricity of normal force  $e = 1447.8 \text{ mm}$

Maximum allowable eccentricity  $e_{alw} = 1485.0 \text{ mm}$

Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY

**Footing bottom bearing capacity verification**

Max. stress at footing bottom  $\sigma = 300.56 \text{ kPa}$

Bearing capacity of foundation soil  $R_d = 584.00 \text{ kPa}$

Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY

Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY

## 8.2 EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD INTERNA

La falla interna de los muros de tierra estabilizados mecánicamente puede ocurrir de dos maneras diferentes:

- Las fuerzas de tracción se vuelven tan grandes que las inclusiones se alargan excesivamente o se rompen, lo que lleva a grandes movimientos y / o posible colapso de la estructura. Este modo de falla se llama falla por elongación o rotura de los refuerzos.
- Las fuerzas de tracción en los refuerzos se vuelven más grandes que la resistencia de extracción, lo que lleva a grandes movimientos y/o posible colapso de la estructura. Este modo de falla se llama falla por extracción.

Para los análisis de estabilidad interna se propone geotextil tejido y de acuerdo al CCP-14, el valor seccionado para Tult es el valor mínimo promedio del rollo (MARV). Teniendo en cuenta lo anterior se presenta las propiedades mecánicas de la geotextil tejido a utilizar.

**Tabla 8.3 Propiedades mecánicas de la geotextil tejido.**

| PROPIEDADES MECÁNICAS                               |         | NORMA DE ENSAYO | UNIDAD   | DATOS MARV |         |         |         |           |           |           |
|---|---------|-----------------|----------|------------|---------|---------|---------|-----------|-----------|-----------|
| Método Grab   |         |                 |          | BX 30      | BX 40   | BX 50   | BX 60   | BX 90     | BX 130    | BX 220    |
| Resistencia a la rotura                             | (MD)    | ASTM D 4632     | N        | 1480       | 1700    | 2210    | 2890    | 3940      | 4800      | -         |
|   | (TD)    |                 |          | 1560       | 1680    | 2160    | 2790    | 3750      | 4870      | -         |
| <b>Método Tira Ancha</b>                            |         |                 |          |            |         |         |         |           |           |           |
| Módulo secante al 2% de elongación                  | (MD/TD) | ASTM D 4595     | kN/m     | -          | 450/450 | 600/600 | 750/750 | 1000/1050 | 1300/1300 | 2050/2200 |
| Resistencia @ 2% de elongación                      | (MD/TD) |                 |          | -          | 9/9     | 12/12   | 15/15   | 20/21     | 26/26     | 41/44     |
| Resistencia @ 5% de elongación                      | (MD/TD) |                 |          | -          | 21/20   | 26/26   | 32/32   | 51/46     | 50/55     | 87/95     |
| Resistencia última (elongación <sup>2</sup> )       | (MD)    | GRI GT7         | kN/m (%) | 30 (21)    | 43 (10) | 53 (10) | 78 (9)  | 108 (9)   | 130(9)    | 220(10)   |
|   | (TD)    |                 |          | 31 (19)    | 40 (10) | 53 (9)  | 76 (9)  | 108 (9)   | 130 (9)   | 220 (9)   |
| Resistencia máxima disponible para diseño a 75 años | (MD)    | ASTM D 6241     | kN/m     | 15,0       | 21,5    | 26,5    | 39,0    | 54,0      | 65,0      | 110,1     |
|   | (TD)    |                 |          | 15,5       | 20,0    | 26,5    | 38,0    | 54,0      | 65,0      | 110,1     |
| Resistencia al punzonamiento estático CBR           |         | ASTM D 4533     | N        | 4320       | 5410    | 7050    | 9000    | 11290     | 13640     | 20870     |
| Resistencia al rasgado trapezoidal                  | (MD)    | ASTM D 4355     | N        | 600        | 730     | 840     | 920     | 1290      | 1740      | -         |
|   | (TD)    |                 |          | 530        | 710     | 840     | 820     | 1120      | 1560      | -         |
| Resistencia a UV (% retención a 500 horas)          |         |                 | (%)      | >50        | >70     | >70     | >70     | >70       | >70       | >70       |

Para los chequeos internos se debe evaluar la resistencia nominal de diseño a largo plazo del refuerzo  $R_t$  la cual depende del factor de reducción (RF) de la resistencia combinado que considera degradación potencial a largo plazo debida a los daños durante instalación, la fluencia y el envejecimiento químico.

$$R_t = \frac{T_{ult}}{RF_{CR} \cdot RF_D \cdot RF_{ID} \cdot FS_{UNC}}$$

Donde:

$R_t$ : fuerza de diseño a largo plazo del refuerzo.

$T_{ult}$ : fuerza característica del refuerzo.

$RF_{CR}$ : coeficiente de reducción de la deformación a largo plazo del refuerzo (determinado en función de la vida útil del refuerzo).

$RF_D$ : coeficiente de reducción de la durabilidad del refuerzo (determinado en función del pH del suelo).

**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

RFID: coeficiente de reducción del refuerzo cuando se inserta en el suelo (determinado en función de los tamaños de grano del suelo).

FSUNC - coeficiente general de incertidumbre del modelo.

Para los factores de reducción se tomaron los propuestos en la siguiente tabla:

**Tabla 8.4 Factores de reducción.**

| Nº | Factor de reducción   | Valor   |   |  |
|----|---|---|---|--|
| 1  | Factor de reducción por creep $RF_{CR}$<br>(Según ASTM D 5262 / 6992)                                       |   |   |  |
|    | @ 75 años   | <b>1.58</b>   |   |  |
|    | @ 114 años  | <b>1.60</b>   |   |  |
| 2  | Factor de reducción por durabilidad $RF_D$<br>(daños por ataques químicos ó bacteriológicos) <sup>(b)</sup> | 3<pH<5<br>8<pH<9<br><b>1.30</b>   | 5<pH<8<br><b>1.15</b>   |  |
|    | 3   | Factor de reducción por daños durante la instalación $RF_{ID}$ <sup>(b) (c)</sup> | Material tipo 1.<br>Tamaño máx.<br>102 mm.<br>$D_{50}$ alrededor de<br>30 mm. | Material tipo 2.<br>Tamaño máx.<br>20 mm.<br>$D_{50}$ alrededor de<br>0,70 mm. |
|    |   | <b>1.40 - 2.20</b>  | <b>1.10 - 1.40</b>  |  |

(b) De acuerdo con FHWA-NHI-00-43, según ensayos GRI GG7 – GRI GG8

(c) Los valores bajos del rango se asocian con materiales poco abrasivos colocados con equipo de construcción convencional, con presiones de inflado menores a 550 kPa (80 psi). Los valores altos del rango se asocian con materiales abrasivos provenientes de trituración.

