



**ESPE**  
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS  
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA  
CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL  
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

TEMA: ESTUDIO DE TALUDES EN CONDICIONES DINÁMICAS  
PARA ÁREAS URBANAS EN EL CANTÓN ESMERALDAS,  
SECTOR “LAS PALMAS”

AUTOR: POLIVIO ANDRÉS SALDARRIAGA MERO

DIRECTOR: MG. ING. BONIFAZ HUGO

SANGOLQUÍ

2016



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN

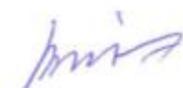
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**CERTIFICACIÓN**

Certifico que el trabajo de titulación, “ESTUDIO DE TALUDES EN CONDICIONES DINÁMICAS PARA ÁREAS URBANAS EN EL CANTÓN ESMERALDAS, SECTOR LAS PALMAS” realizado por el señor **POLIVIO ANDRÉS SALDARRIAGA MERO**, ha sido revisado en su totalidad y analizado por el software anti-plagio, el mismo cumple con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de Fuerzas Armadas ESPE, por lo tanto me permito acreditarlo y autorizar al señor **POLIVIO ANDRÉS SALDARRIAGA MERO** para que lo sustente públicamente.

**Sangolquí, 23 de Noviembre del 2016**

Atentamente,



Mg. Ing. Hugo Bonifaz



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN**

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD**

Yo, **POLIVIO ANDRÉS SALDARRIAGA MERO**, con cédula de identidad N° 1308445087, declaro que este trabajo de titulación “**ESTUDIO DE TALUDES EN CONDICIONES DINÁMICAS PARA ÁREAS URBANAS EN EL CANTÓN ESMERALDAS, SECTOR LAS PALMAS**” ha sido desarrollado considerando los métodos de investigación existentes, así como también se ha respetado los derechos intelectuales de terceros considerándose en las citas bibliográficas.

Consecuentemente declaro que este trabajo es de mi autoría, en virtud de ello me declaro responsable del contenido, veracidad y alcance de la investigación mencionada.

**Sangolquí, 23 de Noviembre del 2016**



**POLIVIO ANDRÉS SALDARRIAGA MERO**

C.C. 1308445087



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN**

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**AUTORIZACIÓN**

Yo, **POLIVIO ANDRÉS SALDARRIAGA MERO**, autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar en la biblioteca Virtual de la institución la presente trabajo de titulación “**ESTUDIO DE TALUDES EN CONDICIONES DINÁMICAS PARA ÁREAS URBANAS EN EL CANTÓN ESMERALDAS, SECTOR LAS PALMAS**” cuyo contenido, ideas y criterios son de mi autoría y responsabilidad.

**Sangolquí, 23 de Noviembre del 2016**



**POLIVIO ANDRÉS SALDARRIAGA MERO**

C.C. 1308445087

## **DEDICATORIA**

El presente Proyecto de Titulación, se lo dedico a mis padres Polivio Saldarriaga y Diana Mero, por apoyarme en cada etapa de mi vida, educarme con amor y valores, ustedes han sido mi motivación permanente para alcanzar esta meta.

A mis hermanos Hugo y Carlos, por ese cariño incondicional y el apoyo brindado a cada instante.

A Vicenta Farias por su constante apoyo y ayuda en varios aspectos de mis etapas de crecimiento.

A toda mi familia, por el apoyo que me han brindado con palabras de afecto hacia mí.

***Polivio Andrés Saldarriaga Mero***

## AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios, por permitirme culminar esta etapa de mi vida, porque con su bendición supo guiarme por un buen camino y hoy estoy aquí.

A mis padres Polivio Saldarriaga y Diana Mero, por educarme con el ejemplo, día a día tener perseverancia, honestidad y respeto para alcanzar cualquier meta, sin importar cualquier adversidad siempre me han respaldado.

A la Universidad de Las Fuerzas Armadas - ESPE, a la Carrera de Ingeniería Civil y a todas las personas que conocí; profesores y amigos que proporcionaron un equilibrio entre la enseñanza del conocimiento y compartir anécdotas que jamás olvidaré.

A todos mis amigos y compañeros a lo largo de toda la carrera, pero de manera especial a Gustavo, Iván, Julio, Javier y Cristhian por su valiosa ayuda.

Al Laboratorio de Mecánica de Suelos, gracias por su colaboración en el desarrollo de este trabajo de titulación, especialmente al Ing. Juan Haro y al Ing. Hugo Bonifaz.

A mis profesores, el Ing. Danny Burbano y especialmente a mi tutor Ing. Hugo Bonifaz, Mg., porque por él surgió la idea de investigar en este nuevo tema fomentando de manera personal la valentía de incursionar en temas desconocidos en nuestro medio y sobresalir en él.

## ÍNDICE

DEPARTAMENTO.....	i
DEDICATORIA.....	v
AGRADECIMIENTO.....	vi
ÍNDICE.....	vii
ÍNDICE DE TABLAS.....	x
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xii
RESUMEN.....	xv
ABSTRACT.....	xvi
CAPÍTULO I.....	1
1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA.....	1
1.2 ÁREA DE INFLUENCIA.....	2
1.3 ANTECEDENTES.....	3
1.4 AMENAZA SÍSMICA.....	8
1.5 OBJETIVO PRINCIPAL DEL PROYECTO.....	15
1.6 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	15
1.7 JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DEL PROYECTO A RESOLVER.....	16
1.8 METODOLOGÍA.....	17
CAPÍTULO II.....	20
2 MARCO TEÓRICO.....	20
2.1 INTRODUCCIÓN.....	20
2.2 ESTABILIDAD DINÁMICA DE TALUDES.....	20
2.2.1 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DINÁMICA DE TALUDES.....	22
2.3 MÉTODO DE MORGENSTEIN Y PRICE.....	24
2.4 CÁLCULO DE LA FUERZA SÍSMICA.....	28
2.4.1 COEFICIENTES DE CARGA SÍSMICA $K_H$ , $K_V$ .....	29
2.5 CÁLCULO DE DEFORMACIONES INDUCIDAS EN TALUDES POR CARGA SÍSMICA..	33
2.5.1 ESPECTRO DE RESPUESTA PARA LA ZONA DE ESTUDIO.....	34
2.6 FACTORES QUE AFECTAN LA RESPUESTA DE LOS TALUDES DURANTE LOS SISMOS.	35
2.7 CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA Y CARACTERIZACIÓN GLOBAL DEL MACIZO	
ROCOSO.....	36
2.8 CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA ROCK MASS RATING, RMR (BIENIAWSKI, 1989) .	38
2.8.1 RESISTENCIA DE LA MATRIZ ROCOSA (MPA).....	40
2.8.2 ROCK QUALITY DESIGNATION (RQD%).....	41

CAPÍTULO III .....	44
3 GEOLOGIA Y GEOTECNIA .....	44
3.1 INTRODUCCIÓN.....	44
3.2 MARCO GEOLÓGICO Y TECTÓNICO REGIONAL.....	44
3.3 TECTONICA REGIONAL Y LOCAL.....	45
3.4 GEOMORFOLOGÍA.....	47
3.5 GEOLOGÍA LOCAL.....	48
3.6 INVESTIGACIONES EN EL TERRENO.....	53
3.6.1 GEOFÍSICA .....	53
3.7 INVESTIGACIONES IN-SITU .....	57
3.7.1 VELETA .....	57
3.7.2 LÍMITES DE ATTEBERG (NORMA: LÍMITE LÍQUIDO: ASTM D 4318, LÍMITE PLÁSTICO: ASTM D 4318. ....	58
3.7.3 CLASIFICACIÓN SUCS.....	59
3.7.4 ENSAYO DE CORTE DIRECTO (NORMA: ASTM D 3080/D 3080M-11) .....	59
3.7.5 ENSAYO TRIAXIAL (NORMA: ASTM D 2850).....	59
3.8 CLASIFICACIÓN GEOMECAÁNICA Y CARACTERIZACIÓN GLOBAL DEL MACIZO ROCOSO .....	60
3.8.1 DETERMINACIÓN Y CARACTERIZACIÓN DE LAS FAMILIAS DE DISCONTINUIDAD DEL MACIZO ROCOSO .....	60
3.9 CLASIFICACIÓN GEOMECAÁNICA ROCK MASS RATING, RMR (BIENIAWSKI, 1989) .	63
3.9.1 RESISTENCIA DE LA MATRIZ ROCOSA (MPA) .....	63
3.9.2 ROCK QUALITY DESIGNATION (RQD%) .....	63
3.9.3 SEPARACIÓN ENTRE DIACLASAS .....	64
3.9.4 ESTADO DE LAS DIACLASAS.....	65
3.9.5 FILTRACIONES .....	72
3.9.6 METEORIZACIÓN.....	73
3.10 RESULTADOS DE LOS PARÁMETROS GEOMECAÁNICOS Y CALIFICACIÓN.....	75
CAPÍTULO IV.....	78
4 ANÁLISIS DE RESULTADOS PARA LA ESTABILIDAD DINÁMICA DE TALUDES.....	78
4.1 ANÁLISIS CINEMÁTICO DE LAS DISCONTINUIDADES .....	78
4.2 EVALUACIÓN EMPÍRICA DE ESTABILIDAD DE TALUDES, ÍNDICE SMR, ROMANA (1985).82	
4.3 CÁLCULO DEL ÍNDICE SMR, ROMANA (1985) .....	84
4.4 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD-EQUILIBRIO LÍMITE.....	86

4.4.1	RESULTADOS GEOFÍSICA .....	86
4.4.2	RESULTADOS VELETA .....	90
4.4.3	RESULTADOS ENSAYO TRIAXIAL.....	92
4.4.4	RESULTADOS ENSAYO CORTE DIRECTO, CLASIFICACIÓN SUCS .....	94
4.5	CÁLCULO DE LAS FUERZAS SÍSMICAS.....	96
4.5.1	CÁLCULO DEL COEFICIENTE SÍSMICO PSEUDO ESTÁTICO HORIZONTAL Y VERTICAL $K_H$ , $K_V$ .....	96
4.5.2	CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD EN CONDICIONES NATURALES.....	98
4.6	PROPUESTA DE diseño para la ESTABILIZACIÓN DE LA LADERA EN LA ZONA DE ESTUDIO .....	100
4.7	CÁLCULO DE DESPLAZAMIENTOS INDUCIDOS POR CARGAS SÍSMICAS.....	103
4.7.1	CÁLCULO DE LA SEUDO ACELERACIÓN ESPECTRAL DEL SITIO .....	104
4.7.2	CÁLCULO DE DESPLAZAMIENTOS .....	110
4.7.3	VARIACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO SEGÚN $K_H$ .....	111
4.8	ANÁLISIS DE RESULTADOS .....	112
CAPÍTULO V .....		116
5	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	116
5.1	CONCLUSIONES.....	116
5.2	RECOMENDACIONES.....	117
BIBLIOGRAFÍA.....		117

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1</b> Historial de deslizamientos debido a precipitaciones en Esmeraldas .....	8
<b>Tabla 2</b> Historial de movimientos sísmicos en la zona costera de Ecuador.....	10
<b>Tabla 3</b> Factores de seguridad por corte mínimos (NEC, 2015).....	20
<b>Tabla 4</b> Acciones estabilizadoras y desestabilizadoras en un talud (Ortuño, 2004) .	22
<b>Tabla 5</b> Valores del factor z en función de la zona sísmica adoptada.....	30
<b>Tabla 6</b> Clasificación de los perfiles de suelo (NEC, 2015) .....	31
<b>Tabla 7</b> Tipo de suelo y factores de sitio Fa (NEC, 2015).....	32
<b>Tabla 8</b> Características y propiedades a describir en campo para la caracterización del macizo rocoso. (Burbano, 2016) .....	38
<b>Tabla 9</b> Designación de calidad de roca (Deere, 1963).....	42
<b>Tabla 10</b> Descripción del tamaño de bloque en función del número de discontinuidades (ISRM, 1981).....	43
<b>Tabla 11</b> Ubicación de perfiles de sísmica de refracción.....	56
<b>Tabla 12</b> Orientación de las discontinuidades.....	62
<b>Tabla 13</b> Espaciamiento entre discontinuidades .....	65
<b>Tabla 14</b> Resumen de los datos de continuidades con respecto al buzamiento. ....	66
<b>Tabla 15</b> Distribución de la abertura en % para las diferentes familias de discontinuidades. ....	68
<b>Tabla 16</b> Distribución de la rugosidad en % para las diferentes familias de discontinuidades. ....	70
<b>Tabla 17</b> Distribución del relleno en % para las diferentes familias de discontinuidades. ....	72
<b>Tabla 18</b> Resumen del parámetro filtraciones.....	73
<b>Tabla 19</b> Evaluación del grado de meteorización del macizo rocoso (ISRM, 1981)	74
<b>Tabla 20</b> Resumen del parámetro de meteorización .....	74
<b>Tabla 21</b> Resumen de los parámetros geo mecánicos de las discontinuidades E-1, J-1, GT-1.....	76
<b>Tabla 22</b> Determinación de estabilidad mediante el análisis cinemático.....	80
<b>Tabla 23</b> Condiciones geométricas de inestabilidad para rotura planar.....	82
<b>Tabla 24</b> Factores de ajuste por orientación de las juntas (Romana, 1997) .....	83
<b>Tabla 25</b> Clasificación geomecánica taludes SMR (Vallejo, Ferrer, Oteo, & Ortuño, 2002).....	84
<b>Tabla 26</b> Determinación de factores de ajuste SMR (Romana, 1985).....	84
<b>Tabla 27</b> Clases de estabilidad en base al SMR (Romana, 1985).....	85
<b>Tabla 28</b> Medidas de corrección en base al SMR (Romana, 1985).....	85
<b>Tabla 29</b> Propiedades mecánicas-elásticas de los tres niveles .....	87
<b>Tabla 30</b> Ensayos de veleta realizados in situ .....	91
<b>Tabla 31</b> Resultado ensayo triaxial 1 .....	92
<b>Tabla 32</b> Resultado ensayo triaxial 2 .....	93
<b>Tabla 33</b> Ubicación de las muestras de suelo del sitio de estudio.....	94
<b>Tabla 34</b> Resultados ensayo corte directo .....	95
<b>Tabla 35</b> Resultado clasificación SUCS.....	96

<b>Tabla 36</b> Resumen de parámetros de resistencia al corte de los niveles de la zona de estudio .....	96
<b>Tabla 37</b> Resumen de los factores de seguridad obtenidos en condiciones naturales .....	100
<b>Tabla 38</b> Descripción de la longitud y el número de pernos en cada talud de la zona de estudio.....	102
<b>Tabla 39</b> Relación entre el coeficiente sísmico pseudo estático y desplazamientos inducidos .....	111

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1</b> Ubicación de la provincia de Esmeraldas en el Ecuador .....	2
<b>Figura 2</b> Área de estudio, sector “Las Palmas” .....	2
<b>Figura 3</b> Área de influencia, sector “Las Palmas” .....	3
<b>Figura 4</b> Colinas de la ciudad de Esmeraldas .....	4
<b>Figura 5</b> Deslizamientos históricos en la ciudad de Esmeraldas .....	5
<b>Figura 6</b> Deslizamientos históricos en la ciudad de Esmeraldas .....	6
<b>Figura 7</b> Registro histórico de la cantidad total mensual de pluviosidad en mm.....	7
<b>Figura 8</b> Registro histórico de la cantidad total mensual de pluviosidad en mm.....	7
<b>Figura 9</b> Playa “Las Palmas” .....	8
<b>Figura 10</b> En la figura 10a, mapa de ubicación de mapas históricos del Ecuador tras fondo en coloraciones frías a cálidas la intensidad del sismo ocurrido el 16 de abril 2016, en el lado derecho figura 10b, mapa sísmico desde el 2010 hasta la actualidad. ....	12
<b>Figura 11</b> Talud sector “las Palmas” antes del movimiento sísmico del 2016 .....	13
<b>Figura 12</b> Talud sector “las Palmas” después del movimiento sísmico del 2016.....	13
<b>Figura 13</b> Deficientes condiciones sanitarias.....	15
<b>Figura 14</b> Metodología utilizada para diseñar medidas de mitigación .....	19
<b>Figura 15</b> Acciones estabilizadoras y desestabilizadoras en un talud.....	21
<b>Figura 16</b> Métodos de equilibrio parcial de rebanadas .....	23
<b>Figura 17</b> Esquema estático. Método Morgenstern-Price .....	25
<b>Figura 18</b> Función de media onda.....	26
<b>Figura 19</b> Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona z. 30	
<b>Figura 20</b> Correlación entre la aceleración en el terreno y el coeficiente horizontal pseudo estático .....	32
<b>Figura 21</b> Períodos elásticos del talud o terraplén .....	34
<b>Figura 22</b> Clasificación geomecánica RMR .....	40
<b>Figura 23</b> Determinación de la resistencia a la compresión simple en base a ensayos triaxiales .....	41
<b>Figura 24</b> Mapa de Fallas y Pliegues Cuaternarias de Ecuador y Regiones Oceánicas Adyacentes.....	47
<b>Figura 25</b> Vista isométrica del área de estudio, donde se identifica las unidades geomorfológicas.....	48
<b>Figura 26</b> a) Arcillolita de coloración café por contenido de humedad natural b) Arcillolita de coloración crema la muestra presenta diminutos agrietamientos por desecación. ....	50
<b>Figura 27</b> Microconglomerado con clastos redondeados poco consolidados en matriz limo- arenosa. ....	51
<b>Figura 28</b> Microconglomerado con clastos redondeados poco consolidados en matriz limo- arenosa. ....	51
<b>Figura 29</b> Mapa Geológico Regional, Esmeraldas Escala: 1: 100 0000. ....	52
<b>Figura 30</b> Ubicación de las líneas de geofísicas realizadas en la zona de estudio .....	53
<b>Figura 31</b> Ubicación de los ensayos de veleta realizados en la zona de estudio.....	57
<b>Figura 32</b> Estereodiagrama de identificación de las concentraciones de polos .....	60
<b>Figura 33</b> Estereodiagrama de la definición de las familias de discontinuidades presentes en el área de estudio.....	61

<b>Figura 34</b>	Se observa el desarrollo de grietas de tracción (336/76 a 348/64) que se disponen en forma paralela a la ladera con aberturas de hasta 16 cm en la horizontal, en las coordenadas 648887E, 109333N; H: 31 msnm.....	62
<b>Figura 35</b>	Formación de bloques tabulares por la intersección de las discontinuidades E-1 y J-1.....	64
<b>Figura 36</b>	Distribución de espaciamiento en % para las diferentes familias de discontinuidades.....	65
<b>Figura 37</b>	Histograma de la persistencia a lo largo del buzamiento en % para las diferentes familias de discontinuidades.....	67
<b>Figura 38</b>	a) Abertura parcialmente abierta en planos de estratificación b) Abertura muy ancha en grietas de tracción .....	67
<b>Figura 39</b>	Histograma de la abertura en % para las diferentes familias de discontinuidades.....	68
<b>Figura 40</b>	Perfiles de rugosidad .....	69
<b>Figura 41</b>	Histograma de la distribución de la rugosidad en % para las diferentes familias de discontinuidades.....	70
<b>Figura 42</b>	Detalle de la rugosidad encontrada durante el levantamiento de las estaciones geomecánicas. La fotografía muestra una rugosidad plana lisa en planos de estratificación.....	71
<b>Figura 43</b>	Relleno de yeso de hasta 5 mm, entre los planos de estratificación.....	71
<b>Figura 44</b>	Histograma con la distribución del relleno, se observa que las familias en su mayoría presentan rellenos blandos (< 5mm).....	72
<b>Figura 45</b>	Histograma con la distribución de las filtraciones.....	73
<b>Figura 46</b>	Histograma con la distribución de meteorización .....	75
<b>Figura 47</b>	Resultados de clasificación geomecánica RMR del área de estudio .....	77
<b>Figura 48</b>	Representación estereográfica de los planos de discontinuidad con respecto a la orientación del talud para algunos tipos de roturas en macizos rocosos.....	78
<b>Figura 49</b>	Análisis cinemático de las discontinuidades para la ladera en estudio.....	79
<b>Figura 50</b>	a) Vista panorámica hacia una infraestructura turística con riesgo de inestabilidad por movimientos en masa producto de roturas planares, generadas por grietas de tracción. b) Se evidencia grietas de tracción paralelas a la dirección de la ladera.....	81
<b>Figura 51</b>	Línea sísmica 1.....	87
<b>Figura 52</b>	Línea sísmica 2.....	87
<b>Figura 53</b>	Línea sísmica 3.....	88
<b>Figura 54</b>	Línea sísmica 4.....	88
<b>Figura 55</b>	Línea sísmica 5.....	89
<b>Figura 56</b>	Línea sísmica 6.....	89
<b>Figura 57</b>	Línea sísmica 7.....	90
<b>Figura 58</b>	Ubicación de los ensayos de veleta realizados en la zona de estudio.....	90
<b>Figura 59</b>	Esfuerzo normal vs Esfuerzo Cortante .....	93
<b>Figura 60</b>	Esfuerzo normal vs Esfuerzo Cortante .....	94
<b>Figura 61</b>	Ubicación de las muestras del suelo.....	95
<b>Figura 62</b>	Factor de seguridad de la ladera en condiciones naturales Perfil 7 .....	98
<b>Figura 63</b>	Factor de seguridad de la ladera en condiciones naturales Perfil 4 .....	99
<b>Figura 64</b>	Factor de seguridad de la ladera en condiciones naturales Perfil 6 .....	99
<b>Figura 65</b>	Disposición del sistema talud-berma en la zona de estudio .....	100

<b>Figura 66</b>	Factor de seguridad del talud al modificar la geometría del mismo .....	101
<b>Figura 67</b>	Disposición de los pernos de anclajes pasivos en la zona de estudio .....	102
<b>Figura 68</b>	Factor de seguridad obtenido por la implementación de pernos de anclaje .....	103
<b>Figura 69</b>	Distribución espacial de las estaciones de la Red Nacional de Acelerógrafos..	105
<b>Figura 70</b>	Registro de acelerógrafo AE-S2 en bloc de notas .....	106
<b>Figura 71</b>	Carga del registro del acelerógrafo AE-S2 en DEGTRA.....	106
<b>Figura 72</b>	Registro del acelerógrafo AE-S2 Sismo Abril 2016 .....	107
<b>Figura 73</b>	Dibujo del espectro de respuesta en DEGTRA .....	107
<b>Figura 74</b>	Espectro de respuesta en DEGTRA sismo Abril 2016 estación AE-S2 .....	108
<b>Figura 75</b>	Espectro de respuesta del IGEPN sismo Abril 2016 estación AE-S2 .....	108
<b>Figura 76</b>	Magnitud del momento sísmico terremoto 16 de abril de 2016 .....	110
<b>Figura 77</b>	Relación entre coeficiente sísmico pseudo estático horizontal y desplazamientos .....	112
<b>Figura 78</b>	Se observa el desarrollo de grietas de tracción (336/76 a 348/64) que se disponen en forma paralela a la ladera con aberturas de hasta 16 cm en la horizontal, en las coordenadas 648887E, 109333N; H: 31 msnm.....	114

## RESUMEN

La ladera ubicada en el sector “Las Palmas” en la ciudad de Esmeraldas, Ecuador está en una zona de alto riesgo sísmico y de precipitaciones estacionales altas. Debido a estos factores, la ladera representa una alta amenaza a la población y a las estructuras aledañas a la misma. El presente trabajo de investigación pretende dar una guía para analizar un talud en condiciones dinámicas en zonas urbanas aplicando la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015. El análisis dinámico de estabilidad de taludes permite calcular los coeficientes pseudo estáticos horizontal y vertical  $k_h$ ,  $k_v$ ; mediante estos coeficientes, se calculan las cargas sísmicas que entrarán en el análisis por equilibrio límite obteniendo el factor de seguridad de la ladera en condiciones dinámicas. Además permite obtener los desplazamientos inducidos debido a las cargas sísmicas. Finalmente, una vez realizado este análisis, proponer una solución puntual a la inestabilidad que presenta la ladera en estudio. De esta manera se podrán tomar medidas correctivas, mismas que permitirán mitigar la vulnerabilidad existente.

### **PALABRAS CLAVE:**

- **RIESGO SÍSMICO**
- **COEFICIENTES PSEUDO ESTÁTICOS**
- **EQUILIBRIO LÍMITE**
- **FACTOR DE SEGURIDAD**
- **DESPLAZAMIENTOS INDUCIDOS**

## **ABSTRACT**

The hillside located at "Las Palmas" in the city of Esmeraldas, Ecuador is in an area of high seismic risk and high precipitations. Because of these factors, the slope represents a high threat to the population and to surrounding structures.

This research aims to provide a guide to analyze a slope in dynamic conditions in urban areas applying the Norma Ecuatoriana de la construcción 2015

The dynamic slope stability analysis calculates the pseudo static horizontal and vertical coefficients  $k_h$ ,  $k_v$ ; through these coefficients, seismic loads are obtained. These seismic loads enter in the limit equilibrium analysis to obtain the safety factor of the slope in dynamic conditions. Also, this analysis, calculates displacements induced due to seismic loads.

Finally, once performed the analysis, propose a solution to the instability of the slope. This way the authorities can take corrective measures, which will mitigate existing vulnerabilities.

### **KEYWORDS:**

- **SEISMIC RISK**
- **PSEUDO STATIC COEFFICIENTS**
- **LIMIT EQUILIBRIUM**
- **SECURITY FACTOR**
- **INDUCED DISPLACEMENTS**

## CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN

### 1.1 LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA

La ubicación de la ladera en estudio se encuentra en la parroquia Luis Tello, en el sector de “Las Palmas”, Cantón de Esmeraldas en la provincia de Esmeraldas, situada al Noroeste del Ecuador. Esta área de estudio tiene una extensión de 2.5 hectáreas (25000 metros cuadrados) y se ubica en las coordenadas 648711.28 m E y 109300.28 m N. El cantón Esmeraldas está situado en la parte central de la provincia de Esmeraldas, posee una extensión de 1.331 Km<sup>2</sup>.

Sus límites son los siguientes:

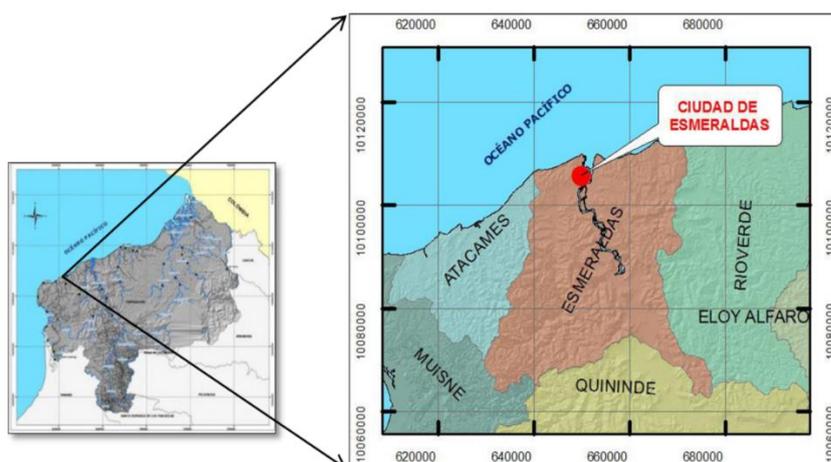
- Norte: Océano Pacífico;
- Sur: Cantón Quinindé;
- Este: Cantón Rioverde;
- Oeste : Cantón Atacames

Su clima es cálido, modificado en las estaciones de invierno y verano, con características especiales que lo diferencian; el invierno empieza en los últimos días del mes de diciembre para declinar en junio.

El cantón al igual que la provincia se caracteriza por ser un territorio húmedo, con una pluviosidad anual sobre los 800 mm; tiene una temperatura media anual que oscila entre 26° y 27° (INAMHI, Registro histórico de temperatura máxima absoluta en °C, 1999)

El cantón se caracteriza por ser bastante plano; sus elevaciones, que no sobrepasan los 400 metros sobre el nivel del mar, se sientan en un terreno arcilloso y arenoso. (Kathiuska, 2013)

La población de la ciudad de esmeraldas es de 189504 habitantes de acuerdo al último censo realizado en el año 2010. (INEC, 2010)

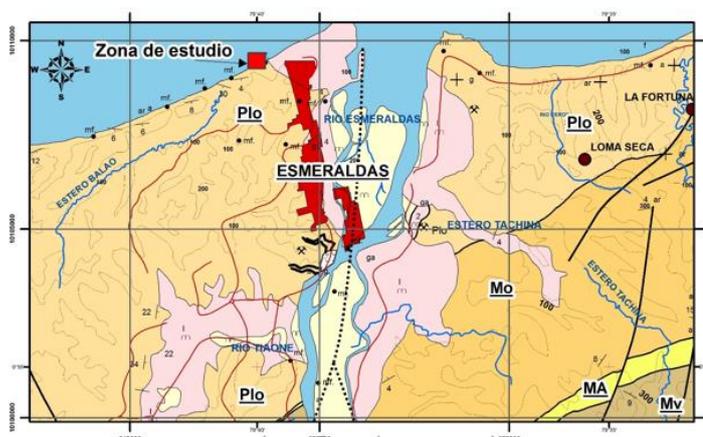


**Figura 1** Ubicación de la provincia de Esmeraldas en el Ecuador

**Fuente:** (Saavedra & Vinueza, 2013)

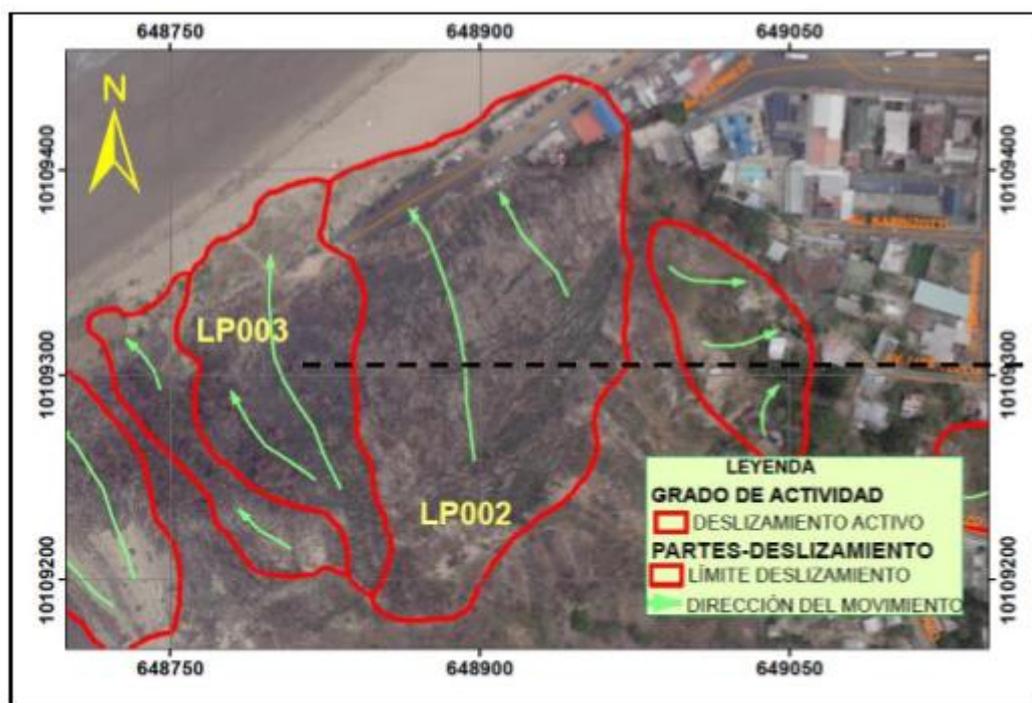
## 1.2 ÁREA DE INFLUENCIA

El área de influencia comprende al sector de “Las Palmas” en la parroquia Luis Tello, ubicada en el cantón Esmeraldas; en la misma se encuentran laderas que debido a diferentes factores, tanto naturales como de antropización, presentan problemas de inestabilidad de taludes que han provocado deslizamientos en el sector, daños a estructuras y a servicios básicos, poniendo en peligro la vida de la población que se encuentra asentada en el barrio “Las Palmas”.



**Figura 2** Área de estudio, sector “Las Palmas”

**Fuente:** (Minas, 1980)



**Figura 3** Área de influencia, sector “Las Palmas”

**Fuente:** (Saavedra & Vinueza, 2013)

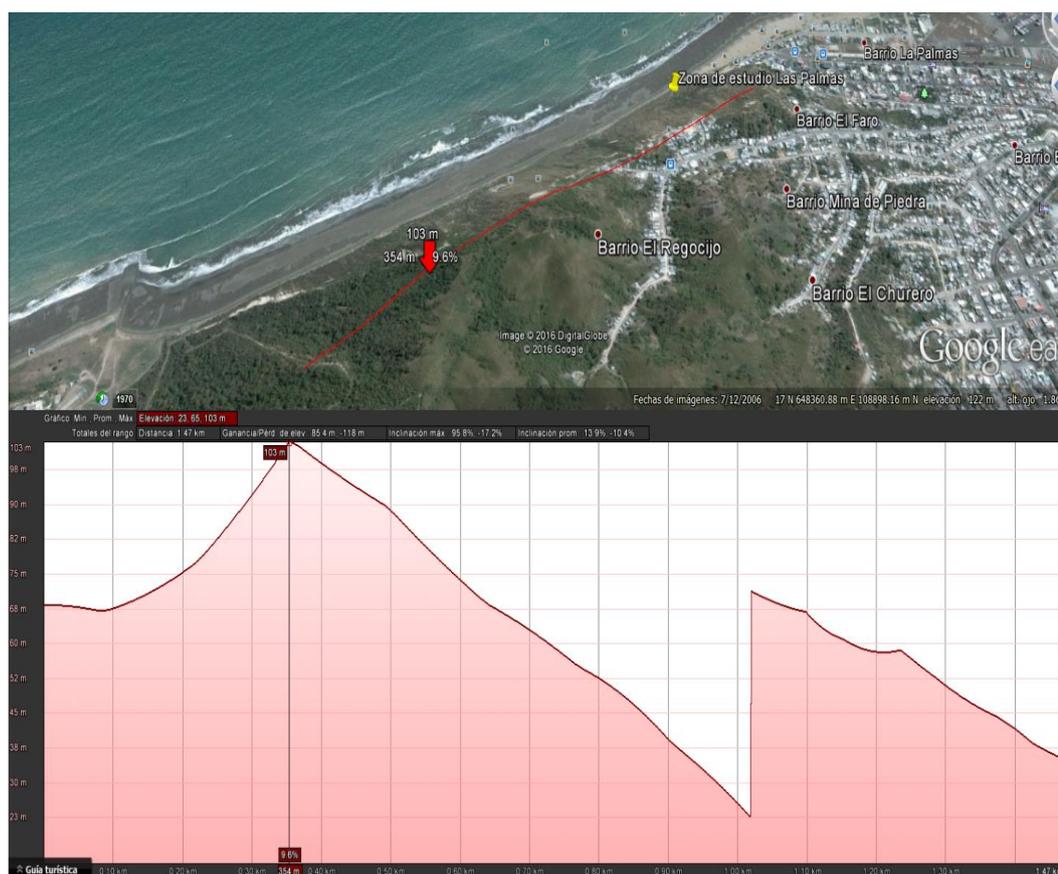
### 1.3 ANTECEDENTES

Todo el territorio ecuatoriano, está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción del:

- Nororiente que presenta una amenaza sísmica intermedia
- Litoral Ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta.

La ciudad de Esmeraldas, al pertenecer al litoral Ecuatoriano, presenta un valor muy alto de zona (Factor Z), correspondiente a 0.50g, y su caracterización del peligro sísmico es muy alta; por tal motivo, la probabilidad de un sismo de gran magnitud e intensidad es muy alta, con la posibilidad de ocurrencia de deslizamientos por efectos de sismo en la ciudad mencionada. (NEC, 2015)

Además, la ciudad de Esmeraldas se caracteriza por la existencia de colinas de altura considerable, los cuales varían entre 80 y 150 metros.