Teniendo en cuenta lo anterior se determinó el valor de resistencia nominal para el geotextil tejido BX60, BX90 y BX130 con Tultm de 78, 108 y 130 KN/m respectivamente y un factor de reducción igual a 3.0 la resistencia admisible no puede ser mayor a  $R_t=26, 36$  y  $43.3$  KN/m respectivamente.

### 8.2.1 Verificación a la tracción de los refuerzos

A partir del valor de resistencia nominal para la geotextil tejido y la longitud mínima de refuerzo, se realiza la verificación a la tracción para refuerzos separados verticalmente cada 0.50 metros.

La resistencia a la tracción factorizada,  $T_r$ , es igual a:

$$T_r = \phi T_{al}$$

Donde:

Tal es igual  $R_t$

$\phi$  es el Factor de resistencia igual a 0.9.

La estabilidad con respecto a la rotura de los refuerzos requiere que:

$$T_{MAX} \leq T_r$$

Donde  $T_{MAX}$  es la carga factorizada máxima en un refuerzo y  $T_r$  es la resistencia a la tracción del refuerzo factorizado.

**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

**Tabla 8.5 Verificación a la tracción de los refuerzos Muro H=8.0m.**

| Capa No. | Geotextil | Profundidad | Tmax   | Rt     | $\Phi R_t$ | Verificación |
|----------|-----------|-------------|--------|--------|------------|--------------|
|          |           | z[m]        | [kN/m] | [kN/m] | [kN/m]     |              |
| 16       | BX60      | 7.5         | 20.19  | 26     | 23         | Cumple       |
| 15       | BX60      | 7.0         | 15.16  | 26     | 23         | Cumple       |
| 14       | BX60      | 6.5         | 16.66  | 26     | 23         | Cumple       |
| 13       | BX60      | 6.0         | 18.15  | 26     | 23         | Cumple       |
| 12       | BX60      | 5.5         | 19.65  | 26     | 23         | Cumple       |
| 11       | BX60      | 5.0         | 21.14  | 26     | 23         | Cumple       |
| 10       | BX90      | 4.5         | 22.63  | 36     | 32         | Cumple       |
| 9        | BX90      | 4.0         | 24.13  | 36     | 32         | Cumple       |
| 8        | BX90      | 3.5         | 25.62  | 36     | 32         | Cumple       |
| 7        | BX90      | 3.0         | 27.11  | 36     | 32         | Cumple       |
| 6        | BX90      | 2.5         | 28.61  | 36     | 32         | Cumple       |
| 5        | BX90      | 2.0         | 30.1   | 36     | 32         | Cumple       |
| 4        | BX90      | 1.5         | 31.59  | 36     | 32         | Cumple       |
| 3        | BX130     | 1.0         | 33.09  | 43.3   | 39         | Cumple       |
| 2        | BX130     | 0.5         | 34.23  | 43.3   | 39         | Cumple       |
| 1        | BX130     | 0.0         | 17.48  | 43.3   | 39         | Cumple       |

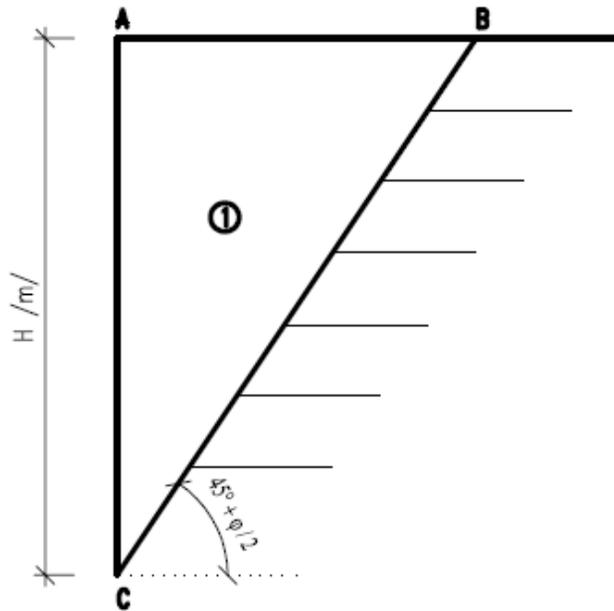
**Tabla 8.6 Verificación a la tracción de los refuerzos Muro H=6.0m.**

| Capa No. | Geotextil | Profundidad | Tmax   | Rt     | $\Phi R_t$ | Verificación |
|----------|-----------|-------------|--------|--------|------------|--------------|
|          |           | z[m]        | [kN/m] | [kN/m] | [kN/m]     |              |
| 12       | BX60      | 7.5         | 16.38  | 26     | 23         | Cumple       |
| 11       | BX60      | 7.0         | 12.66  | 26     | 23         | Cumple       |
| 10       | BX60      | 6.5         | 14.15  | 26     | 23         | Cumple       |
| 9        | BX60      | 6.0         | 15.65  | 26     | 23         | Cumple       |
| 8        | BX60      | 5.5         | 17.14  | 26     | 23         | Cumple       |
| 7        | BX60      | 5.0         | 18.63  | 26     | 23         | Cumple       |
| 6        | BX90      | 4.5         | 20.13  | 36     | 32         | Cumple       |
| 5        | BX90      | 4.0         | 21.62  | 36     | 32         | Cumple       |
| 4        | BX90      | 3.5         | 23.11  | 36     | 32         | Cumple       |
| 3        | BX90      | 3.0         | 24.61  | 36     | 32         | Cumple       |
| 2        | BX90      | 2.5         | 25.83  | 36     | 32         | Cumple       |
| 1        | BX90      | 2.0         | 13.33  | 36     | 32         | Cumple       |

## 8.2.2 Verificación por arrancamiento de los refuerzos

Se debe verificar la resistencia contra el arrancamiento de los refuerzos en todos los niveles. Para este cálculo solo se debe utilizar la longitud de arrancamiento efectiva que se extiende más allá de la superficie de falla teórica indicada.

Tabla 8.7 Superficie de falla teórica. STANDARD, AASHTO – EXTENSIBLE, FHWA NHI-10-024.