**Figura 4** Colinas de la ciudad de Esmeraldas

**Fuente:** (Earth, 2006)

Los deslizamientos en la ciudad de Esmeraldas han significado, a lo largo de la historia, innumerables pérdidas, tanto económicas como humanas. El movimiento característico del deslizamiento en Las Palmas, es de tipo rotacional y su grado de actividad es **ACTIVO**. (Saavedra & Vinueza, 2013)

A continuación se presenta un historial de los diferentes deslizamientos, con fecha y sitio en varias áreas de la ciudad:

El 6 de Marzo de 1976 en la ciudad de Esmeraldas en el barrio el regocijo, las excesivas lluvias ocasionaron un deslizamiento, en el cual 60 personas desaparecieron. (Diario el Universo, 1976)

El 6 de Septiembre de 1996 en el barrio 15 de Marzo, hubo un deslizamiento que dejó un saldo de 84 viviendas destruidas. (Diario el Comercio, 1996)

El 14 de Febrero de 1998, ocurrió un deslave de tierra, el cual dejó como saldo 2 muertos, 7 heridos y 15 viviendas destruidas en el sector del balneario “las Palmas”. (Diario el Universo, 1998)

El 17 de junio de 1998, se suscitaron varios deslizamientos, dejando a los barrios las palmas, y 10 de agosto como los más afectados. (Diario el Universo, 1998)

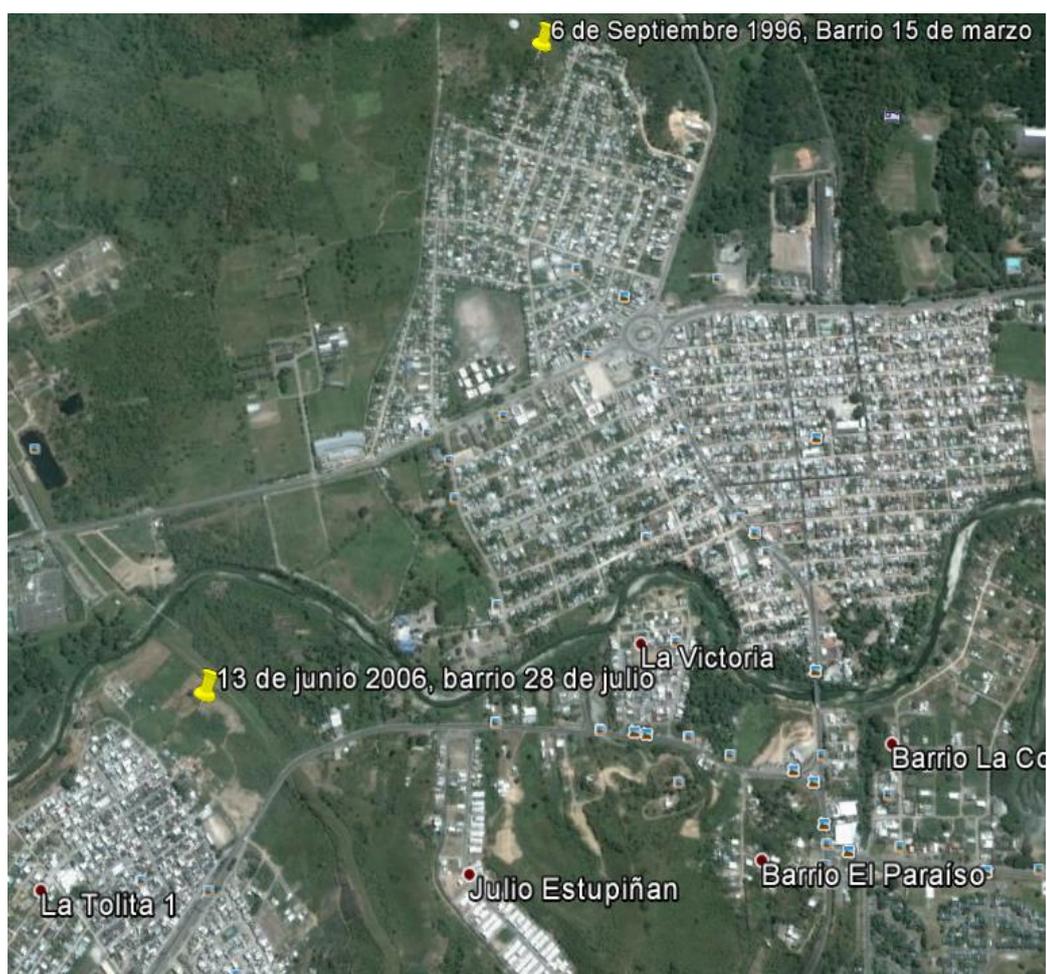
El 11 de Marzo del 2002, ocurre un deslizamiento que afecta a la red de distribución de agua en esmeraldas, dejando a la misma sin el servicio. (Diario el Comercio, 2002)

El 13 de junio del 2006, familias enteras se quedaron sin hogar debido a un deslave en el barrio 28 de Julio, a causa de la erosión. No se dispone de información acerca del número de damnificados. Hubo 20 viviendas destruidas. (Diario el Comercio, 2006)



**Figura 5** Deslizamientos históricos en la ciudad de Esmeraldas

**Fuente:** (Earth, 2006)



**Figura 6** Deslizamientos históricos en la ciudad de Esmeraldas

**Fuente:** (Earth, 2006)

Los factores desencadenantes que actúan en estas laderas son:

- Precipitaciones prolongadas
- Movimientos sísmicos

Las precipitaciones prolongadas en época invernal, dan paso a la saturación del suelo debido a las filtraciones de agua, produciéndose una circulación superficial que facilita el arranque de la masa material, dando lugar al deslizamiento.

La precipitación media anual en la ciudad esmeraldas es de 800mm (INAMHI, Registro histórico de la cantidad total mensual de pluviosidad en mm, 2015)

REGISTRO HISTORICO DE LA CANTIDAD TOTAL MENSUAL DE PLUVIOSIDAD EN mm																
AEROPUERTO " GRAL. RIVADENEIRA " - TACHINA																
E S M E R A L D A S																
LATITUD 0.0° 58' N					LONGITUD 79°37' W					ELEVACION 7m						
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	S.T	Prom	Mx.Ab	Mn.Ab
1980	84.2	54.6	118.9	111.1	30.3	13.6	1.0	9.9	Trz	17.0	14.1	12.1	466.8	42.4	118.9	Trz
1981	59.7	227.7	35.6	99.8	6.4	27.5	64.4	13	32.8	2.6	4.9	78.9	653.3	54.4	227.7	2.6
1982	99.9	120.7	146.5	78.1	63.2	15.1	30.3	7.3	1.8	15.9	127.2	99.2	805.2	67.1	146.5	1.8
1983	225.7	358.0	198.6	120.3	96.0	149.7	128.7	48.7	52.9	151.7	79.5	26.7	1636.5	136.4	358.0	26.7
1984	38.5	211.8	81.7	108.2	20.3	111.1	34.8	3.4	36.5	29.8	3.8	65.6	745.5	62.1	211.8	3.4
1985	52.1	181.0	47.2	13.6	56.0	18.8	2.2	6.4	14.6	2.5	41.8	63.6	499.8	41.7	181.0	2.2
1986	373.7	55.8	262.6	112.4	17.6	21.3	8.6	3.9	5.1	28.3	13.0	25.7	928.0	77.3	373.7	3.9
1987	173.8	445.2	151.3	158.9	63.5	15.8	46.1	20.0	26.8	3.8	19.9	70.7	1195.8	99.7	445.2	3.8
1988	218.4	105.8	11.7	198.1	97.4	23.1	18.7	13.0	13.3	4.7	43.0	31.6	778.8	64.9	218.4	4.7
1989	264.5	118.9	1.4	100.1	110.4	51.1	14.7	18.1	12.4	49.0	11.0	22.3	773.9	64.5	264.5	1.4
1990	88.5	117.4	72.8	36.4	35.0	42.5	6.0	3.3	9.1	23.4	0.9	63.8	499.1	41.6	117.4	0.9
1991	68.1	146.9	30.8	94.8	33.0	22.2	20.1	25.0	14.5	6.4	7.4	8.7	477.9	39.8	146.9	6.4
1992	58.2	168.5	138.9	103.6	107.0	92.4	8.3	10.9	17.5	11.0	3.4	17.8	737.5	61.5	168.5	3.4
1993	96.2	242.1	392.4	18.8	30.0	26.4	34.6	10.3	6.9	25.6	6.0	8.1	897.4	74.8	392.4	6.0
1994	250.4	45.6	78.7	118.2	161.7	39.1	16.6	5.0	38.6	15.0	0.7	41.5	811.1	67.6	250.4	0.7
1995	175.1	61.6	16.2	144.2	40.0	17.2	29.6	3.5	15.3	3.3	3.2	10.6	519.8	43.3	175.1	3.2
1996	158.0	78.0	83.3	73.0	15.2	7.1	17.5	3.9	11.7	7.9	1.9	27.2	484.7	40.4	158.0	1.9
1997	111.5	117.5	138.2	70.9	54.7	117.4	63.7	70.6	198.1	63.2	209.6	207.0	1422.4	118.5	209.6	54.7
1998	330.2	426.0	483.1	491.8	188.9	221.5	51.4	19.8	47.5	1.6	3.0	4.1	2268.9	189.1	491.8	1.6
1999	50.2	208.3	160.5	239.5	178.0	50.5	17.1	6.0	48.4	27.5	40.9	14.4	1041.3	86.8	239.5	6.0
2000	6.4	193.0	51.7	89.1	112.5	37.5	14.3	1.1	14.3	19.3	1.5	142.2	682.9	56.9	193.0	1.1
2001	169.7	32.8	95.8	156.2	73.8	20.4	25.1	3.1	24.8	0.6	5.3	49.5	657.1	54.8	169.7	0.6
2002	85.1	246.0	151.8	313.6	63.1	51.9	29.7	13.9	30.6	17.1	16.2	106.6	1125.6	93.8	313.6	13.9
2003	212.5	191.4	134.6	79.3	94.5	46.5	4.8	25.3	50.0	45.7	50.1	43.7	978.4	81.5	212.5	4.8
2004	71.5	106.2	65.6	52.1	195.4	12.1	17.4	3.7	24.8	14.8	8.5	8.3	580.4	48.4	195.4	3.7
2005	90.1	244.8	78.8	239.6	13.4	1.7	9.2	2.0	23.3	3.5	7.8	18.1	732.3	61.0	244.8	1.7
2006	75.3	217.3	87.4	49.6	25.0	19.5	15.8	11.7	23.1	1.9	87.7	21.0	635.3	52.9	217.3	1.9
2007	55.8	53.1	162.2	198.4	230.6	68.1	19.4	3.6	2.9	19.1	7.8	10.0	831.0	69.3	230.6	2.9
2008	176.3	48.7	146.2	87.7	49.0	54.5	45.2	7.4	11.6	44.0	9.9	11.0	691.5	57.6	176.3	7.4
2009	169.1	209.7	52.8	69.6	52.8	11.8	19.4	21.3	2.5	0.9	7.0	8.9	625.8	52.2	209.7	0.9
2010	154.1	220.7	246.7	201.7	173.0	29.3	30.7	11.4	8.3	1.9	25.2	176.7	1279.7	106.6	246.7	1.9
2011	92.8	122.5	24.5	49.1	14.7	11.7	35.4	9.6	60.3	3.9	2.3	12.1	438.9	36.6	122.5	2.3
2012	251.5	230.1	157.5	77.7	124.5	51.2	24.1	22.0	1.2	6.0	16.9	4.1	966.8	80.6	251.5	1.2
2013	171.1	151.5	15.1	120.8	95.5	7.3	9.6	17.3	11.4	25.1	1.4	10.8	636.9	53.1	171.1	1.4
2014	173.4	184.9	210.6	130.2	141.1	36.0	43.2	33.7	3.4	11.2	3.9	17.4	989.0	82.4	210.6	3.4
2015	53.0	93.9	171.9	87.1	132.7	30.6	78.8	4.8	2.5	31.1	33.6	126.0	846.0	70.5	171.9	2.5
Prom	138.5	167.7	125.1	124.8	83.2	43.7	28.8	13.7	25.7	20.5	25.6	46.3	842.8	70.3	228.7	5.3
Máx	373.7	445.2	483.1	491.8	230.6	221.5	128.7	70.6	198.1	151.7	209.6	207.0	2268.9	189.1	491.8	54.7
Mín	6.4	32.8	1.4	13.6	6.4	1.7	1.0	1.1	1.2	0.6	0.7	4.1	438.9	36.6	117.4	0.6
D.S.	85.2	98.3	101.0	89.2	59.6	44.4	24.7	13.8	33.7	26.9	41.5	50.1	364.0	30.2	86.7	9.7
r	71.6	64.7	71.6	69.3	71.6	69.3	71.6	71.6	69.3	71.6	69.3	71.6	842.8	70.2	71.6	64.7
p	1.9	2.6	1.7	1.8	1.2	0.6	0.4	0.2	0.4	0.3	0.4	0.6	12.1	1.0	2.6	0.2

Figura 7 Registro histórico de la cantidad total mensual de pluviosidad en mm

Fuente: (INAMHI, Registro histórico de la cantidad total mensual de pluviosidad en mm, 2015)

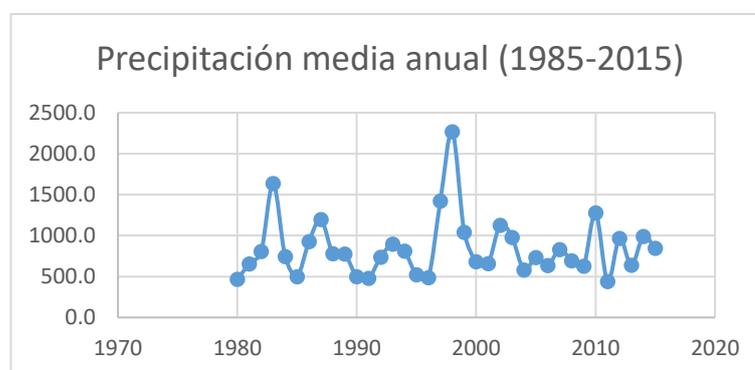


Figura 8 Registro histórico de la cantidad total mensual de pluviosidad en mm

Fuente: (INAMHI, Registro histórico de la cantidad total mensual de pluviosidad en mm, 2015)

**Tabla 1****Historial de deslizamientos debido a precipitaciones en Esmeraldas**

HISTORIAL DE DESLIZAMIENTOS DEBIDO A PRECIPITACIONES Y SISMOS EN ESMERALDAS				
MAGNITUD (RICHTER)	FECHA	BARRIO	PRECIPITACIÓN (mm)	MAGNITUD DEL DAÑO
--	6 de Marzo 1976	El regocijo	118	Las excesivas lluvias ocasionaron un deslizamiento, en el cual 60 personas desaparecieron.
5.1	6 de Septiembre 1996	15 de Marzo	11.7	Hubo un deslizamiento que dejó un saldo de 84 viviendas destruidas
5.0	14 de Febrero 1998	Las palmas	426	Ocurrió un deslave de tierra, el cual dejó como saldo 2 muertos, 7 heridos y 15 viviendas destruidas
5.1	17 de junio 1998	10 de Agosto	221.5	Se suscitaron varios deslizamientos, dejando a los barrios las palmas, y 10 de agosto como los más afectados.
--	13 de junio 2006	28 de Julio	19.5	Familias enteras se quedaron sin hogar debido a un deslave a causa de la erosión. Hubo 20 viviendas destruidas.

Debido a la cantidad de deslizamientos ocurridos mediante estos datos históricos de precipitación y magnitud de sismo, se concluye que el aumento de humedad en el suelo y la alta sismicidad de la zona, son factores desencadenantes de deslizamientos en “Las Palmas”.

Como consecuencia del fenómeno El Niño 1997-1998, la ciudad y algunas zonas de la provincia de Esmeraldas sufrieron los efectos del evento en su infraestructura urbana y se registraron daños en estructuras, debido a los deslizamientos que se produjeron a lo largo de la ciudad. (OPS, Rodríguez, A, 1998)

**Figura 9** Playa “Las Palmas”

**Fuente:** (OPS, 1998)

#### 1.4 AMENAZA SÍSMICA

El Ecuador se encuentra localizado dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico, compartida por casi todas las costas continentales e insulares bañadas por el Océano

Pacífico. Es considerada como la zona de mayor actividad sísmica y volcánica del planeta, donde se libera el 85% de la energía sísmica en forma de terremotos, este fenómeno de geodinámica interna principalmente se le atribuye a los procesos de subducción. El nivel de sismicidad en el Ecuador es relativamente alto, donde los sismos con mayor a 5.0 Mw son frecuentes y muchos de ellos ocurren en las placas superficiales causando la pérdida de vidas humanas y materiales con efectos nocivos para el desarrollo económico del país. (Yépez, F. et al., 2000)

En el Ecuador es conocido el hecho de que la subducción de la Placa de Nazca dentro de la sudamericana es la principal fuente de generación de sismos tectónicos. A este hecho se añade un complejo sistema de fallamiento local superficial que produce sismos importantes en todo el territorio ecuatoriano. En la base de datos del Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional se puede encontrar intensidades macrosísmicas como la sentida el 31 de enero de 1906 con una magnitud de 8.8 Mw, la más grande registrada en el Ecuador y la sexta más grande a escala mundial; reportes históricos confirman la formación de olas asociadas a tsunamis y la mortandad de 1000 personas. Para hacer un recuento de peligro sísmico latente en nuestro país, se ha elaborado un resumen de los principales eventos sísmicos y sus efectos, donde se destaca el reciente sismo registrado el sábado 16 de abril 2016 a las 18:58 (tiempo local), de magnitud 7.8 Mw, cuyo hipocentro se ubicó frente a la ciudad de Pedernales (provincia de Manabí) a 20 km de profundidad, como resultado del desplazamiento entre la placa de Nazca (placa oceánica) con la Sudamericana (placa continental), el alcance de este sismo se sintió en 23 provincias del Ecuador en el Sur de Colombia y Norte de Perú. Las provincias de Manabí y Esmeraldas resultaron con graves afecciones. La estimación de los daños provocados por el sismo del 16 de abril de 2016, reportados por los organismos del Estado hasta el 31 de mayo de 2016 fueron: 663 personas fallecidas, 12 personas desaparecidas, 4859 personas heridas y 80.000 desplazados. Además, fueron afectados 83 km de infraestructura vial, 13.962 edificaciones en área urbana y 15.710 en áreas rurales.