La longitud efectiva requerida para evitar el arrancamiento se debe determinar aplicando la siguiente expresión:

$$L_e \geq \frac{T_{\max}}{\phi F^* \alpha \sigma_v C R_c}$$

Donde:

$L_e$ , Longitud del refuerzo en la zona resistente.

$T_{\max}$ , Carga mayorada aplicada en el refuerzo.

$\phi$  es el Factor de resistencia igual a 0.9.

$F^*$ , Factor de fricción para el arrancamiento de los refuerzos.

$\alpha$ , Factor de corrección por efectos de escala.

$\sigma_v$ , Esfuerzo vertical no mayorada al nivel de los refuerzos en la zona resistente.

$C$ , Factor que considera la geometría del área superficial de los refuerzos con base en el perímetro bruto de los refuerzos; para los refuerzos en forma de franja, malla y lamina (es decir para los refuerzos de dos lados) este factor es igual a 2.

$R_c$ , Relación de cobertura de los refuerzos.

**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

**Tabla 8.8 Verificación al arrancamiento de los refuerzos Muro H=8.0m.**

| Capa | Altura Muro (m) | $\sigma_v$ (KN/m <sup>2</sup> ) | Tmax (KN/m) | La (zona activa) (m) | Le (Refuerzo Disponible) (m) | Le (Refuerzo Requerido) (m) | Verificación |
|------|-----------------|---------------------------------|-------------|----------------------|------------------------------|-----------------------------|--------------|
| 16   | 7.5             | 10.0                            | 20.2        | 4.0                  | 2.0                          | 1.00                        | Cumple       |
| 15   | 7.0             | 20.0                            | 15.2        | 3.7                  | 2.3                          | 1.00                        | Cumple       |
| 14   | 6.5             | 30.0                            | 16.7        | 3.5                  | 2.5                          | 1.00                        | Cumple       |
| 13   | 6.0             | 40.0                            | 18.2        | 3.2                  | 2.8                          | 1.00                        | Cumple       |
| 12   | 5.5             | 50.0                            | 19.7        | 2.9                  | 3.1                          | 1.00                        | Cumple       |
| 11   | 5.0             | 60.0                            | 21.1        | 2.7                  | 3.3                          | 1.00                        | Cumple       |
| 10   | 4.5             | 70.0                            | 22.6        | 2.4                  | 3.6                          | 1.00                        | Cumple       |
| 9    | 4.0             | 80.0                            | 24.1        | 2.1                  | 3.9                          | 1.00                        | Cumple       |
| 8    | 3.5             | 90.0                            | 25.6        | 1.9                  | 4.1                          | 1.00                        | Cumple       |
| 7    | 3.0             | 100.0                           | 27.1        | 1.6                  | 4.4                          | 1.00                        | Cumple       |
| 6    | 2.5             | 110.0                           | 28.6        | 1.3                  | 4.7                          | 1.00                        | Cumple       |
| 5    | 2.0             | 120.0                           | 30.1        | 1.1                  | 4.9                          | 1.00                        | Cumple       |
| 4    | 1.5             | 130.0                           | 31.6        | 0.8                  | 5.2                          | 1.00                        | Cumple       |
| 3    | 1.0             | 140.0                           | 33.1        | 0.5                  | 5.5                          | 1.00                        | Cumple       |
| 2    | 0.5             | 150.0                           | 34.2        | 0.3                  | 5.7                          | 1.00                        | Cumple       |
| 1    | 0.0             | 160.0                           | 17.5        | 0.0                  | 6.0                          | 1.00                        | Cumple       |

**Tabla 8.9 Verificación al arrancamiento de los refuerzos Muro H=6.0m.**

| Capa | Altura Muro (m) | $\sigma_v$ (KN/m <sup>2</sup> ) | Tmax (KN/m) | La (zona activa) (m) | Le (Refuerzo Disponible) (m) | Le (Refuerzo Requerido) (m) | Verificación |
|------|-----------------|---------------------------------|-------------|----------------------|------------------------------|-----------------------------|--------------|
| 11   | 5.0             | 10.0                            | 16.4        | 2.9                  | 1.6                          | 1.00                        | Cumple       |
| 10   | 4.5             | 20.0                            | 12.7        | 2.7                  | 1.8                          | 1.00                        | Cumple       |
| 9    | 4.0             | 30.0                            | 14.2        | 2.4                  | 2.1                          | 1.00                        | Cumple       |
| 8    | 3.5             | 40.0                            | 15.7        | 2.1                  | 2.4                          | 1.00                        | Cumple       |
| 7    | 3.0             | 50.0                            | 17.1        | 1.9                  | 2.6                          | 1.00                        | Cumple       |
| 6    | 2.5             | 60.0                            | 18.6        | 1.6                  | 2.9                          | 1.00                        | Cumple       |
| 5    | 2.0             | 70.0                            | 20.1        | 1.3                  | 3.2                          | 1.00                        | Cumple       |
| 4    | 1.5             | 80.0                            | 21.6        | 1.1                  | 3.4                          | 1.00                        | Cumple       |
| 3    | 1.0             | 90.0                            | 23.1        | 0.8                  | 3.7                          | 1.00                        | Cumple       |
| 2    | 0.5             | 100.0                           | 24.6        | 0.5                  | 4.0                          | 1.00                        | Cumple       |
| 1    | 0.0             | 110.0                           | 25.8        | 0.3                  | 4.2                          | 1.00                        | Cumple       |

### 8.3 EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD GLOBAL

Para realizar la evaluación de la estabilidad global de los taludes de la zona se tiene en cuenta el cálculo de los factores de seguridad mediante el método de equilibrio límite se utiliza la teoría de Mohr – Coulomb. Los parámetros básicos del modelo son la cohesión y el ángulo de fricción interna del material.

Para el análisis del modelo geotécnico del deslizamiento se utilizó el software para computador Slide Versión 6.020, de Rocscience Inc. Es un software que usa la teoría del equilibrio límite para calcular el factor de seguridad de taludes de tierra y roca.