**Tabla 2**

Historial de movimientos sísmicos en la zona costera de Ecuador

Fecha	Ubicación	Latitud	Longitud	Magnitud	Muertes	Fuente
1797/02/04	Riobamba	-1,6	-78,6	8,3 Ms	6000-40,000	NOAA
1868/10/15	Carchi	0,81	-77,72	8,0 Ms		CERESIS
1868/10/16	Ibarra	0,31	-78,18	7,7 Ms	~40,000	CERESIS
1906/01/31	Esmeraldas*	1	-81,5	8,8 Mw*	~1000	SSA
1942/05/14	Pedernales*	-0,1	-79,9	7,8 ML*		USGS
1949/08/05	Ambato	-1,5	-78,2	6,8 ML	5050	NOAA
1958/01/19	Esmeraldas*	1,5	-79,5	7,6 Ms*	111	NOAA
1979/12/12	Tumaco	1,5	-79,5	7,6 Ms	300-600	
1987/03/06	El Reventador - Napo	0,09	-77,37	6,1 & 6,9 Ms	~1000	EL COMERCIO
1998/08/04	Bahía de Caraquez	-0,593	-80,393	7,2 Mw	3	NOAA
2010/08/12	145 km al este de Riobamba	-1,26	-77,312	7,1 Mw		USGS
2014/08/12	Quito	0,02	-78,32	5,1 Mw	4	USGS
2016/04/16	Muisne - Pedernales*	0,371	-79,94	7,8 Mw*	650	USGS
2016/05/18	Mompiche*	0,43	-80,01	6,7 Mw*		IG -EPN
2016/05/18	Esmeraldas*	0,44	-79,74	6,8 Mw*		IG-EPN

---

De la tabla 2 se destaca los eventos sísmicos en la zona costera específicamente los ocurridos entre las Provincias de Esmeraldas y Manabí que registran valores superiores a 6.0 (Ms,MI y Mw). Para visualizar los enjambres sísmicos se ha elaborado un mapa de sismos de los últimos 6 años (Figura 10) categorizando en gama de colores fríos a cálidos y de tamaño de circunferencia los de menor a mayor grado de magnitud momento (Mw). El mapa evidencia la gran actividad sismo-tectónica que se desarrolla en las cuencas sedimentarias de la costa y offshore producidas por procesos de subducción. Específicamente el área de estudio presenta sismos de baja intensidad con magnitudes de hasta 4.0 Mw posiblemente asociados a sistemas estructurales de primer y segundo orden. Sin embargo se consideró que esta localidad es interdependiente con eventos telúricos de mayor magnitud, es decir la propagación de ondas elásticas de este tipo de eventos ya se ha manifestado como se refleja en el mapa de intensidades del evento ocurrido el 16 de abril de 2016 (Figura 10a), y en el Mapa de Zonas Sísmicas publicado en la Norma Ecuatoriana de Construcción.





**Figura 11** Talud sector “las Palmas” antes del movimiento sísmico del 2016

**Fuente:** (Saldarriaga, 2016)



**Figura 12** Talud sector “las Palmas” después del movimiento sísmico del 2016

**Fuente:** (Saldarriaga, 2016)

En el sismo registrado el 16 de abril se registraron deslizamientos en la zona de estudio: La figura 11 representa el estado del talud de la zona de estudio antes de presentarse el sismo del 16 de Abril del 2016. Se observa una zona sin deslizamientos aparentes.

La figura 12 representa el estado del talud de la zona de estudio después de presentarse el sismo del 16 de Abril del 2016. Se observa un deslizamiento de tipo rotacional en la ladera debido al sismo.

De acuerdo al historial de movimientos sísmicos registrados en la ciudad de Esmeraldas, los mismos, al igual que las precipitaciones, son factores desencadenantes de deslizamientos en la zona de estudio.

La ciudad de Esmeraldas se encuentra en una zona costera, la cual entre más se acerca a la misma, mayor es el contraste climático y mayormente tienen los suelos tendencias para enriquecerse con arcillas expansivas de tipo esmectita. Estas esmectitas tienen tendencia a absorber, agua en cantidades iguales hasta su propio peso, y su débil conductividad hidráulica no les permite retenerlas mucho tiempo. Por ello adquieren características propias de una masa semi-líquida, lo cual le hace muy inestable cualquiera que sea la cubierta vegetal. (Perrin & Janeau, 1998).

El sector de Las Palmas cuenta con materiales, meteorizados o alterados; el grado de fracturación del suelo es medio, su grado de meteorización es medio y el grado de humedad es semisaturado. El estado de la corona del talud en el sector es reforestado, no se encuentra una erosión perceptible y posee un porcentaje de cobertura vegetal del 70%. (Saavedra & Vinueza, 2013)

Las condiciones actuales del sector “Las Palmas”, presentan uso inadecuado del suelo, deslizamientos, reptación del suelo, asentamientos de hecho en lugares de fuerte pendiente, vetustez de viviendas, mala calidad de materiales de construcción y deficientes condiciones sanitarias.



**Figura 13** Deficientes condiciones sanitarias.

**Fuente:** (Saldarriaga, 2016)

Dos grandes tipos de deslizamientos de tierra se han presentado en la ciudad de Esmeraldas y en sus alrededores. Los primeros son de tipo plano y han afectado principalmente a las zonas situadas frente al mar, en el sector del malecón. Los segundos (más numerosos) son de tipo rotacional encajados con superficies curvas de deslizamiento y han afectado a todos los cerros que dominan la ciudad (Perrin & Janeau, 1998).

Se deben estudiar las laderas de toda la ciudad de Esmeraldas, por motivos de investigación, se toma al talud de “Las Palmas” como muestra representativa para ser analizado.

### **1.5 OBJETIVO PRINCIPAL DEL PROYECTO**

- Estudio del talud en condiciones dinámicas en el sector de “las Palmas”

### **1.6 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Determinar los parámetros de resistencia al corte de suelos.
- Determinar los factores de seguridad al deslizamiento según las condiciones actuales de suelo.

- Proponer una medida de remediación a los deslizamientos que existen en la ladera del barrio “Las Palmas”.

## **1.7 JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DEL PROYECTO A RESOLVER**

El sistema de fallamiento que atraviesa la ciudad de Esmeraldas, provoca condiciones dinámicas de movimiento continuo en taludes. Esta condición se hace crítica con la presencia de los sismos.

Se parte de las hipótesis de que los detonantes de deslizamientos en esta área son: Sismicidad alta, saturación de suelos en épocas de lluvia, erosión y cambio de topografía; además del taponamiento de quebradas y la restricción de drenajes naturales debido a la presencia de habitantes y al crecimiento de los barrios de la ciudad de Esmeraldas.

El tema de los deslizamientos de suelo representan un grave peligro para la población y grandes pérdidas económicas; por este motivo se ha visto la necesidad de realizar un estudio de las condiciones del talud con influencia de sismos y prevenir daños a gran escala, principalmente para salvaguardar vidas y minorar los daños causados por deslizamientos en zonas urbanas.

La ciudad de Esmeraldas, al estar en una zona de alto riesgo sísmico, tiene registros de sismos de gran magnitud e intensidad, los que han provocado desprendimientos de masas en toda la ciudad. El Ecuador está atravesado por una gran falla geológica, producto de la subducción de la placa de Nazca, en el océano, con la placa Sudamericana. Este proceso origina una falla geológica en el borde continental, de la que se derivan fracturas que causan movimientos sísmicos.

El beneficio que traerá la solución del problema de deslizamientos en este sector, será incalculable, ya que se salvarán muchas construcciones que se encuentran en el mismo y más importante aún, la preservación de vidas humanas, las cuales tienen un valor incalculable.

El sector de “las Palmas” en la ciudad de Esmeraldas, posee un largo historial de deslizamientos de sus taludes, los cuales han sido responsables de grandes movimientos de masas, los mismos que constituyen un problema muy grande para la

población que habita en este sector. Actualmente los daños pueden llegar a ser considerables debido al crecimiento de la población en el sector mencionado.

## **1.8 METODOLOGÍA**

Para el desarrollo del proyecto se utilizarán métodos del tipo histórico, descriptivo, prospectivo, experimental y analítico; para esta investigación se ha tomado como universo, parte de la ladera ubicada al suroeste de la Palmas, cantón Esmeraldas, Provincia de Esmeraldas. Las metodologías propuestas para el análisis de la estabilidad de la ladera en estudio, se basan fundamentalmente en el estudio de todo tipo de información como evaluaciones de campo, exploración mecánica in-situ y de laboratorio, prospección e interpretación sísmica, clasificación geomecánica de macizo rocoso, modelación de la estabilidad mediante análisis de equilibrio límite y a partir del índice SMR (Romana 1995).

Este trabajo de investigación se lo realizó en cuatro fases que se describen a continuación:

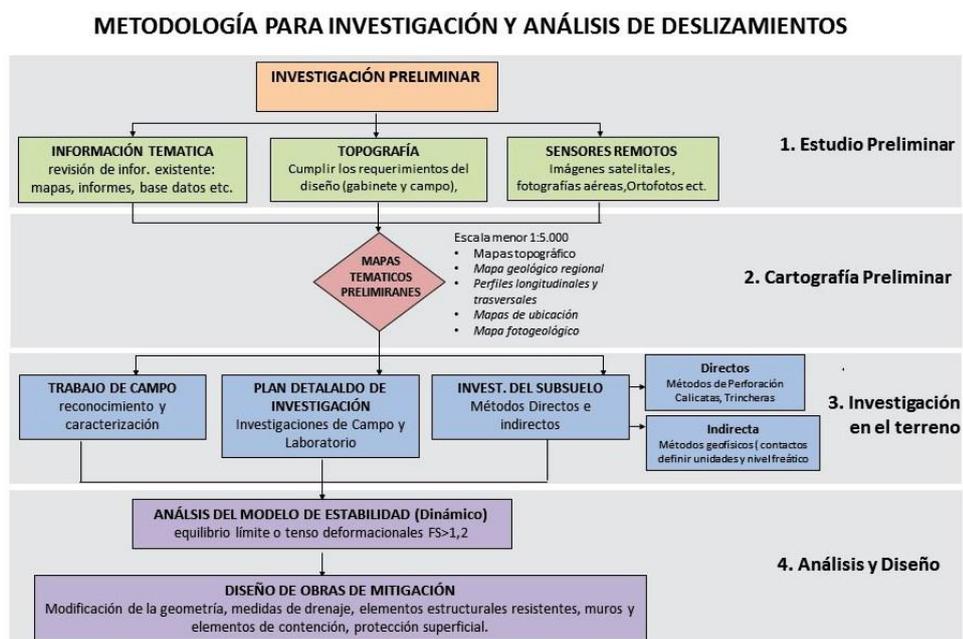
En la primera etapa, “Estudio preliminar”, inicia con recopilación de información previa donde se realiza en análisis (diagnóstico bibliográfico) de mapas geológicos, zonificaciones geotécnicas, estudios geofísicos, fotografías, ortofotos, sismicidad, publicaciones referentes al tema etc. Esta información es el punto de partida para entender el entorno geológico-geotécnico incluyendo los riesgos asociados a la inestabilidad de la ladera. En esta etapa es igualmente relevante la consulta de documentos, tesis e informes sobre otros proyectos realizados en la zona, como carreteras y terraplenes etc.

Dentro de la primera fase se incluye el levantamiento topográfico, delimitando un área prudencial. La topografía es de gran importancia para cumplir los requerimientos del diseño (gabinete y campo), permite la obtención de planos con mayor precisión y la ubicación exacta de investigaciones in-situ; la interpretación del relieve topográfico permite, además, realizar la caracterización física del terreno. Para comprender el comportamiento general de movimientos en masa, uno de los métodos de trabajo más utilizados es la técnica de la fotointerpretación que permite realizar reconocimientos geológicos-geotécnicos previos a las salidas de campo.

En la segunda etapa, “Cartografía Preliminar”, se elaboró mapas topográficos, mapas geológicos regionales, perfiles longitudinales y transversales, mapas de ubicación, la generación de este insumo cartográfico fue utilizada para el desarrollo del trabajo de campo.

La tercer etapa “Investigación en el terreno”, se desarrolla el trabajo de campo y laboratorio, en este punto se determinó todo lo relativo a las propiedades físicas y geomecánicas del subsuelo en la ladera. En lo que compete a las investigaciones de campo se evaluó el subsuelo a partir de medidas directas e indirectas que permitieron obtener datos cualitativos y cuantitativos. Como medidas indirectas se realizó el estudio geofísico de 770 metros de sísmica de refracción, que ayudo a determinar dos horizontes sísmicos marcados. Como método directo para evidenciar los contrastes litológicos se utilizó la excavación de trincheras a diferentes cotas, este método permitió afianzar el modelo geológico que se presenta en apartados posteriores. En lo que refiere a ensayos in-situ se utilizó la veleta con el fin de medir la resistencia al corte de las arcillas, además, se utilizó el penetrómetro de bolsillo para conocer la resistencia a compresión simple.

Como cuarta etapa “Análisis y Diseño”, se utilizó software especializado para determinar el factor de seguridad, a los perfiles analizados se les incluyo el factor sísmico debido que el área de estudio está dentro de la zona con mayor aceleración sísmica del país. Para estabilizar a la ladera se diseñó múltiples obras de mitigación, entre las medidas correctoras se inició con el cambio de geometría conformando taludes y bermas para su estabilización, además, se utilizó elementos estructurales, como pernos de anclaje inyectados con lechada.



**Figura 14** Metodología utilizada para diseñar medidas de mitigación

**Fuente:** (Burbano, 2016)

## CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO

### 2.1 INTRODUCCIÓN

En este apartado se anota el sustento teórico para el cálculo de estabilidad de taludes en condiciones dinámicas, teniendo en cuenta los factores que provocan deslizamientos en el área de estudio (precipitaciones, movimientos sísmicos, factores antrópicos). El propósito de esta investigación es describir la metodología a seguir para realizar un análisis de estabilidad dinámico de taludes según las condiciones del sitio de estudio.

La norma ecuatoriana de construcción (NEC) establece la normativa para el estudio, diseño y construcción de obras de ingeniería (Casas, edificios, puentes, torres, ejes viales, presas, túneles, taludes, etc) buscando una metodología aplicable para mitigar problemas geológicos-geotécnicos que afecten a corto y largo plazo la integridad de las edificaciones. La NEC presenta 10 capítulos donde se detalla los requerimientos para el cumplimiento de los estándares de calidad y normas de construcción. Para el desarrollo de este proyecto de investigación se toma como referencia el capítulo de geotécnia y cimentaciones (NEC-SE-GC)

### 2.2 ESTABILIDAD DINÁMICA DE TALUDES

De acuerdo con lo establecido en la NEC-15, se evalúa la estabilidad sísmica de taludes considerando un factor de seguridad por corte mínimo de 1.05. En la tabla 2, se presentan los factores de seguridad por corte mínimos que establece la NEC

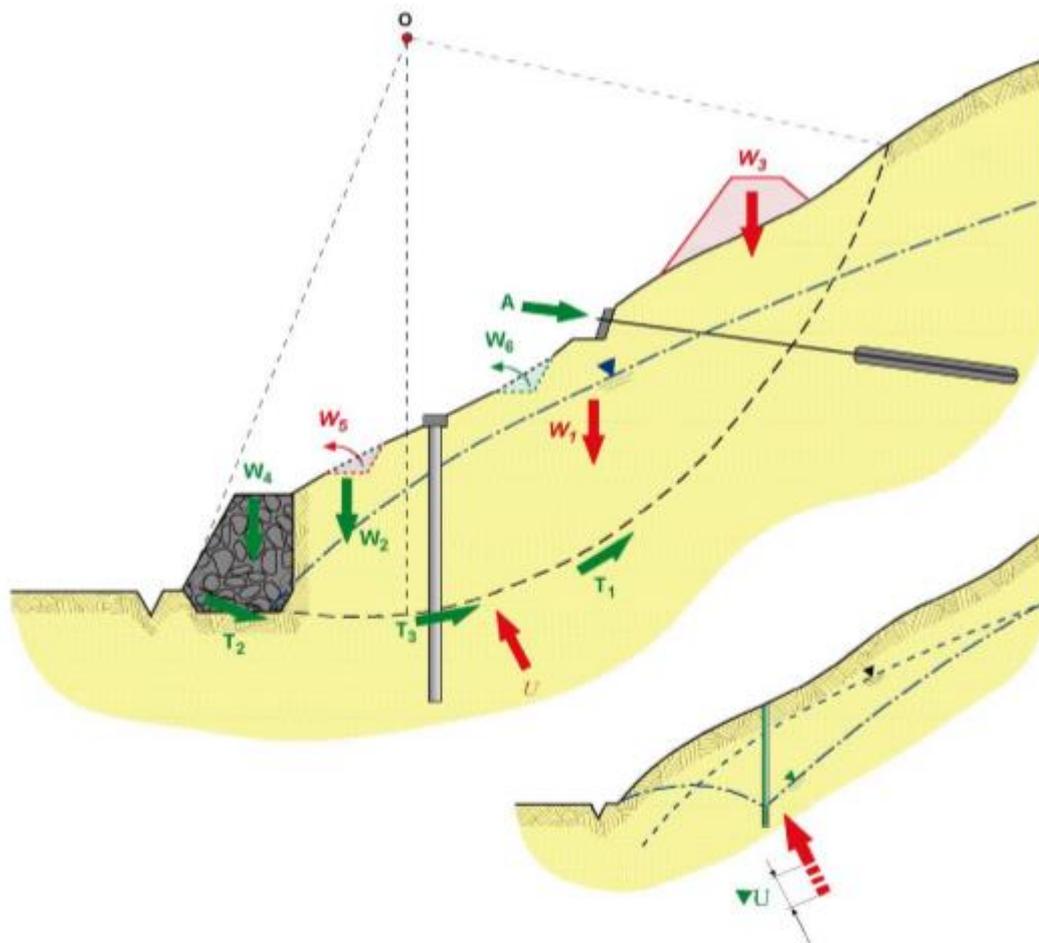
**Tabla 3**

Factores de seguridad por corte mínimos

Condición **	Fscore Mínimo	
	Diseño	Construcción
Carga Muerta+Carga Viva Nominal	1.5	1.25
Carga Muerta+ Carga Viva Máxima	1.25	1.1
Carga Muerta+ Carga Viva Nominal + Sismo de diseño Pseudo estático	1.1	1.00 *
Taludes - condición estática y Agua Subterránea Normal	1.5	1.25
Taludes - condición pseudo estática con agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de diseño	1.05	1.00 *

Fuente: (NEC, 2015)

El factor de seguridad representa la relación entre fuerzas estabilizadoras y fuerzas desestabilizadoras. Entre las fuerzas estabilizadoras se encuentra la resistencia al corte del suelo, pesos estabilizadores, fuerzas de sujeción, etc; las fuerzas desestabilizadoras son las acciones gravitatorias y pesos desestabilizadores. En la figura 15 se muestran estas fuerzas.



**Figura 15** Acciones estabilizadoras y desestabilizadoras en un talud

**Fuente:** (Ortuño, 2004)

**Tabla 4**

Acciones estabilizadoras y desestabilizadoras en un talud

ESTABILIZADORES	DESESTABILIZADORES
T1: Resistencia al corte del terreno	W1,W3: Pesos que originan "momento volcador"
W2: Pesos que originan "momento estabilizador"	U: Presión de agua
W4: Pesos que aumentan el "momento estabilizador"	W5: Excavación que reduce el "momento estabilizador"
W6: Excavaciones que reducen el "momento volcador"	
T2: Aumento local de resistencia al corte (mejor material)	
T3,A: Fuerzas estabilizadoras externas	
↓U: Reducción de la presión de agua	

**Fuente: (Ortuño, 2004)**

De los elementos señalados anteriormente, los factores que más influyen en la estabilidad del talud son las presiones intersticiales y la resistencia al corte. La resistencia al corte para este estudio se la realizó mediante ensayos in-situ y de laboratorio, los cuales estarán descritos en el capítulo III de esta investigación.

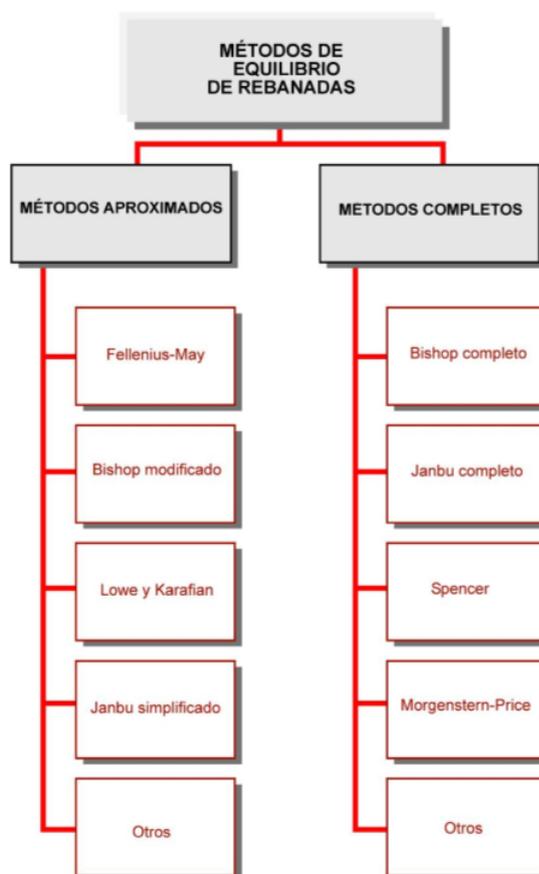
### 2.2.1 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DINÁMICA DE TALUDES

Para el análisis de estabilidad de taludes, se utilizará el método de equilibrio límite. El método del equilibrio límite establece que la rotura del terreno se produce a través de una línea que representa la superficie de rotura. De esta forma, se interpreta que la masa de terreno por encima de dicha línea se desplaza respecto la masa inferior, produciéndose, así, la rotura del terreno. Para obtener el factor de seguridad del talud en estudio, se utilizó un análisis de equilibrio límite; para este análisis deben ser consideradas 5 hipótesis:

- Se considera que el talud es indefinido en la dirección horizontal paralela a su superficie, es decir se realiza un análisis bidimensional.
- Se supone un mecanismo de rotura a favor de determinadas superficies de deslizamiento. La masa de suelo contenida en estas superficies pueden ser bloques únicos, rebanadas o varios bloques.

- Se asume habitualmente el criterio de Mohr-Coulomb a lo largo de las superficies de rotura
- Se supone que cada bloque en los que se ha dividido el suelo está en equilibrio estático
- Se define un factor de seguridad, que se supone constante a lo largo de toda la superficie de deslizamiento

Existen tres formas de analizar el equilibrio límite: los que estudian globalmente el equilibrio en toda la masa involucrada en el deslizamiento, los que la dividen en unos pocos bloques cuya geometría depende de la heterogeneidad del terreno y los que subdividen sistemáticamente en múltiples rebanadas teóricas. Para este estudio se utilizó rebanadas teóricas; en la figura 16 se muestran los métodos de rebanadas o dovelas.



**Figura 16** Métodos de equilibrio parcial de rebanadas

**Fuente:** (Olalla, 1999)

Las nuevas tecnologías permitieron facilitar los análisis, pudiendo incluso llegar a resultados más precisos al realizar un mayor número de iteraciones o al dividir la masa deslizante en dovelas más pequeñas. Esto conllevó a la aparición de formulaciones matemáticas más rigurosas como las desarrolladas por Morgenstern -Price (1965) y por Spencer (1967). En esta investigación se ha adoptado el método de Morgenstern-Price el cual es más riguroso y cumple con las tres ecuaciones de equilibrio (2 componentes de fuerzas y momentos).

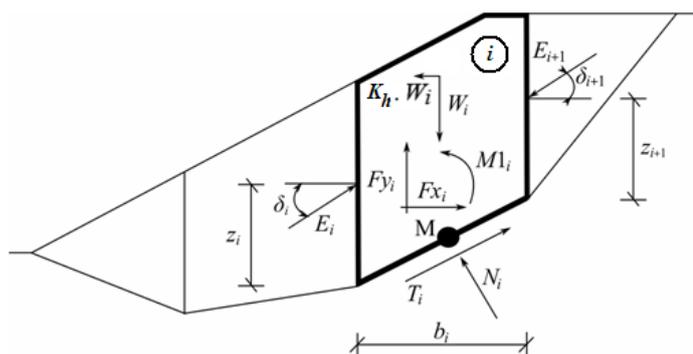
### **2.3 MÉTODO DE MORGENSTEIN Y PRICE**

Los esfuerzos de corte calculados según el método de Zhang y Wang donde se toma en cuenta la aceleración sísmica máxima de la zona de estudio, se utilizan para el cálculo de estabilidad de taludes según el método de Morgenstein y Price, el cual se describe en el siguiente acápite

El método de Morgenstern y Price (1965) asume que existe una función que relaciona las fuerzas de cortante y las fuerzas normales entre dovelas. Esta función puede considerarse constante como en el caso del método de Spencer o puede considerarse otro tipo de función. Esta posibilidad de suponer una determinada función para determinar los valores de las fuerzas entre dovelas lo hace un método más riguroso para la determinación de un factor de seguridad. (Suárez, 2012)

Sin embargo, esta suposición de funciones diferentes tiene muy poco efecto sobre el cálculo de factor de seguridad cuando se satisface el equilibrio estático y hay muy poca diferencia entre los resultados del método de Spencer y el de Morgenstern y Price. El método de Morgenstern y Price, al igual que el de Spencer, es muy preciso, prácticamente aplicable a todas las geometrías y perfiles de suelos. (Suárez, 2012)

El método Morgenstern-Price es un método general de cortes realizados en la base del equilibrio límite. Debe satisfacer el equilibrio de fuerzas y momentos actuando en bloques individuales. Las dovelas son creadas dividiendo el suelo bajo la superficie terrestre dividiendo planos. (Software, 2012)



**Figura 17** Esquema estático. Método Morgenstern-Price

**Fuente:** (Morgenstern & Price, 1965)

La figura 17 muestra las siguientes variables:

- $W_i$ : Es el peso de la dovela
- $W_i \cdot K_h$ : Es la fuerza de inercia horizontal, la cual representa el efecto de un sismo.
- $N_i$ : Fuerza normal en la superficie de deslizamiento
- $T_i$ : Fuerza cortante en la superficie de deslizamiento
- $E_i, E_{i+1}$ : Fuerzas ejercidas por los bloques contiguos, inclinados desde el plano horizontal por un ángulo  $\delta$
- $F_{x_i}, F_{y_i}$ : Fuerzas horizontales y verticales actuando en la dovela
- $M_{l_i}$ : Momento de las fuerzas  $F_{x_i}, F_{y_i}$ , el cual gira alrededor del punto M

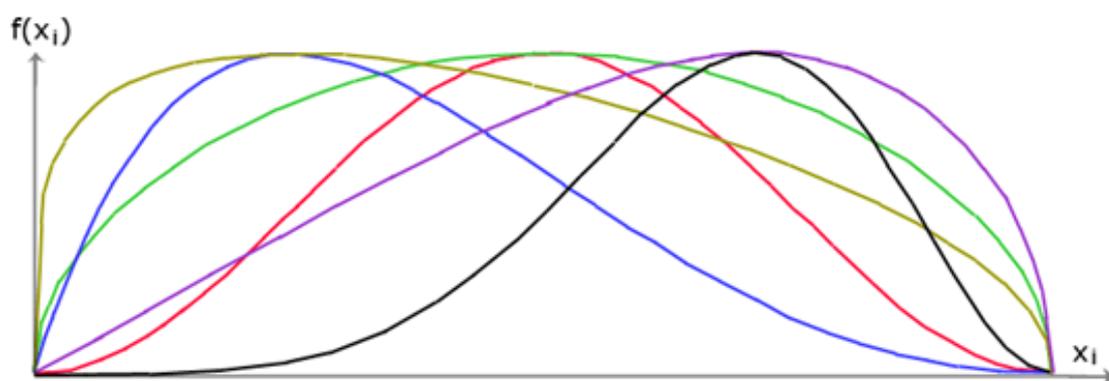
Los siguientes supuestos se introducen en el método Morgenstern-Price para calcular el equilibrio límite de las fuerzas y momento de los bloques individuales: (Software, 2012)

- Los planos divididos entre bloques son siempre verticales
- La línea de acción de peso del bloque  $W_i$  pasa por el centro de cada segmento de la superficie de deslizamiento representada por el punto M
- La fuerza normal  $N_i$  actúa en el centro del segmento  $i$ ésimo de la superficie de deslizamiento, en el punto M

- La inclinación de las fuerzas  $E_i$  que actúan entre los bloques es diferente en cada bloque ( $\delta_i$ ) y en los puntos de deslizamiento en el extremo de la superficie de deslizamiento es  $\delta = 0$

La única diferencia entre el método de Spencer y Morgenstein-Price es la elección de la inclinación de las fuerzas ( $\delta_i$ )  $E_i$ , la cual en el método Morgenstein-Price, es obtenida mediante la ayuda de la función de media onda (figura 18).

El método de Morgenstein-Price no es aplicable para cálculos manuales, sino para cálculos en computadora.



**Figura 18** Función de media onda

**Fuente:** (Software, 2012)

La elección de la forma de la función tiene una pequeña influencia en los resultados finales, pero la elección adecuada puede mejorar la convergencia del método. El valor de la función, multiplicado por el parámetro  $\lambda$  da como resultado el ángulo de inclinación de las fuerzas  $E_i$ .

La solución se basa en las siguientes expresiones:

$$N_i = N'_i + U_i \quad (1)$$

$$T_i = (N_i - U_i) * \tan\varphi_i + c_i * \frac{b_i}{\cos\alpha_i} = N'_i * \tan\varphi_i + c_i * \frac{b_i}{\cos\alpha_i} \quad (2)$$

$$N'_i + U_i - W_i * \cos\alpha_i + k_h * W_i * \sin\alpha_i + Fy_i * \cos\alpha_i - Fx_i * \sin\alpha_i + E_{i+1} * \sin(\alpha_i - \delta_{i+1}) - E_i * \sin(\alpha_i - \delta_i) \quad (3)$$

$$\begin{aligned}
N'_i * \frac{\tan\varphi_i}{FS} + \frac{c_i}{FS} * \frac{b_i}{\cos\alpha_i} - W_i * \sin\alpha_i + k_h * W_i * \cos\alpha_i + Fy_i * \sin\alpha_i + Fx_i \\
* \cos\alpha_i - E_{i+1} * \cos(\alpha_i - \delta_{i+1}) + E_i * \cos(\alpha_i - \delta_i) \\
= 0
\end{aligned} \tag{4}$$

$$\begin{aligned}
E_{i+1} * \cos\delta_{i+1} * (Z_{i+1} - \frac{bi}{2} * \tan\varphi_i) - E_{i+1} \\
* \sin\delta_{i+1} * \frac{bi}{2} - E_i * \cos\delta_i * (Z_i - \frac{bi}{2} * \tan\varphi_i) - E_i * \sin\delta_i * \frac{bi}{2} \\
+ M1_i - k_h * W_i * (y_M - y_{gi}) = 0
\end{aligned} \tag{5}$$

- (1) Relación entre el valor de la tensión efectiva y la tensión total de la fuerza normal actuando en la superficie de deslizamiento
- (2) La condición de Mohr-Coulomb representa la relación entre la fuerza normal y la fuerza de corte en un segmento dado de la superficie de deslizamiento ( $N_i$   $T_i$ )
- (3) Ecuación del equilibrio de fuerzas en la dirección normal del segmento iésimo de la superficie de deslizamiento
- (4) Ecuación del equilibrio de fuerzas a lo largo del segmento iésimo de la superficie de deslizamiento
- (5) Ecuación del equilibrio de momentos en el punto M para cada dovela

Modificando las fuerzas de las ecuaciones (3) y (4) se obtiene la ecuación número (6)

$$\begin{aligned}
E_{i+1} = \frac{\left[ (W_i - Fy_i) \cdot \cos\alpha_i - (K_h W_i - Fx_i) \cdot \sin\alpha_i - U_i + E_i \cdot \sin(\alpha_i - \delta_i) \right] \cdot \frac{\tan\varphi_i}{FS} + \\
\frac{c_i}{FS} \cdot \frac{b_i}{\cos\alpha_i} - (W_i - Fy_i) \cdot \sin\alpha_i - (K_h W_i - Fx_i) \cdot \cos\alpha_i + E_i \cdot \cos(\alpha_i - \delta_i)}{\sin(\alpha_i - \delta_{i+1}) \cdot \frac{\tan\varphi_i}{FS} + \cos(\alpha_i - \delta_{i+1})}
\end{aligned} \tag{6}$$

Esta fórmula permite calcular las fuerzas  $E_i$  que actúan entre las dovelas, para un valor dado de  $\delta_i$  y el FS. Esta solución asume que en el origen de la superficie de deslizamiento el valor E es conocido y es  $E_1=0$ .

A partir de la ecuación (5) se obtiene la ecuación (7):

$$Z_{i+1} = \frac{\frac{b_i}{2} \cdot [E_{i+1} (\sin \delta_{i+1} - \cos \delta_{i+1} \cdot \tan \alpha_i) + E_i (\sin \delta_i - \cos \delta_i \cdot \tan \alpha_i)] + E_i \cdot Z_i \cdot \cos \delta_i - M1_i + K_h \cdot W_i \cdot (y_M - y_{\#i})}{E_{i+1} \cdot \cos \delta_{i+1}} \quad (7)$$

Esta fórmula permite calcular los brazos de palanca  $Z_i$  de las fuerzas actuantes entre dovelas para valores dados de  $\delta_i$ , conociendo el valor del origen de la superficie de deslizamiento de la izquierda  $Z_1=0$ .

El factor de seguridad es obtenido mediante el siguiente proceso iterativo:

- Los valores iniciales de  $\delta_i$  son dados por la función de media onda  $\delta_i = \lambda \cdot f(x_i)$
- Se obtiene el factor de seguridad FS en la ecuación (6), a partir de valores dados  $\delta_i$ , asumiendo que el valor de  $E_{n+1}$  es 0 al final de la superficie de deslizamiento
- El nuevo valor  $\delta_i$  es obtenido a partir de la ecuación (7) usando los valores de  $E_i$  obtenidos en la ecuación (6) cuando el momento que se obtiene en el último bloque es igual a 0. La función  $f(x_i)$  es constante durante todo el proceso iterativo, cambiando únicamente los valores de  $\lambda$ .

En el análisis dinámico de taludes se introduce una fuerza sísmica, la cual contribuye como una fuerza desestabilizadora al momento de calcular el factor de seguridad. En esta investigación se usó como base la norma ecuatoriana de la construcción para calcular la fuerza sísmica que actúa en el talud de estudio.

## 2.4 CÁLCULO DE LA FUERZA SÍSMICA

Las fuerzas sísmicas que se va a aplicar en cada elemento o dovela se obtienen mediante la siguiente expresión:

$$Fh = kh * W \quad (8)$$

$$Fv = kv * W \quad (9)$$

Dónde:

$k_h$ : Coeficiente de carga sísmica horizontal

$k_v$ : Coeficiente de carga sísmica vertical

$W$ : Peso de cada dovela

### 2.4.1 COEFICIENTES DE CARGA SÍSMICA $K_H$ , $K_V$

El coeficiente de carga sísmica  $k_h$  equivale a:

$$k_h = 0.60 * z * F_a \quad (10)$$

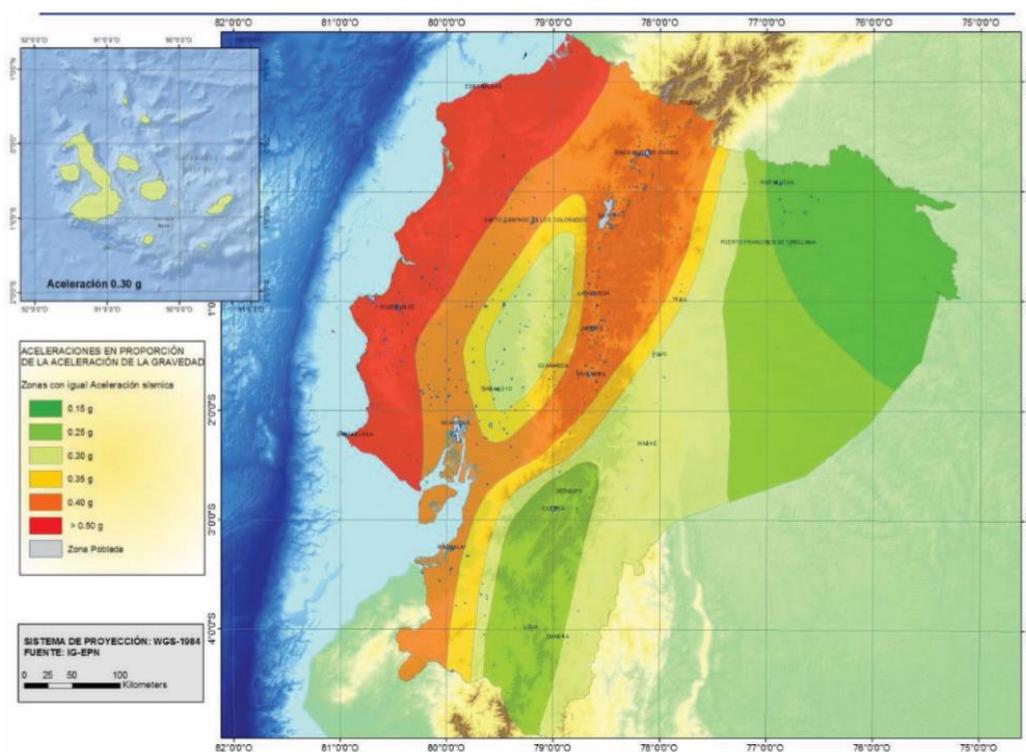
Dónde:

z: Aceleración en roca para el sismo de diseño

Fa: Factor de amplificación sísmica de sitio

En la fórmula (10) se considera el valor de 0.60 debido a que la fuerza horizontal equivalente se la aplica en un tiempo infinito, siendo una carga temporal, donde probablemente una vez o dos veces durante el evento sísmico ocurra el valor máximo de aceleración.