Para evaluar las condiciones de estabilidad de los taludes se tuvieron en cuenta los siguientes escenarios:

Escenario 1: Condición estática

Escenario 2: Condición seudo – estática

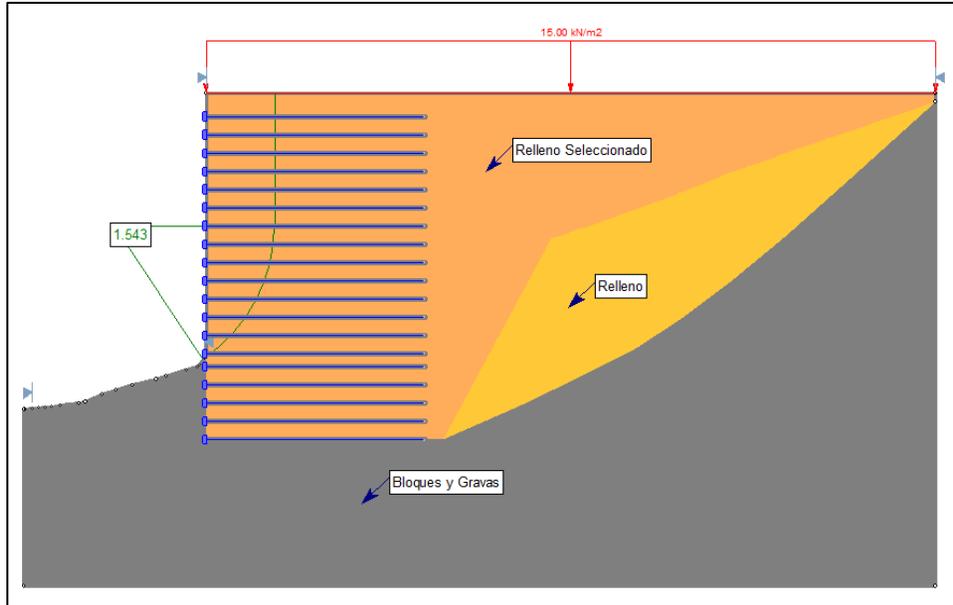
Para esta evaluación, se adoptaron las recomendaciones del REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10 en relación a los factores de seguridad para estabilidad de taludes. El CAPITULO H.6 Estructuras de Contención establece lo siguiente:

**Tabla 8.10 Factores de seguridad tabla H.6.9-1 de la NSR-10.**

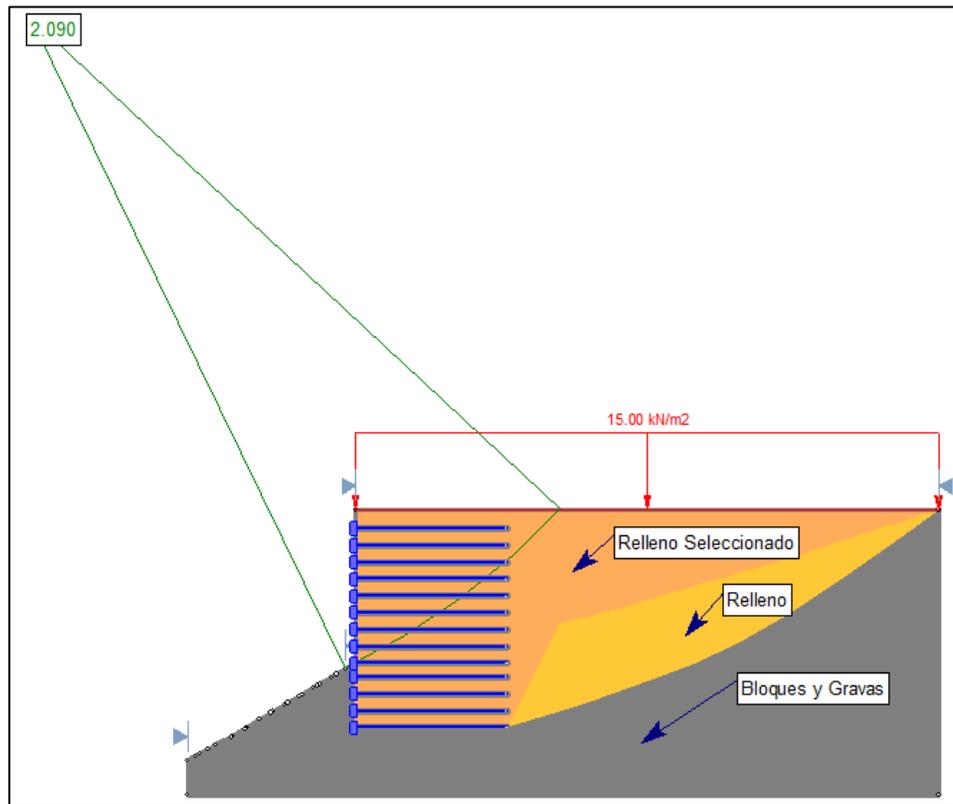
| Condición   | Construcción  | Estático                  | Sismo            | Seudo estático            |
|---|---|---------------------------|------------------|---------------------------|
| <b>Deslizamiento</b>  | 1.60  | 1.60                      | Diseño           | 1.05                      |
| <b>Volcamiento:</b> el que resulte más crítico de Momento Resistente/ Momento Actuante<br>Excentricidad en el sentido del momento (e/B) | $\geq 3.00$<br>$\leq 1/6$                                 | $\geq 3.00$<br>$\leq 1/6$ | Diseño<br>Diseño | $\geq 2.00$<br>$\leq 1/4$ |
| <b>Capacidad portante</b>   | Iguales a los de la Tabla H.4.1                           |                           |                  |                           |
| <b>Estabilidad Intrínseca materiales térreos</b><br>(reforzados o no)   | Iguales a los de la Tabla H.2.1                           |                           |                  |                           |
| <b>Estabilidad Intrínseca materiales manufacturados</b>   | Según material (Concreto-Título C; Madera-Título G; etc.) |                           |                  |                           |
| <b>Estabilidad general del sistema:</b>   |   |                           |                  |                           |
| Permanente o de Larga duración (> 6 meses)  | 1.20  | 1.50                      | Diseño           | 1.05                      |
| Temporal o de Corta duración (< 6 meses)  | 1.20  | 1.30                      | 50% de Diseño    | 1.00                      |
| <b>Laderas adyacentes (Zona de influencia &gt; 2.5H)</b>  | 1.20  | 1.50                      | Diseño           | 1.05                      |