La aceleración en roca para el sismo de diseño (Z) se obtiene mediante el mapa de zonificación sísmica del Ecuador (Figura 19); este mapa proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años. La zona de estudio de este proyecto de investigación está catalogada como zona sísmica VI (Z=0.5) (NEC, 2015)



**Figura 19** Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona z

**Fuente:** (NEC, 2015)

**Tabla 5**

Valores del factor z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

**Fuente:** (NEC, 2015)

El factor de amplificación sísmica de sitio ( $F_a$ ) es obtenido mediante el tipo de suelo que se encuentra en la zona de estudio. La NEC establece 6 tipos de suelo A, B, C, D, E y F. Para la caracterización del tipo de suelo en la zona de estudio de este proyecto, se utilizó la velocidad de onda de corte ( $V_s$ ).

En la tabla 6, se muestran los diferentes tipos de suelos, y las características que deben tener para caer en las diferentes categorías.

**Tabla 6**

Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500$ m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760$ m/s $> V_s \geq 360$ m/s

Fuente: (NEC, 2015)

Tipo de perfil	Descripción	Definición
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ kPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360$ m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100$ kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con Índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia $\alpha$ ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.		

Fuente: (NEC, 2015)

En la tabla 7, se muestran los valores de sitio  $F_a$  que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio de la zona de estudio.

**Tabla 7**

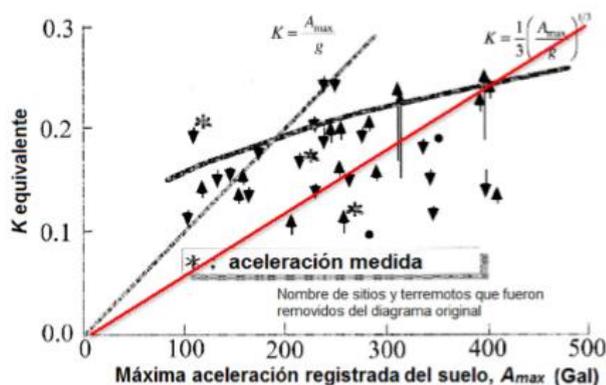
Tipo de suelo y factores de sitio  $F_a$

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.5$
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85

**Fuente: (NEC, 2015)**

El coeficiente de carga sísmica vertical  $k_v$  es una proporción de  $k_h$ . Marcuson (1981) recomienda utilizar valores entre  $1/3$  y  $1/2$  de la aceleración máxima esperada con las respectivas amplificaciones; para este estudio se tomó una proporción para  $k_v$  de  $1/3$  de  $k_h$ .

En la figura 20, se muestra una correlación entre las aceleraciones máximas medidas en el terreno y el coeficiente horizontal pseudo estático obtenido en estructuras geotécnicas (taludes, muros, etc.) que han fallado en eventos sísmicos.



**Figura 20** Correlación entre la aceleración en el terreno y el coeficiente horizontal pseudo estático

**Fuente: (NEC, 2015)**

Una vez obtenida las fuerzas sísmicas, se realiza un análisis de equilibrio límite para obtener el factor de seguridad del talud en estudio. Para este proyecto de investigación, se utilizó el método de MORGENSTEIN-PRICE.

## 2.5 CÁLCULO DE DEFORMACIONES INDUCIDAS EN TALUDES POR CARGA SÍSMICA

Actualmente, se utilizan métodos simplificados para estimar el nivel de deformación lateral o desplazamientos ante cargas sísmicas en taludes, con materiales que no sean susceptibles a licuación, como los propuestos por Bray & Travararou (2007). El método utiliza modelos no lineales, totalmente acoplados de bloques deslizantes para capturar el comportamiento dinámico de taludes. Bray y Travararou (2007) presentaron dos tipos de ecuaciones, la primera para estimar la probabilidad de no ocurrencia de deformación ( $D \leq 1$  cm.), y la segunda es la estimación de una deformación que no es mayor a 1 cm., como se muestra en la ecuación 11. (NEC, 2015)

$$\ln(D) = -1.10 - 2.83 * \ln(kh) - 0.333[\ln(kh)]^2 + 0.566 * \ln(kh) * \ln(Sa) + 3.04 * \ln(Sa) - 0.244[\ln(Sa)]^2 + 1.5 * Ts + 0.278(M - 7) \pm \varepsilon \quad (11)$$

Dónde:

D: Deformación horizontal esperada en centímetros

$K_h$ : Coeficiente pseudo estático horizontal (Adimensional) (Obtenido mediante factores de zona de estudio Z y  $F_a$ )

$S_a$ : Aceleración espectral en gales (Según espectro de respuesta del sitio)

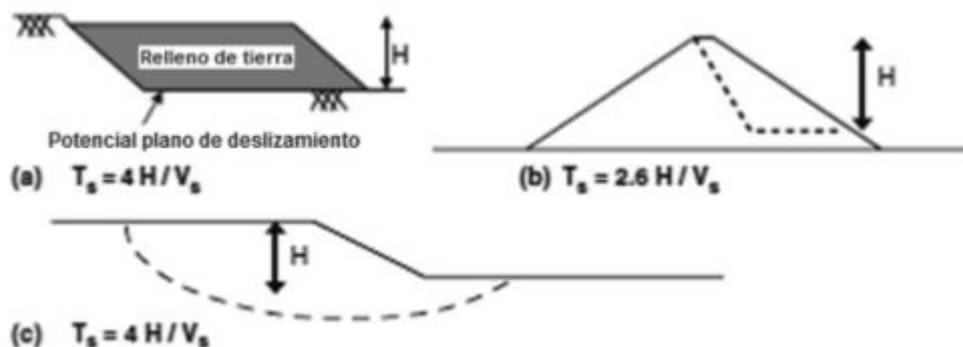
$T_s$ : Período del sistema (Suelo) en segundos

M: Magnitud del momento sísmico (Escala macrosísmica Europea EMS)

$\varepsilon$ : Distribución normal de la variable con media cero (Probabilidad de excedencia del desplazamiento)

El valor de  $S_a$ , se lo puede obtener mediante espectros de respuesta de sitio en campo libre, en la base del talud o utilizando ecuaciones de predicción de movimiento que consideren el tipo de suelo, distancia de la fuente, mecanismo de falla, y magnitud

de momento sísmico. El período del sistema  $T_s$  es calculado como se presenta en la figura 21



**Figura 21** Períodos elásticos del talud o terraplén

**Fuente:** (Bray & Travasarou, 2007)

$$T_s = \frac{4H}{V_s} \quad (12)$$

Dónde:

H: Profundidad del talud hasta la superficie de falla (metros)

$V_s$ : Velocidad de ondas de corte (m/s)

### 2.5.1 ESPECTRO DE RESPUESTA PARA LA ZONA DE ESTUDIO

El espectro de diseño puede representarse mediante un espectro de respuesta basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociadas con el sitio de emplazamiento de la estructura. Es un espectro de tipo elástico para una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5%, utilizado con fines de diseño para representar los efectos dinámicos del sismo de diseño. (NEC, 2015).

Un espectro de respuesta es un gráfico que da información acerca de las máximas respuestas (aceleraciones, desplazamientos, velocidades, etc) que puede suceder en una estructura, para un determinado sismo, bajo un determinado factor de amortiguamiento.

El instrumento que se utiliza para registrar los movimientos fuertes del suelo, en el denominado campo cercano, es el acelerógrafo. Este equipo, permite obtener la

aceleración del suelo durante un terremoto, en función del tiempo. Como el movimiento sísmico en la proximidad de la fuente tiene un elevado contenido en altas frecuencias, el periodo natural del acelerógrafo puede estar comprendido entre, prácticamente 0 s y 0.1 s. (Carreño, Bravo, Suárez, & Tordesillas, 1999)

## **2.6 FACTORES QUE AFECTAN LA RESPUESTA DE LOS TALUDES DURANTE LOS SISMOS.**

Los factores que afectan el área de estudio según se anotó anteriormente son: lluvias y sismos. Para el análisis además, se deben mencionar los siguientes factores según (Abramson, Lee, Sharma, & Boyce, 2002)

**La Magnitud de la aceleración sísmica.** Un trabajo realizado por Keefer (1984) muestra que para la producción de cierto tipo de deslizamientos, se requiere una gran magnitud del sismo. A mayor magnitud del sismo es mayor el área afectada por los deslizamientos. (Suárez, 2012)

**La duración del sismo.** A mayor duración de un sismo, los efectos son mayores. La duración por su parte, aumenta al incrementarse la magnitud.

**La Distancia al área epicentral.** Es lógico esperar que la actividad de deslizamiento disminuya al aumentar la distancia al área epicentral; existe además una distancia a partir de la cual no ocurren deslizamientos de determinado tamaño.

**La dirección principal del sismo.** La dirección de los deslizamientos puede tener una tendencia hacia la dirección más fuerte del sismo, la cual es generalmente normal a la dirección de la falla que produce el movimiento sísmico (Sassa, 1995)

**La formación geológica.** La ocurrencia de los deslizamientos depende principalmente de la litología, estructura y condiciones de saturación de los suelos o rocas. Las fracturas tienden a ser planos de fragilidad, en las rocas duras y deformaciones plásticas, en las rocas blandas y en los suelos. Los suelos generalmente, activan deslizamientos de rotación o traslación y flujos de suelo o lodo saturado. Las rocas y los suelos cohesivos pueden presentar fracturación o agrietamientos de tensión. Los suelos granulares saturados pueden presentar flujos por licuación. (Suárez, 2012)

**Las dimensiones del talud.** Factores como la cinemática y geometría del talud facilitan la ocurrencia de flujos o avalanchas en el momento de los sismos.

**Sismos en temporadas de Lluvias.** La cantidad y magnitud de deslizamientos es mayor si el sismo ocurre en temporada de lluvias. Este caso puede ser más complejo en las zonas tropicales caracterizadas por temporadas de lluvias de gran duración e intensidad, como es el caso de la ciudad de Esmeraldas.

**Deslizamientos activados por lluvias después de los sismos.** El deterioro que los sismos causan a la estructura de las rocas y suelos, facilita la activación de los deslizamientos posteriores por las lluvias. El agrietamiento causado por el sismo facilita la infiltración del agua y el apareamiento de presiones de poros altas en las grietas profundas. Es común que los deslizamientos en la temporada de lluvias, después del sismo, sean de mayor magnitud que los propios del sismo (Lin C-W., 2006)

## **2.7 CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA Y CARACTERIZACIÓN GLOBAL DEL MACIZO ROCOSO**

La descripción y caracterización de los macizos rocosos en afloramientos es una labor necesaria en todos los estudios de geotecnia (taludes, cimentaciones, túneles) cuyo objetivo sea el conocimiento de las propiedades y características geotécnicas de los materiales rocosos. Estos trabajos se realizan durante las primeras etapas de las investigaciones in situ.

El desarrollo de los trabajos de campo en afloramientos permite obtener información necesaria para evaluar el comportamiento geotécnico de los macizos rocosos, planificar las fases de investigación más avanzadas e interpretar los resultados que se obtengan de las mismas. Debido a la gran variedad de condiciones y propiedades, la caracterización de los macizos puede ser una tarea compleja, sobre todo si se presentan conjuntamente materiales rocosos y suelos, zonas fracturadas, tectonizadas y/o meteorizadas. En la descripción se deben incluir todos los aspectos y parámetros que puedan ser observados, deducidos y medidos en los afloramientos.

La sistemática para la descripción de los afloramientos de macizos rocosos se puede resumir en las siguientes etapas:

- Descripción de las características generales del afloramiento.

- División en zonas y descripción general de cada zona.
- Descripción detallada de cada zona.
  - Matriz rocosa.
  - Discontinuidades.
- Descripción de los parámetros del macizo rocoso.
- Caracterización global y clasificación geomecánica del macizo rocoso.

La descripción general del afloramiento debe incluir la identificación, condiciones y características generales del afloramiento y la de cada uno de sus componentes: rocas, suelos, zonas con agua, discontinuidades singulares, etc.

Las descripciones se efectúan de forma cualitativa y, siempre que sea posible, cuantitativa. A tal efecto existen tablas, escalas, índices y valores de referencia que se utilizan para cuantificar las diferentes propiedades y características del macizo o de sus elementos, el Sistema Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM), norma cada parámetro que se incluye en estadillos también denominados como fichas de estaciones geomecánicas donde se levanta la características y propiedades de la matriz y discontinuidades. La cuantificación de los parámetros es útil para establecer valores objetivos con los que trabajar, pero además es necesaria para su introducción en las clasificaciones geomecánicas de los macizos rocosos para este estudio se utilizara la denominada clasificación geomecánica, rock mass rating (RMR, Bieniawski, 1989). (Bieniawski, 1989)

La mayoría de las clasificaciones geomecánicas mas empleadas en la obras geotécnicas: RMR (Bieniawski, 1989), Q (Barton, 1995) y GSI (Marinos y Hoek, 2000) utilizan las siguientes características y propiedades que se describen para caracterizar el macizo rocoso:

**Tabla 8**

Características y propiedades a describir en campo para la caracterización del macizo rocoso

Ámbito de estudio	Característica o propiedad	Método	Clasificación
Matriz rocosa	Identificación	Observaciones de visu y con lupa	Clasificación geológica y geotécnica
	Meteorización	Observaciones de visu	Índices estándar
	Resistencia	Índices y ensayos de campo	Clasificaciones empíricas de resistencia
Discontinuidades	Orientación	Medida directa con brújula de geólogo	Familias de discontinuidades, clasificación con <u>estereodiagrama</u>
	Espaciado	Medidas de campo	Índices y clasificaciones estándar
	Continuidad		
	Rugosidad	Observaciones y medidas de campo	Comparación con perfiles estándar
	Resistencia de las paredes	Martillo Schmidt Índices de campo	Clasificaciones empíricas de resistencia
	Abertura	Observaciones y medidas de campo	Índices estándar
	Relleno		
Filtraciones			
Macizo rocoso	Número de familias de discontinuidades	Medidas de campo	Índices y clasificaciones estándar
	Tamaño de bloque		
	Intensidad de fracturación	Observaciones de campo	Clasificaciones estándar
	Grado de meteorización		

Fuente: (Burbano, 2016)

## 2.8 CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA ROCK MASS RATING, RMR (BIENIAWSKI, 1989)

Desarrollada por Bieniawski en 1973, con actualizaciones en 1979 y 1989, constituye uno de los sistemas de clasificación empíricos más utilizados que permite determinar la calidad de un macizo rocoso y a su vez relacionar con los parámetros de resistencia al corte del macizo. Esta clasificación tiene en cuenta los siguientes parámetros geomecánicos:

- Resistencia uniaxial de la matriz rocosa.
- Grado de fracturación en términos del RQD.
- Espaciado de las discontinuidades.
- Condiciones de las discontinuidades.
- Condiciones hidrogeológicas.
- Orientación de las discontinuidades con respecto a la excavación de túneles.

La incidencia de estos parámetros en el comportamiento geo mecánico de un macizo se expresa por medio del índice de calidad RMR, rock mass rating, que varía de 0 a 100.

Para aplicar la clasificación RMR en un talud se divide el macizo rocoso en zonas o tramos que presenten características geológicas más o menos uniformes de acuerdo con las observaciones hechas en campo, donde se levanta sistemáticamente estaciones geo mecánicas con el uso de unos estadillos donde se lleva a cabo la toma de datos y medidas referentes a las propiedades y características de la matriz rocosa y de las discontinuidades.

Para determinar el índice RMR correspondiente a cada una de las zonas se califica cada parámetro detallado en la figura 22. Una vez obtenidas las puntuaciones que resultan de aplicar los cinco parámetros de clasificación, se efectúa la sumatoria el resultado se lo conoce como RMR básico, que corresponde al valor sin corrección por orientación de las discontinuidades. El RMR básico será empleado dentro del cálculo del Slope Mass Rating (SMR) que es un índice geo mecánico empleado para la caracterización de taludes rocosos el mismo que detallara en el siguiente apartado.

La clasificación RMR distingue cinco clases, cuyo significado geotécnico se expresa en la figura 20; a cada clase de macizo se le asigna una calidad y unas características geotécnicas.

Así, un macizo rocoso clasificado como Muy Bueno (Clase I), será un macizo rocoso duro, poco fracturado, sin filtraciones importantes y poco meteorizadas, presentando muy pocos problemas frente a su estabilidad y resistencia. Se puede deducir que tendrá una capacidad portante alta, permitirá la excavación de taludes con altas pendientes y no precisara medidas de estabilización y refuerzo en túneles.

Si es el caso extremo (Clase V), será un macizo rocoso de baja resistencia, muy fracturado, con presencia de agua, meteorizado el que presentará problemas de inestabilidad latente.

A continuación se describe como se obtuvo cada uno de los parámetros utilizados para la clasificación de RMR.