**8.3.1 Escenario 1: Condición estática**

**Figura 8.9 Análisis de estabilidad. Escenario 1: Condición estática. Muro H=8.0m.**

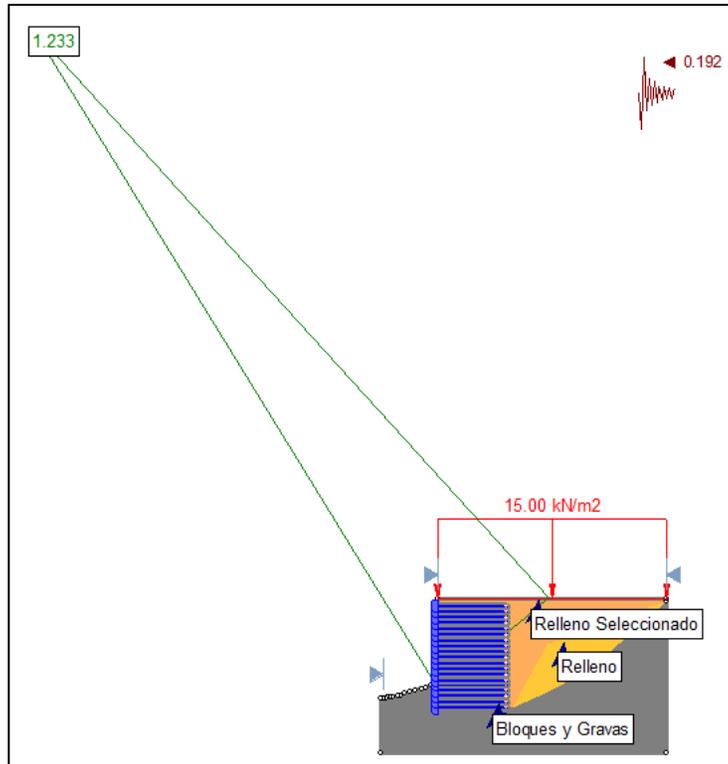


**Figura 8.10 Análisis de estabilidad. Escenario 1: Condición estática. Muro H=6.0m.**

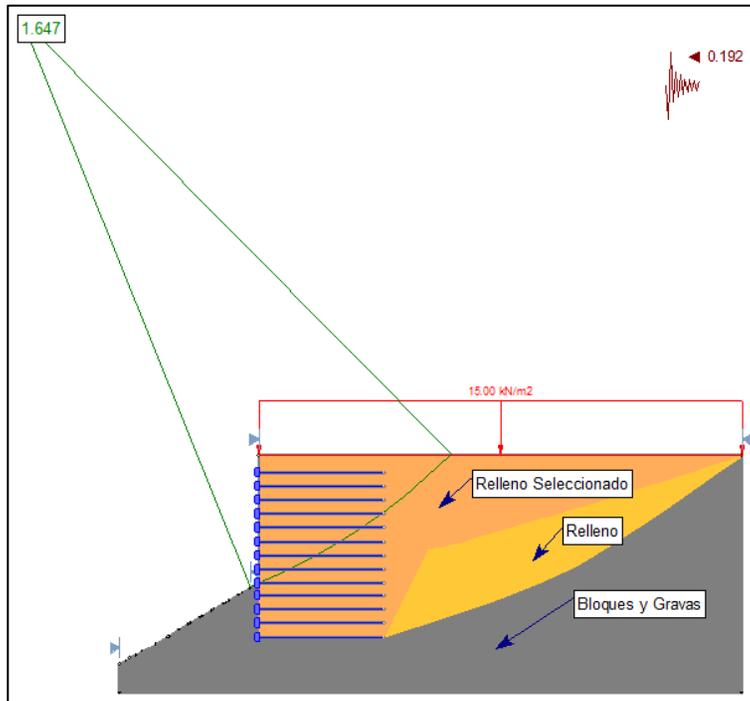


**8.3.2 Escenario 2: Condición seudo – estática**

**Figura 8.11 Análisis de estabilidad. Escenario 1: Condición estática. Muro H=8.0m.**



**Figura 8.12 Análisis de estabilidad. Escenario 1: Condición estática. Muro H=6.0m.**



## 9 EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD

La segunda fase en la evaluación y zonificación final del riesgo corresponde al análisis de vulnerabilidad. Este análisis tiene como principal objetivo conocer, estudiar y anticipar la propensión de un sistema o sociedad de ser dañada o afectada como consecuencia de un evento amenazante.

En el contexto de la evaluación de las amenazas de origen natural, el análisis ahora se enfoca en la determinación de la vulnerabilidad de la infraestructura física y en lo relacionado con pérdida y afectación de vidas humanas como consecuencia del daño físico de las construcciones.

El análisis de vulnerabilidad y riesgo se efectúa únicamente para aquellas áreas amenazadas, es decir, aquellas porciones de terreno definidas como críticas en la evaluación previa de amenaza. La metodología propuesta por el Servicio Geológico Colombiano (2015), base del presente análisis, contempla la evaluación de la vulnerabilidad tanto física (bienes físicos) y personas en forma cuantitativa, analizando diferentes escenarios ante los tipos de movimientos de masa esperados. Para tal fin, se estima el grado de fragilidad de los elementos expuestos ante el evento amenazante como la intensidad de las masas deslizantes.

Según la metodología propuesta por Uzielli et al. (2008), Li et al. (2010) y Du et al. (2013), la vulnerabilidad está en función de la fragilidad de las estructuras y la intensidad del evento amenazante, representada en la siguiente expresión:

$$V = \begin{cases} \frac{1}{2} \left( \frac{I}{1-S} \right)^2 & I \leq 1-S \\ 1 - \frac{1}{2} \left( \frac{1-I}{S} \right)^2 & I > 1-S \end{cases}$$

Donde:

V es la vulnerabilidad de los elementos expuestos a la amenaza.

I es la intensidad del evento.

S es la fragilidad del elemento expuesto.

Los resultados se pueden clasificar según lo ilustra la siguiente tabla. Es así que para estructuras 1.0 significa la destrucción completa de la misma; valores inferiores representan el grado de daño y cero (0.0) corresponde a ninguna tipa de afectación. En lo que respecta a personas, 1 significa la pérdida de la vida, y los valores menores que 1 se traducen como la probabilidad de pérdida de la vida.

**Tabla 9.1 Clasificación de la vulnerabilidad para edificaciones y líneas vitales.**

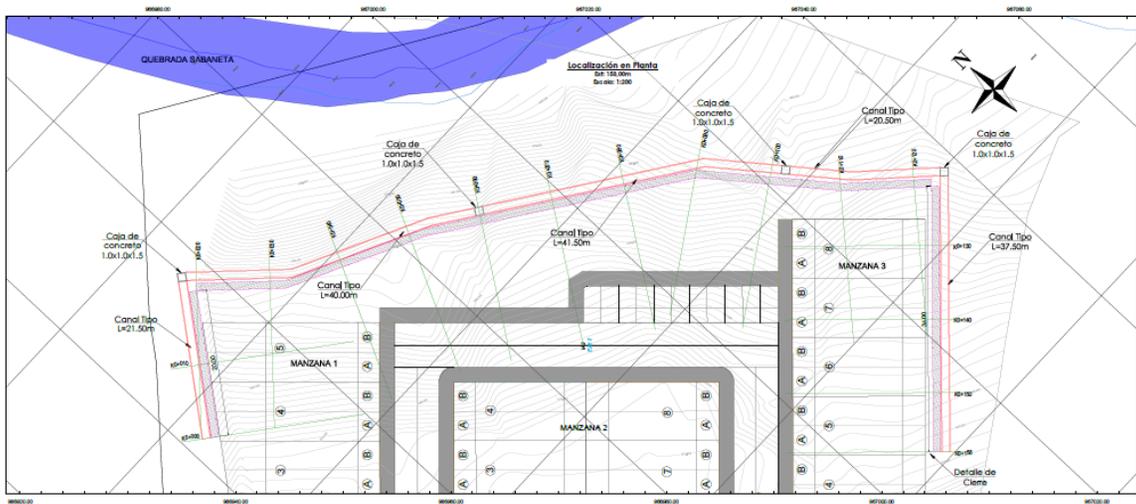
| CLASIFICACIÓN DE LA VULNERABILIDAD | VALOR DE VULNERABILIDAD | NIVEL DE DAÑO |
|------------------------------------|-------------------------|---------------|
| Alta                               | 0.50-1.00               | Colapso total |
| Media                              | 0.10-0.50               | Grave         |
| Baja                               | 0.02-0.10               | Moderado      |
|                                    | 0.00-0.02               | Leve          |

**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

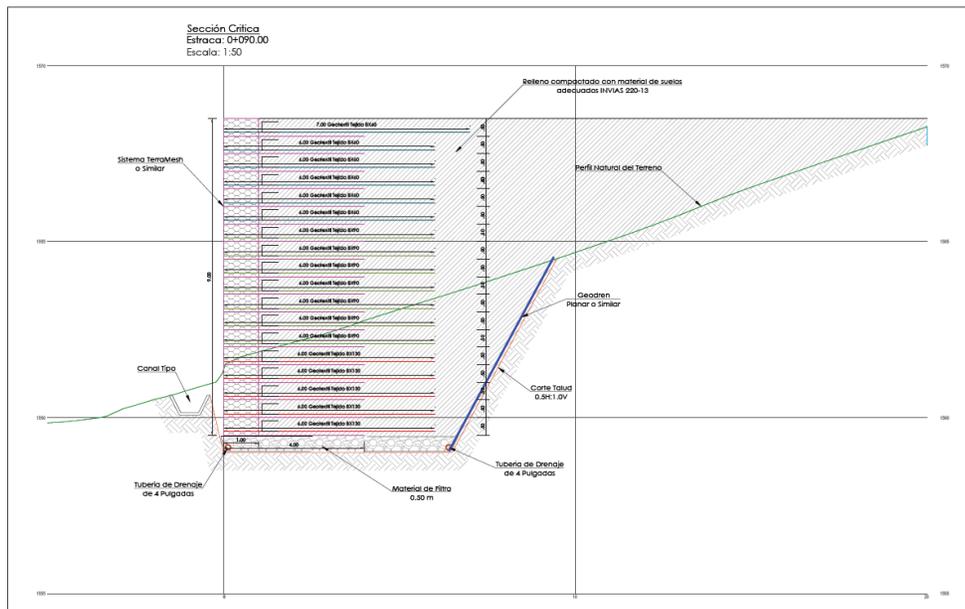
### 9.1 VULNERABILIDAD DEL PROYECTO

Teniendo en cuenta los resultados de la zonificación de la amenaza, en el cual se definió el área ocupada por el proyecto como zona de amenaza baja ante la ocurrencia de un evento de inestabilidad, es posible establecer que el área de estudio no es vulnerable ante dichos eventos amenazantes. Cabe destacar que se establece para el proyecto una vulnerabilidad baja siempre y cuando se construya las obras de mitigación diseñadas en las áreas recomendadas, se cimienten sobre suelos competentes y que las estructuras se ubiquen en corte y no sobre rellenos; Con lo que se esperan estructuras intactas a daños locales leves y/o ningún tipo de afectación debido a los movimientos en masa que se puedan presentar.

**Figura 9.1 Localización de las obras de mitigación propuestas, para garantizar una vulnerabilidad baja.**



**Figura 9.2 Obras de mitigación propuestas, para garantizar una vulnerabilidad baja.**



**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

Lo anteriormente expuesto se ilustra en la siguiente figura, en donde se cataloga el área en estudio como zona de vulnerabilidad baja siempre y cuando se construyan las obras de mitigación.

**Figura 9.3 Mapa de vulnerabilidad por movimientos en masa.**



## 10 EVALUACIÓN DEL RIESGO

El riesgo es el desastre potencial, definido como el daño, destrucción o pérdida esperada obtenida de la convolución de la probabilidad de ocurrencia de eventos peligrosos y de la vulnerabilidad de los elementos expuestos a tales amenazas, matemáticamente expresado como la probabilidad de exceder un nivel de consecuencias económicas y sociales en un cierto sitio y en un cierto período de tiempo. (Cardona, 1997a).

Matemáticamente el riesgo específico se puede expresar mediante la siguiente expresión

$$R_s = P(H_i) * V * E$$

Donde:

$R_s$  es riesgo específico o grado de pérdidas esperadas debido a una amenaza de magnitud o intensidad  $P(H_i)$ .

$P(H_i)$  es amenaza o probabilidad de ocurrencia de un movimiento en masa.

$V$  es vulnerabilidad del elemento expuesto o la proporción de  $E$  probablemente afectada en forma negativa por el evento de magnitud ( $H_i$ ) expresada en una escala entre 0 y 1.

$E$  es el valor total o costo de los elementos físicos expuestos o amenazados por el movimiento en masa.

En lo que respecta a la evaluación del riesgo por movimientos en masa para el presente estudio, considerando que tanto el grado de amenaza como de vulnerabilidad que presenta el proyecto es de categoría baja, se puede concluir que el nuevo proyecto no presenta riesgo por movimientos en masa, siempre y cuando se garantice las recomendaciones establecidas en el estudio geotécnico y se construyan las obras de mitigación propuestas en este informe y en el área recomendada.