Clasificación geomecánica RMR (Bieniawski, 1989)										
Parámetros de clasificación										
1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Ensayo de carga puntual	> 10	10-4	4-2	2-1	Compresión simple (MPa)			
		Compresión simple	> 250	250-100	100-50	50-25	25-5	5-1	< 1	
	Puntuación		15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%			
	Puntuación		20	17	13	6	3			
3	Separación entre diaclasas		> 2 m	0.6 - 2 m	0.2 - 0.6 m	0.06 - 0.2 m	< 0.06 m			
	Puntuación		20	15	10	8	5			
4	Estado de las diaclasas	Continuidad	< 1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	>20 m			
		Puntuación	6	4	2	1	0			
		Abertura	Nula	< 0.1 mm	0.1-1.0 mm	1-5 mm	>5 mm			
		Puntuación	6	5	3	1	0			
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave			
		Puntuación	6	5	3	1	0			
		Relleno	Ninguno	Duro (<5 mm)	Duro (> 5 mm)	Blando (<5 mm)	Blando (>5 mm)			
		Puntuación	6	4	2	2	0			
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta			
Puntuación	6	5	3	1	0					
5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	< 10 litros/min	10-25 litros/min	25-125 litros/min	> 125 litros/min			
		Relación: Presión de agua/Tensión	0	0.0 - 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5			
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo			
	Puntuación		15	10	7	4	0			
Clasificación del macizo rocoso según RMR										
Clase	I		II		III		IV		V	
Calidad	Muy buena		Buena		Media		Mala		Muy mala	
Puntuación	100 - 81		80 - 61		60 - 41		40 - 21		< 20	
Clase	Calidad	Valoración RMR			Cohesión	Ángulo de rozamiento				
I	Muy buena	100-81			>4 kg/cm <sup>2</sup>	>45°				
II	Buena	80-61			3-4 kg/cm <sup>2</sup>	35°-45°				
III	Media	60-41			2-3 kg/cm <sup>2</sup>	25°-35°				
IV	Mala	40-21			1-2 kg/cm <sup>2</sup>	15°-25°				
V	Muy mala	<20			<1 kg/cm <sup>2</sup>	<15°				

**Figura 22** Clasificación geomecánica RMR

**FUENTE:** (Bieniawski, 1989)

### 2.8.1 RESISTENCIA DE LA MATRIZ ROCOSA (MPa)

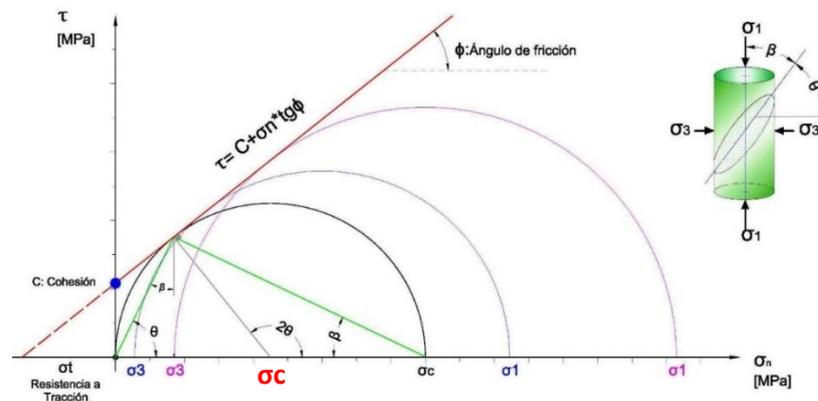
Para determinar la resistencia de la matriz se realizó ensayos de laboratorio en muestras inalteradas, este valor fue obtenido de los ensayos triaxiales donde la

resistencia a la compresión simple ( $\sigma_c$ ) se la obtiene siguiendo la pendiente del criterio de rotura de Mohr-Coulomb. En la figura 23, se esquematiza tres ensayos triaxiales, mediante el cual se determina los parámetros resistentes de cohesión ( $c$ ) y ángulo de fricción ( $\phi$ ) que sirven para obtener la resistencia a la compresión simple ( $\sigma_c$ ) de la matriz, empleando la siguiente ecuación:

$$\sigma_1 = \frac{2c \cdot \cos\phi + \sigma_3(1 + \operatorname{sen}\phi)}{(1 - \operatorname{sen}\phi)}$$

Si se da la condición  $\sigma_3 = 0$ ,  $\sigma_1$  será la resistencia a compresión simple de la roca:

$$\sigma_1 = \sigma_c = \frac{2c \cdot \cos\phi}{(1 - \operatorname{sen}\phi)}$$



**Figura 23** Determinación de la resistencia a la compresión simple en base a ensayos triaxiales

**FUENTE:** (Vallejo, Ferrer, Oteo, & Ortuño, 2002)

## 2.8.2 ROCK QUALITY DESIGNATION (RQD%)

El índice de calidad de las rocas, sirve para determinar la calidad de un macizo rocoso. (Deere, 1963)

**Tabla 9**

Designación de calidad de roca (Deere, 1963)

RQD (Designación de Calidad de Roca)		%
Muy mala	(>27 diaclasas por m <sup>3</sup> )	0-25
Mala	(20-27 diaclasas por m <sup>3</sup> )	25-50
Regular	(13-19 diaclasas por m <sup>3</sup> )	50-75
Buena	(8-12 diaclasas por m <sup>3</sup> )	75-90
Excelente	(0-7 diaclasas por m <sup>3</sup> )	90-100

**Fuente: (Deere, 1963)**

Para su estimación en afloramientos se utilizó la correlación empírica basada en la propuesta por Palmstrom, 1975-2005, utilizando para el cálculo el denominado parámetro  $J_v$ , que representa el índice volumétrico de fracturas o número de facturas por metro cúbico:

Relación entre RQD y  $J_v$ :

$$RQD = 110 - 2.5 J_v \quad \text{Para bloques tabulares y prismáticos}$$

$$RQD = 115 - 3.5 J_v \quad \text{Para bloques poliédricos, romboédricos y equidimensionales}$$

Condiciones:

$$RQD = 0 \text{ para } J_v > 44, \text{ y } RQD = 100 \text{ para } J_v < 4$$

$$J_v = \sum \frac{\text{número de discontinuidades}}{\text{Longitud de medida}}$$

El valor de  $J_v$  se relaciona con el tamaño de los bloques según la tabla 10

**Tabla 10**

Descripción del tamaño de bloque en función del número de discontinuidades (ISRM, 1981)

Descripción	J <sub>v</sub> discontinuidades/m <sup>3</sup>
Bloques muy grandes	<1
Bloques grandes	1-3
Bloques de tamaño medio	3-10
Bloque pequeños	10-30
Bloques muy pequeños	>30

**Fuente: (ISRM, 1981)**

## **CAPÍTULO III GEOLOGÍA Y GEOTÉCNIA**

### **3.1 INTRODUCCIÓN**

En este capítulo, se presentan y describen los modelos geológicos, tanto a escala regional (Figura 29) como a escala de detalle (Anexo A) para toda el área del proyecto mismos que son el resultado del procesamiento de los datos obtenidos del levantamiento geológico-geotécnico expeditivo, interpretaciones de perfiles de geofísicos que ayudan a comprender la disposición de los materiales y con esto comprender el modelo geológico del substrato rocoso. El modelo geotécnico se lo ajusta en base a ensayos realizados tanto in-situ como en laboratorio, así como de los análisis de resultados. La información geológica de carácter regional ha sido recopilada y procesada a partir de estudios específicos y levantamientos regionales ejecutados por la Dirección General de Geología y Minas entre 1976 y 1980.

### **3.2 MARCO GEOLÓGICO Y TECTÓNICO REGIONAL.**

El Ecuador continental se encuentra en una zona donde la convergencia de las placas tectónicas Nazca y Sudamericana genera un proceso de subducción. La Placa Nazca se forma a partir de la cordillera submarina del Pacífico Oriental, encontrándose frente a las costas sudamericanas. Esta placa es empujada hacia el Oriente a una velocidad superior a los 7 cm/año (Kellogg & Vega, 1995). Por otra parte, la Placa Sudamericana se forma en la cordillera submarina centro-oceánica del Atlántico medio y es empujada hacia el oeste con una velocidad de aproximadamente 3 cm/año (Barazangi & Isacks, 1976).

El área de estudio se ubica en la zona costera del Noroeste del país, donde se ha desarrollado la cuenca sedimentaria de Esmeraldas, conformada por rocas terciarias y cuaternarias de edad eocénica superior hasta pleistocénica. Estas rocas sedimentarias descansan sobre rocas básicas ígneas marinas de edad cretácica denominada como Formación Piñón

Para esta investigación únicamente se describirá a las rocas aflorantes que conforman la ladera en estudio (sector las Palmas), pertenecientes a la Formación Onzole con sus miembros inferior y superior.

**Formación Onzole (Mioceno Superior – Plioceno Inferior).** La formación está dividida en cuatro miembros denominados como: Onzole Inferior, Onzole Superior que consisten predominantemente de lodolitas limosas con delgadas capas de areniscas. Los restantes miembros denominados como Miembros Sua y Miembro Estero Plátano contienen alternancias de areniscas y arcillas más lentes de conglomerado distintivos. A continuación se describe el miembro Onzole Superior (Plo) que por sus características litológicas y de disposición estratigráfica sería la roca que conforma los acantilados en la línea costera en sitio denominado Las Palmas.

**La Onzole Superior** consiste de dos miembros predominantemente areniscos con lodolitas intermedias y suprayacentes. Las lodolitas son pobres a bien estratificadas, gris cremosas a anaranjadas – rojizas si están meteorizadas pero verde oscuro si están frescas. Son comunes las fajas delgadas de arenisca media a fina, y existe capas ocasionales de arenisca café – rojiza hasta de 1 m. de espesor. Lentes y capas de grava arenosa gruesa y/o fragmentos lodolíticos se encuentran intercalados. Debido a su contenido alto de montmorillonita (aproximadamente 35%) las lodolitas en toda el área son propensas a deslizamientos.

### 3.3 TECTÓNICA REGIONAL Y LOCAL

En el mapa regional (Figura 29, DGGM, 1980), se observa que la estructura regional próxima al área de estudio se desarrolla en dirección paralela a la desembocadura río Esmeraldas, con una predominancia Norte – Sur. Esta falla se extiende aproximadamente 35 km hacia el Sur. En el Mapa de Fallas y Pliegues Cuaternarias de Ecuador y Regiones Oceánicas Adyacentes (Eguez et al., 2003) se observa el desarrollo de 3 estructuras regionales (Figura 24) que se describen a continuación:

Falla Esmeraldas (Código EC-02; 2a, 2b), esta estructura es la más próxima a la zona de investigación, controla el cauce del río Esmeraldas (Figura 24), fue trazada mediante fotointerpretación y control de campo local. En cuanto a su geometría, la falla presenta una longitud de  $\pm 63.6$  km con una dirección promedio de  $N26^{\circ}W \pm 13^{\circ}$ , esta falla está dividida en dos secciones.

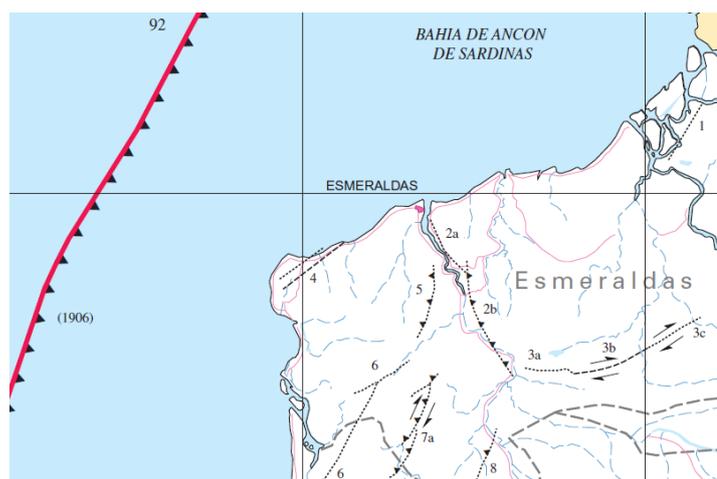
La sección norte (código EC-02a) presenta una longitud de  $\pm 21$  km con un rumbo promedio de  $N34^{\circ}W \pm 12^{\circ}$ , el buzamiento y el sentido de movimiento de esta sección es desconocida, su traza es identificada por expresiones geomorfológicas como el centro línea del drenaje principal, el tiempo de recurrencia es desconocido, la tasa de deslizamiento se desconoce, probablemente sea  $< 1$  mm/año, se presume que la edad del último movimiento fue en el Cuaternario ( $< 1.6$  Ma).

La sección sur (EC-02b), se desarrolla con longitud de  $\pm 42$  km presenta un rumbo general de  $N22^{\circ}W \pm 13^{\circ}$  el ángulo de inclinación de la falla es desconocida pero buza hacia el Este. Esta falla es de tipo conjugada, se trata de una falla inversa con componente transpresional con dinámica sinistral. Geomorfologicamente se la identifica por escarpes con curvatura irregular además de mantener un control de drenaje marcado, el desarrollo asimétrico de las terrazas aluviales sugiere el levantamiento del bloque oriental. El intervalo de ocurrencia y la tasa de deslizamiento son desconocidos.

La Falla Culpa Buga (código EC-05), trazada por fotointerpretación no presenta un marcador geomorfológico representativo (expresión débil), puede representar una extensión hacia el norte de la falla Cañaveril (EC-07) (Figura 24), que es uno de los sistemas de fallas más importantes de NW del Ecuador. La longitud de la falla es de 24.6 km con un rumbo general de  $N13^{\circ}E \pm 13^{\circ}$ , el ángulo de inclinación es desconocido pero su buzamientos es hacia el Oeste. El intervalo de recurrencia y la tasa de deslizamiento es desconocida, probablemente menor a 1mm/año.

La Falla Culpa Galera (código EC-04) (Figura 24), es un conjunto de estructuras subparalelas que parece afectar principalmente a rocas de Mioceno-Plioceno, el fallamiento se manifiesta deformando principalmente a las terrazas marinas cuaternarias. La traza oriental de la falla se muestra como una estructura discontinua, mientras que las fallas occidentales se trazan como inferidas. La identificación es esta falla fue por medio de interpretación de imágenes radar, la cual desarrolla con una longitud de 25.1 km y se orienta en dirección  $N55^{\circ}E \pm 4^{\circ}$ , su inclinación es desconocida, el sentido de movimiento es dextral con componente normal. Las expresiones geomorfológicas de esta falla son escarpes con alineaciones topográficas.

Durante el levantamiento geológico local no se evidencio ningún marcador cinemático, ni la deformación del macizo rocoso, únicamente la formación de grietas de distención paralelas a la dirección de la ladera. Por otro lado, se observó la formación de 2 familias de discontinuidades tipo diaclasa su orientación y buzamiento se describen en acápite posteriores.



**Figura 24** Mapa de Fallas y Pliegues Cuaternarios de Ecuador y Regiones Oceánicas Adyacentes

**Fuente:** (Eguez et al., 2003).

### 3.4 GEOMORFOLOGÍA

Las unidades geomorfológicas identificadas están ligadas a la genética marina y de tectonismo que se describen a continuación:

Relieve colinado alto, relacionado con genética tectónica y erosiva, es decir por eventos tectónicos se elevó y por agentes atmosféricos se erosiona. Se caracteriza por tener cimas redondeadas un poco agudas vertientes con pendientes inferiores al 45%, su desnivel relativo es de aproximadamente 150 m

Playa marina, de genética marina o fluvio marina, se refiere a una superficie casi plana que se extiende desde la línea de costa hasta la línea de baja marea, formada por la acumulación de sedimentos finos aportados por el oleaje corrientes fluviales y el viento.



En cuanto a la geología estructura el macizo rocoso no presenta ningún marcador cinemático que refleje el tectonismo, ocasionalmente se desarrolla un sistema de diaclasamiento.

**Arcillolita.-** En afloramiento se comporta como una roca compacta formada por minerales de arcilla, se presenta terroso al tacto. En superficies frescas se presenta de coloración café verdosa en estado de meteorización de coloración anaranjada, sin fisilidad y formada por partículas del tamaño entre arcilla y limo, por lo general es de alta plasticidad y de consistencia compacta a muy compacta, con humedad natura baja (verano). En ciertos sitios no es clara la estratificación en general presenta un rumbo preferencia NW-SE con buzamientos medios, entre los planos de estratificación ocasionalmente se desarrolla yeso de hasta 1 centímetro. En todo el macizo rocoso se evidencia una familia de diaclasamiento con buzamiento alto.

En superficie de la ladera es evidente el desarrollo de grietas de tracción indicativo de que la roca sufre distención de esfuerzos por relajamiento o procesos de hinchamiento producido por el tipo de arcilla. Según la descripción litológica de la Hoja Geológica de Esmeraldas (DGGM, 1980), estas arcillolitas presentan un alto contenido de montmorillonita (aproximadamente 35%), esta arcilla destaca por incorporar agua de hidratación desde 0 al 100% de humedad provocando la expansividad intracrystalina. Por otro lado, la irradiación solar produce la pérdida o deshidratación de las moléculas incorporadas en dichas arcillas, este proceso de deformación diferencial provoca en el macizo rocoso la disminución de la resistencia al corte y la formación de las denominadas grietas de tracción en este caso se desarrollan siguiendo el rumbo del talud.

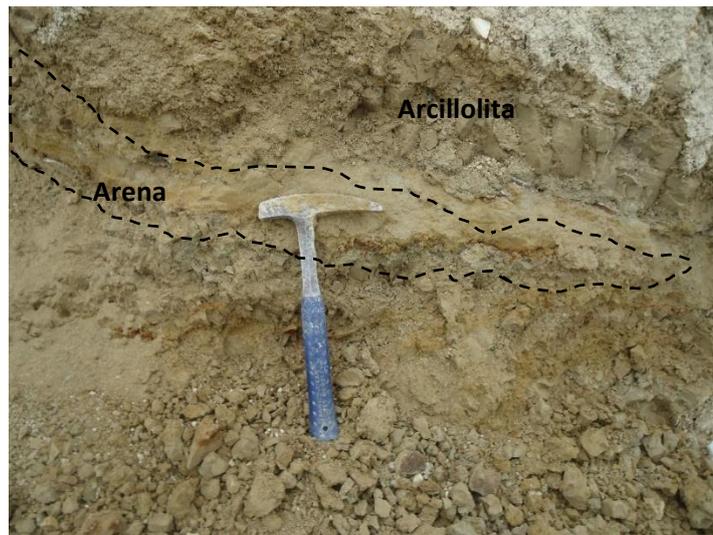


**Figura 26** a) Arcillolita de coloración café por contenido de humedad natural b) Arcillolita de coloración crema la muestra presenta diminutos agrietamientos por desecación.

**Fuente:** (Saldarriaga, 2016)

**Limolita.-** De coloración café a café verdosa en superficies frescas, se encuentra alternando ocasionalmente intercalando a las arcillolitas, suave y terroso al tacto se presenta masivo a veces fisible, tizna las manos al frotar, constituida principalmente por minerales terrígenos (cuarzo, feledespatos) y minerales de arcilla, en general es de alta plasticidad y de consistencia moderada con humedad natura baja (verano).

**Arenas.-** De coloración amarillenta con patinas de oxidación en superficie, constituida por granos sueltos ocasionalmente poco cementados de arena media a fina. La matriz la forma un material limo-arcilloso. Las arenas se presentan interdigitando entre las arcillolitas y limolitas en niveles de hasta 10 centímetros. Estos lentes se disponen paralelos a la seudo estratificación y su desarrollo podría considerarse como un factor condicionante para provocar la inestabilidad en la ladera por ser un material poco consolidado lo que conlleva a tener un incremento de humedad y por ende disminuir su resistencia al corte.



**Figura 27** Microconglomerado con clastos redondeados poco consolidados en matriz limo-arenosa.

**Fuente:** (Saldarriaga, 2016)

**Microconglomerado.-** Se dispone formando niveles de hasta 20 cm de espesor entre las arcillolitas. Constituido por cantos o bloques de grava de hasta 3 cm en proporción superior al 55%. Los clastos se encuentran redondeados a subredondeados emplazados en matriz limo – arenosa (Figura 28). El cemento es predominantemente calcáreo y ferruginoso. La relación esqueleto matriz la cataloga como un microconglomerado clasto soportado de composición polimíctica (composición heterogénea, clastos blandos y resistentes).