### 10.1 EVALUACIÓN DEL RIESGO DEL PROYECTO

De acuerdo a lo anterior, el riesgo a deslizamientos es BAJO, siempre y cuando se garanticen las condiciones de cimentación se construyan las obras de mitigación y se cumplan con todos los lineamientos de la normatividad vigente.

**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

**Figura 10.1 Mapa de riesgo por movimientos en masa.**



## 11 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 11.1 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

De acuerdo a la información de los estudios anteriores la zona de estudio se caracteriza por presentar tres (3) zonas geotécnicas bien definidas las cuales se describen a continuación:

- Zona geotecnia 1. Esta zona se caracteriza principalmente por presentar una capa superficial de arcillas limosas de color café con presencia de material orgánico y raíces con un espesor medio entre 1.50 y 2.0 m. Esporádicamente se observa la presencia de bloques de arenisca expuestos en superficie con tamaños variados que pueden exceder los 0.60 m de lado.
- Zona geotecnia 2. Se caracteriza por la presencia predominante de arcillas grises y algunas capas delgadas de arenas de color blanco. Según lo observado en la perforación S6, este material supera los 12 m de espesor. A su vez, en las líneas sísmicas se identifican unos contrastes significativos que permiten diferenciar concavidades rellenas con materiales de menor rigidez frente a los existentes en la periferia.
- Zona geotecnia 3. Se caracteriza por encontrarse cubierta en superficie por materiales de relleno, conformados por arcillas y limos de color café, con presencia de raíces, pastos y material orgánico, así como algunos escombros de construcción. Dicho relleno en la zona más profunda puede exceder los 10 m de espesor y se encuentra apoyado sobre cantos de arenisca embebidos en matriz arcillosa.

### 11.2 EVALUACIÓN DE LA AMENAZA POR MOVIMIENTOS EN MASA

La evaluación de la amenaza se efectuó teniendo en cuenta la metodología propuesta por el Servicio Geológico Colombiano (SGC, 2016), la cual se basa en el cálculo de probabilidades de falla, obteniéndose al determinar la probabilidad anual de falla considerando los eventos sísmicos y de lluvia.

Para determinar la zonificación de la amenaza más real, se ponderaron los diferentes escenarios, en donde se aprecia, que la probabilidad de ocurrencia de un deslizamiento es mayor para aquellos escenarios en los cuales no se registraría un evento sísmico.

**Tabla 11.1 Escenarios de análisis de la evaluación de la amenaza.**

| ESCENARIO | DESCRIPCIÓN                    | PONDERACIÓN PROPUESTA |
|-----------|--------------------------------|-----------------------|
| 1         | Estático                       | 0,73                  |
| 2         | Estático parcialmente saturado | 0,25                  |
| 3         | Dinámico                       | 0,02                  |

De acuerdo a los resultados se pudo concluir que la totalidad del área donde se proyecta el futuro desarrollo urbanístico se localiza en zonas de amenaza baja, sin embargo, en la parte baja del proyecto se debe proyectar la construcción de una obra de mitigación que permita garantizar la estabilidad del urbanismo proyectado.

## **11.3 OBRAS DE MITIGACIÓN**

Aun cuando el lote en condiciones actuales y con proyecto presentan una amenaza baja a movimientos en masa, es importante aclarar que en la zona baja del perfil A-A', en los análisis dinámicos se presentaron factores menores a 1.0, razón por la cual se hace necesario construir obras de mitigación para garantizar la estabilidad del proyecto, debido a que no cumple con los factores de seguridad mínimos exigidos por la NSR-10.

Adicionalmente se recomienda que al realizar la implantación del proyecto de urbanismo se retire la totalidad de los suelos con presencia orgánica en donde se vayan a construir los cimientos de las estructuras.

Para garantizar la estabilidad del proyecto se recomienda la construcción de un muro de contención cimentados sobre suelos competentes y de altura igual a las cotas de implantación del proyecto.

### **11.3.1 Recomendaciones para la construcción de las obras de mitigación**

- Se recomienda realizar cortes para emplazar el muro a una profundidad mínima de 2.0 metros.
- Se recomienda conformar el muro en capas compactas de 0.25 metros de altura cubiertas con la geotextil tejido BX60, BX90 y BX130 o similar con una resistencia ultima (Resistencia MARV).
- La longitud de los refuerzos debe ser constante en toda la altura del muro para limitar los asentamientos diferenciales en la zona reforzada.
- Los refuerzos utilizados en el muro no deben permanecer expuestos a la luz solar.
- Se recomienda conformar la fallada del muro proyectado mediante la instalación del sistema TerraMesh de MACCAFERRI o similar, el cual consiste en un gavión con una malla de anclaje de mínimo 4.0 metros de longitud.
- Entre la fallada y el suelo compactado se recomienda instalar un manto de geotextil no tejido con el fin de evitar la migración de los finos por las canastas de los gaviones.
- El suelo de relleno recomendado para la conformación del muro de tierra estabilizada mecánicamente, debe cumplir con las especificaciones INVIAS 220-13 de suelos adecuados.
- La compactación del suelo de conformación se hará en capas de 0.25 m de espesor alcanzando una compactación igual o mayor al 95% de la densidad máxima alcanzada de acuerdo con la prueba proctor modificada
- Compactar con un equipo de compactación pesado (vibro compactador) hasta una distancia no menor a 1.50 m de la fachada del muro. En la zona de 1.50 m a la fachada del muro, se debe utilizar equipo de compactación liviano como una placa vibratoria o un apisonador vibratorio.
- Si al construir el muro e instalar las mallas se encuentran con alguna obstrucción vertical, el refuerzo en esos puntos se puede suspender, siempre y cuando la obstrucción se encuentre por lo menos a 0.7H de la cara del muro, si la obstrucción se encuentra a una distancia menor, se debe garantizar un refuerzo adicional entre refuerzos principales calculados.
- Se recomienda la construcción de drenes horizontales de PVC de 2 pulgadas de diámetro de 3.0 metros de longitud separados cada 2.0 metros entre bolillos, la tubería de los drenes debe tener ranuras en por lo menos la mitad de su longitud y deben estar protegidos con geotextil no tejido.
- En la parte posterior al muro se recomienda la instalación de un geodren planar, con el fin que direccionen las posibles infiltraciones del relleno atrás del muro hacia el lecho filtrante.
- En el fondo del muro se recomienda construir un lecho filtrante, que estará conectado a un filtro que se encuentra en la esquina inferior del muro, con el fin de drenar todas las posibles infiltraciones de agua que se presenten en la base del muro y así mitigar el riesgo a deslizamiento.
- Para la construcción de las obras se recomienda realizar los cortes mediante talud 0.50H:1.0V siguiendo las siguientes recomendaciones:  
Realizar inicialmente la excavación por medio de taludes para garantizar la estabilidad de la excavación durante el proceso constructivo de la cimentación.

**ESTUDIO DETALLADO DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA, PARA EL PROYECTO BOSQUE LADERA LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ, DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

Durante el proceso de excavación, se debe monitorear mediante control, topográfico, las coronas de los taludes de las excavaciones para detectar potenciales zonas susceptibles a derrumbes y tomar las medidas de protección necesarias.

Durante la construcción se debe contar con la supervisión de un ingeniero geotecnista, de tal manera que verifique si los materiales de cimentación en cada sector corresponden a los encontrados en el estudio geotécnico.

No dejar las excavaciones expuestas a las infiltraciones de agua.

De igual forma se evitará la exposición prolongada de las excavaciones, a intemperismos, para lo cual se recomienda programar las excavaciones de tal forma que transcurra el menor tiempo posible entre su terminación y las operaciones de vaciado de los cimientos.

Se deberá consultar con el Ingeniero Geotecnista, cualquier cambio que se realice al proyecto.

Se recomienda construir una caja de recolección de las aguas de infiltración en la parte inferior del muro, con el fin de evacuar las aguas sub-superficial que pudiera afectar la integridad de la estructura de contención.

Los materiales de construcción deben satisfacer las especificaciones técnicas del INVIAS 2013.

El contratista debe verificar y documentar que los materiales de construcción utilizados, así como el suelo de fundación, cumplen como mínimo con los valores de resistencia al corte considerados en los diseños.

El sistema de subdrenaje planteado es el mínimo a ejecutar. Al momento de la construcción se debe realizar la revisión y corrección, de acuerdo a las características vistas en campo.

Es muy importante la supervisión técnica de la obra durante la construcción, por parte de un ingeniero civil – geotecnista, facultado según la ley 400 de la NSR-10, conforme lo define el Título I.

## **11.4 EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD**

Teniendo en cuenta los resultados de la zonificación de la amenaza por movimientos, en las cuales se definió el área ocupada por el proyecto como zona de amenaza baja ante la ocurrencia de estos eventos, es posible establecer que el área de estudio no es vulnerable ante dichos sucesos amenazantes.

Cabe destacar que se establece para el proyecto una vulnerabilidad baja siempre y cuando se construya las obras de mitigación diseñadas en las áreas recomendadas, se cimienten sobre suelos competentes y que las estructuras se ubiquen en corte y no sobre rellenos; Con lo que se esperan estructuras intactas a daños locales leves y/o ningún tipo de afectación debido a los movimientos en masa que se puedan presentar.

## **11.5 EVALUACIÓN DEL RIESGO**

En lo que respecta a la evaluación del riesgo por movimientos en masa para el presente estudio, considerando que tanto el grado de amenaza como de vulnerabilidad que presenta el proyecto es de categoría baja, se puede concluir que el nuevo proyecto no presenta riesgo por movimientos en masa.

De acuerdo a lo anterior, el riesgo a deslizamientos es BAJO, siempre y cuando se garanticen las condiciones de cimentación se construyan las obras de mitigación y se cumplan con todos los lineamientos de la normatividad vigente.

## **11.6 RECOMENDACIONES GENERALES**

- Se recomienda realizar el estudio geotécnico al área en estudio de acuerdo al título H de la NSR-10.
- Aplicando la metodología propuesta por el Servicio Geológico Colombiano, SGC, en su “Guía Metodológica para Estudios de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo por Movimientos en Masa”, el área en estudio es viable para la construcción del proyecto, siempre y cuando se adopten las recomendaciones que establezcan en el estudio geotécnico.
- Este estudio contemplo las amenazas a deslizamientos y no evaluó el comportamiento de las estructuras proyectadas bajo efectos sísmicos, para determinar si en el área de estudio se presentan suelos con características especiales ante sismos, se recomienda realizar un estudio teniendo en cuenta los análisis solicitados en el capítulo H-7 de la NSR-10.
- La profundidad, capacidad de soporte y tipo de cimentación de las estructuras proyectadas, las establece el estudio geotécnico, sin embargo, para garantizar una amenaza baja a movimientos en masa se recomienda garantizar que la cimentación llegue a nivel de suelo competente y bajo ninguna circunstancia se deben proyectar las estructuras sobre rellenos en las laderas existentes.
- No es recomendable realizar ningún tipo de excavación en forma vertical, debido a que se podrían presentar fallas en las excavaciones (fallas de fondo).
- En el desarrollo del urbanismo adicionalmente de las obras de drenaje superficial se recomienda contemplar obras de drenaje subsuperficial (filtros, drenes, etc), esto con el fin de evitar los ascensos de los niveles de agua subterránea.
- En el diseño de los muros de contención deben contemplar el nivel de agua subterránea superficial en los análisis de carga.

## **11.7 LIMITACIONES**

Las recomendaciones dadas en este informe corresponden al resultado de la evaluación de las muestras y condiciones del subsuelo obtenidas de acuerdo con la Ingeniería de suelos, que fueron tomadas de los estudios anteriores referenciados en el capítulo 2.5.1 del presente informe.

Pueden existir condiciones del subsuelo no encontradas en las perforaciones realizadas, sin embargo, se considera que el alcance de los trabajos de campo es adecuado para definir los parámetros y características de los suelos en el área de proyecto.

Si durante las etapas de diseño y construcción se encuentran condiciones del subsuelo diferentes a las descritas en el estudio de suelos se dará aviso oportuno para complementar la información.

Los análisis de vulnerabilidad presentados de las estructuras existentes no tuvieron en cuenta los análisis de cimentación establecidos en la NSR-10, se recomienda realizar el estudio geotécnico al área en estudio de acuerdo al título H de la NSR-10 y de ser necesario realizar las recomendaciones necesarias para garantizar la estabilidad de la cimentación de las estructuras.

## **11.8 FIRMA DE PROFESIONAL**



**Ing. Civil Orlando Otero Rodríguez**  
**M.P. 68202 – 192646 de STDER**

## **12 ANEXO 1. REGISTROS DE EXPLORACIÓN**



## **13 ANEXO 2. ENSAYOS DE LABORATORIO**



## **14 ANEXO 3. PLANOS DE DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN**