**Figura 28** Microconglomerado con clastos redondeados poco consolidados en matriz limo-arenosa.

**Fuente:** (Saldarriaga, 2016)

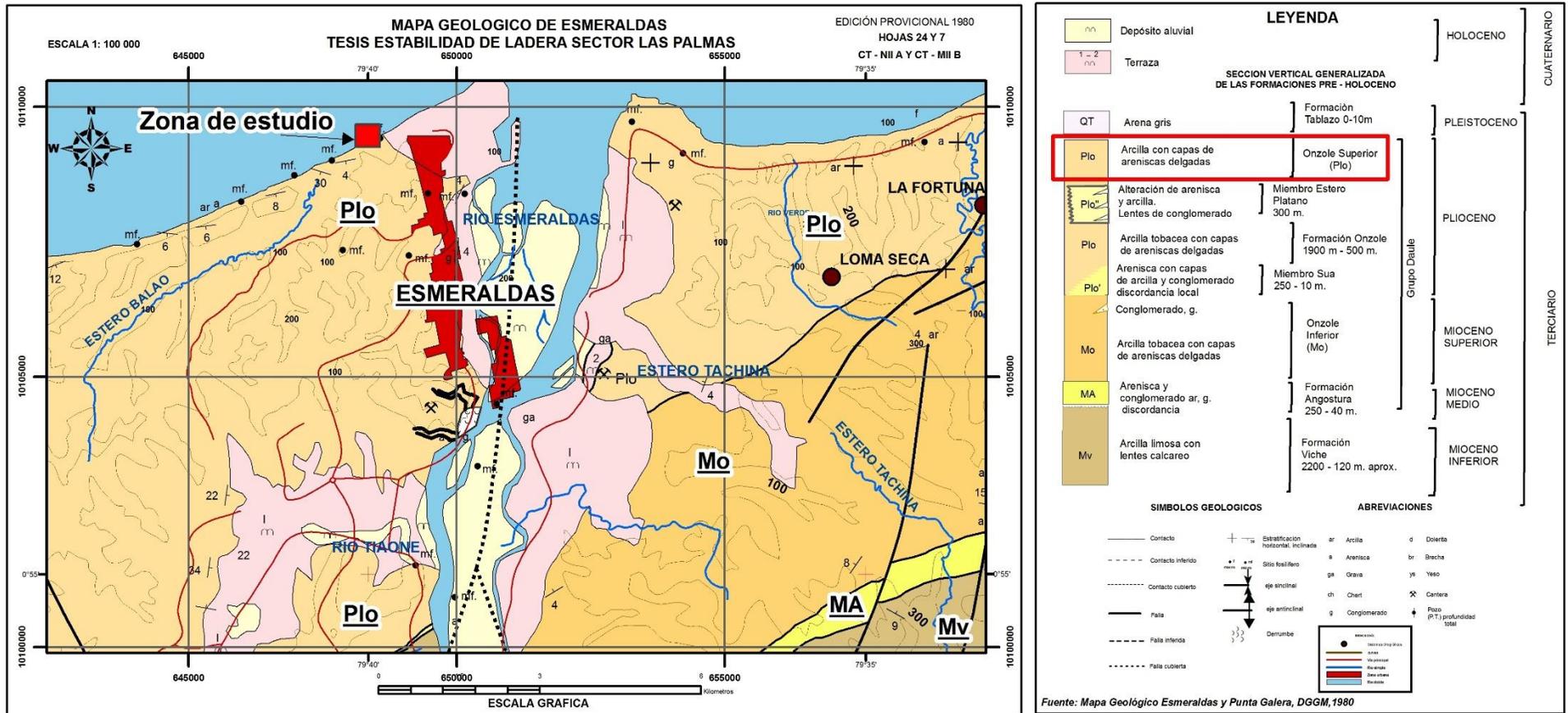


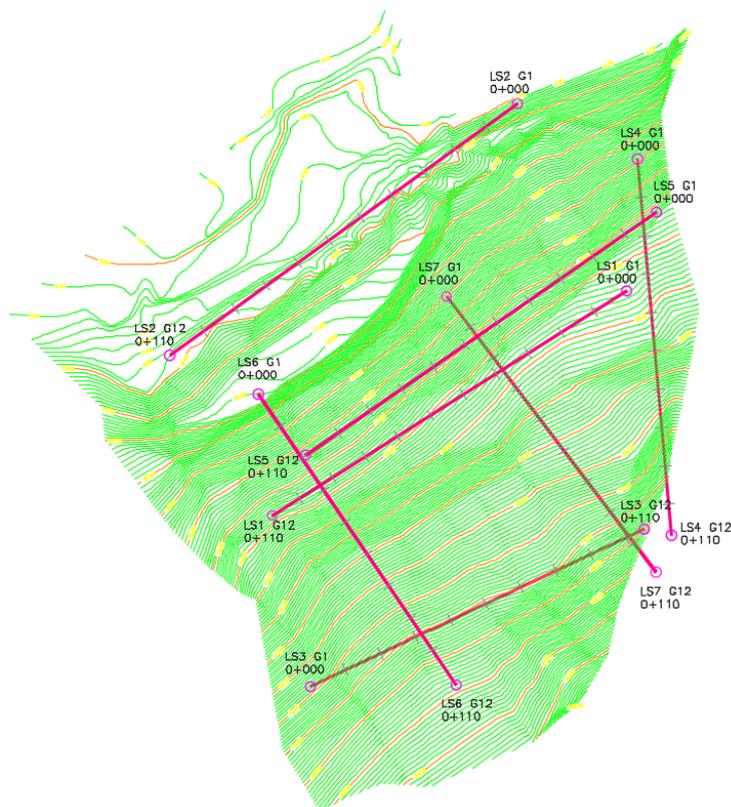
Figura 29 Mapa Geológico Regional, Esmeraldas Escala: 1: 100 000.

Fuente: Dirección General de Geología y Minas, 1980.

## 3.6 INVESTIGACIONES EN EL TERRENO

### 3.6.1 GEOFÍSICA

Para esta investigación se utilizó la técnica de sísmica de refracción, esta prospección identifica horizontes o fronteras a través de las cuales se producen cambios en las propiedades elásticas de los materiales; definiendo capas en cuyo interior las propiedades mecánicas de los materiales son relativamente constantes. Estas fronteras pueden coincidir con cambios de facies estratigráficas o litológicas o también con cambios en las propiedades geomecánicas en el interior de una misma unidad. Las velocidades obtenidas permitieron determinar contrastes litológicos los mismos que fueron extrapolados con la información geológica obtenida en las trincheras y de esta manera afianzar el modelo geológico. Con fórmulas empíricas se calculó en forma aproximada parámetros del macizo, que fueron utilizados en el modelo de estabilidad (equilibrio límite).



**Figura 30** Ubicación de las líneas de geofísicas realizadas en la zona de estudio

**Fuente:** Cortesía FLOPEC

## Contexto Conceptual

El método sísmico de prospección del subsuelo se basa en la medida de los tiempos de llegada de las ondas tipo  $V_p$  y  $V_s$  generadas en el terreno por una fuente de energía mecánica adecuada (martillo manual, generador de impactos, etc.), que se transmiten desde un punto determinado, hasta otro distante en el que se instalan los sensores correspondientes (geófonos) conectados al sismógrafo registrador.

Debido a que la velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno es distinta para cada tipo de material, la técnica de prospección por refracción permite determinar la profundidad e inclinación de las distintas capas que se superponen

Asimismo, los Sismógrafos de Ingeniería, así denominados los sismógrafos utilizados para estas técnicas, permiten realizar la medida de la velocidad de propagación de las ondas en el terreno, de cuyo valor se pueden deducir una serie de características tales como el módulo de elasticidad de la formación, la escarificabilidad (en inglés ripability) de las rocas, el grado de compactación o asentamiento de los terrenos, así como otras varias propiedades de interés para la Ingeniería Civil.

Mediante las técnicas de Refracción es posible también determinar las características del subsuelo, midiendo los tiempos de retorno de las ondas generadas en superficie y reflejadas por las discontinuidades del terreno.

Con los registros obtenidos en el ensayo de campo y con ayuda del programa PICK WIN se obtuvieron las primeras llegadas y las DROMOCRONAS para cada línea sísmica estudiada. Las DROMOCRONAS fueron analizadas con el método TIEMPO-INVERSIÓN con ayuda del programa PLOTREFA y luego de obtenido el primer modelo invertido se procedió a obtener la TOMOGRAFÍA estratigráfica del sector en función de las velocidad de onda  $V_p$ , los parámetros elásticos del subsuelo.

Los parámetros elásticos se definen mediante las siguientes expresiones:

$$u = \frac{1 - 2 \left( \frac{V_s}{V_p} \right)^2}{2 - 2 \left( \frac{V_s}{V_p} \right)^2} \quad E_{elastico} = \frac{V_p^2}{50}$$

$$\phi = (12N)^{1/2} + 25 \quad \phi = (20N)^{1/2} + 15 \quad \sigma_{adm} = \frac{N}{10}$$

Donde:

$V_s$  = Velocidad de ondas S

$E$  = Módulo de Elasticidad

$V_p$  = Velocidad de ondas P

$\phi$  = Ángulo de Fricción Interna

$\mu$  = Módulo de Poisson

También se estima los parámetros de asentamientos elásticos basados en la teoría de la elasticidad.

Módulo de Elasticidad del terreno:

$$E_s = \frac{\sum E_{s(i)} \Delta Z}{Z}$$

- **Trabajos de campo**

Para efectos de este estudio se realizaron sondeos de exploración geofísica por medio de Sísmica de Refracción según lo recomendado en la norma ASTM D5777-00. En total se ejecutaron 7 perfiles sísmicos con segmentos de 110 metros (figura 30), con la finalidad de medir las velocidades de las ondas de compresión  $V_p$  en el macizo y de esta manera conocer el módulo de elasticidad dinámico. La siguiente tabla muestra la ubicación y longitud de los sondeos sísmicos:

**Tabla 11**

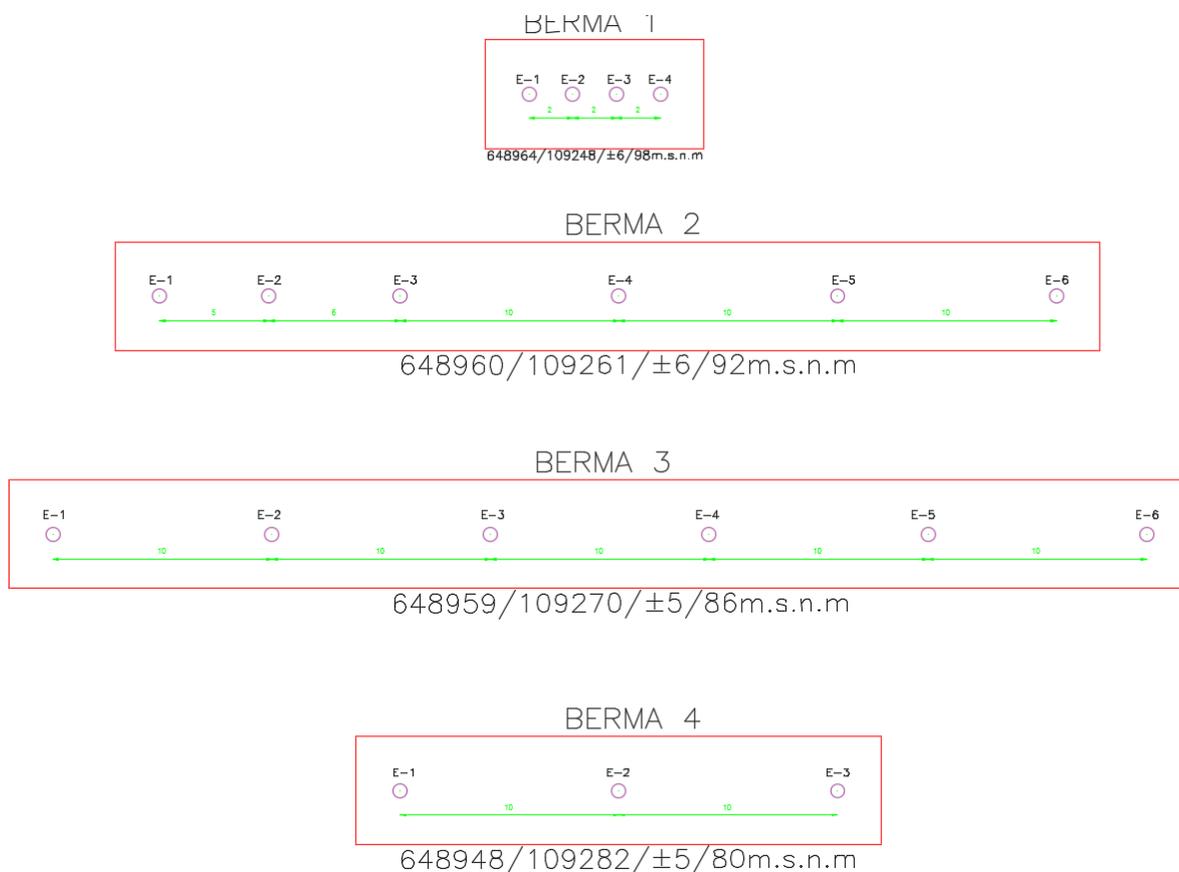
Ubicación de perfiles de sísmica de refracción.

SITIO:	LADERA TALUDES			
LÍNEA SÍSMICA	GEÓFONO	UTM N	UTM E	LONGITUD (m)
LS1	G1	17N 648871	109297	110
	G12	17N 648963	109349	
LS2	G1	17N 648931	109396	110
	G12	17N 648841	109330	
LS3	G1	17N 648877	109244	110
	G12	17N 648972	109288	
LS4	G1	17N 648966	109385	110
	G12	17N 648974	109288	
LS5	G1	17N 648884	109301	110
	G12	17N 648969	109369	
LS6	G1	17N 648865	109324	110
	G12	17N 648919	109249	
LS7	G1	17N 648912	109351	110
	G12	17N 648967	109278	

### 3.7 INVESTIGACIONES IN-SITU

#### 3.7.1 VELETA

La investigación de campo fue completada con ensayos de mecánica de suelos “in situ” mismas que comprendieron la siguiente prueba: 35 ensayos de veleta para determinar la resistencia al corte de las arcillas, este ensayo se lo realizo en las trincheras dispuestas en diferentes cotas de la ladera.



**Figura 31** Ubicación de los ensayos de veleta realizados en la zona de estudio

**Fuente:** (Saldarriaga, 2016)

#### Contexto Conceptual, Norma: ASTM D 2573/D 2573M-15

La veleta es un instrumento de laboratorio utilizado para determinar el parámetro de resistencia al corte no drenado  $c_u$  de un suelo, tiene la ventaja de poder ser aplicado directamente en campo lo cual evita el transporte una muestra de suelo. En el caso de suelos compuestos de limo y arcilla en especial los de alta sensibilidad,

el efecto de las alteraciones durante el ensayo pueden ser bastante considerables en lo que respecta a la confiabilidad de los resultados medidos en el laboratorio, por lo cual este instrumento proporciona información bastante aproximada. Ensayos de laboratorio:

Para el diseño de la medida correctora para estabilizar la ladera, es necesario conocer cuantitativamente los parámetros geotécnicos que permitan caracterizar física y mecánicamente a los materiales presentes en el modelo geológico. Por esta razón, se tomaron muestras inalteradas de las arcillolitas que básicamente conforman toda la ladera y fueron analizadas en el laboratorio de la ESPE. A continuación se detalla el contexto conceptual de cada ensayo:

### **3.7.2 LÍMITES DE ATTENBERG (NORMA: LÍMITE LÍQUIDO: ASTM D 4318, LÍMITE PLÁSTICO: ASTM D 4318.**

La experiencia mostró que para los suelos en cuya textura hay un cierto porcentaje de fracción fina no basta el análisis granulométrico para caracterizarlos y clasificarlos, pues sus propiedades plásticas dependen del contenido de humedad, además de la forma de las partículas y de su composición química y mineralógica.

La consistencia en este caso generalmente es concebida como la propiedad de los suelos finos tipo arcillas, que consiste en la menor o mayor capacidad de ser moldeados en la manos bajo ciertas condiciones de humedad sin variación de volumen, siendo esta una de las propiedades más importantes de las arcillas y para su determinación se tiene que determinar los siguientes límites:

- Límite Líquido: LL
- Límite Plástico: LP
- Límite de Contracción: LC

#### **3.7.2.1 LÍMITE LÍQUIDO**

Es el contenido de humedad límite que tiene el suelo al pasar del estado líquido al plástico.

#### **3.7.2.2 LÍMITE PLÁSTICO**

Es el contenido de humedad límite que tiene el suelo para pasar del estado plástico al semisólido y es determinado por el cálculo del contenido de humedad para

el cual se agrieta y rompe el suelo, cuando se intenta moldear con la palma de la mano sobre una superficie lisa un cilindro de 3 mm de diámetro por 10 cm de largo.

### **3.7.3 CLASIFICACIÓN SUCS**

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos - SUCS (Unified Soil Classification System (USCS)) es un sistema de clasificación de suelos usado en ingeniería y geología para describir la textura y el tamaño de las partículas de un suelo. Este sistema de clasificación puede ser aplicado a la mayoría de los materiales sin consolidar y se representa mediante un símbolo con dos letras. Para clasificar el suelo hay que realizar previamente una granulometría del suelo mediante tamizado y determinar los límites Atterberg. También se le denomina clasificación modificada de Casagrande.

### **3.7.4 ENSAYO DE CORTE DIRECTO (NORMA: ASTM D 3080/D 3080M-11)**

El objetivo de este ensayo es determinar la Cohesión y el Ángulo de Rozamiento Interno, que permitan establecer la resistencia al corte de los suelos ensayados.

Este ensayo consiste básicamente en someter una muestra de suelo de sección cuadrada y 2.5 cm. de espesor, confinada lateralmente, dentro de una caja metálica, a una carga normal ( $s$ ) y a un esfuerzo tangencial ( $\tau$ ), los cuales se aumentan gradualmente hasta hacer fallar a la muestra por un plano preestablecido por la forma misma de la caja (consta de dos secciones, una de las cuales es móvil y se desliza respecto a la otra, que es fija, produciendo el esfuerzo de corte).

### **3.7.5 ENSAYO TRIAXIAL (NORMA: ASTM D 2850)**

El objetivo de este ensayo es determinar el Ángulo de Rozamiento Interno y la Cohesión del suelo, que permitan establecer su Resistencia al Corte, aplicando a las probetas esfuerzos verticales y laterales que tratan de reproducir los esfuerzos a los que está sometido el suelo en condiciones naturales.

El ensayo de compresión triaxial es el más usado para determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia al esfuerzo cortante de los

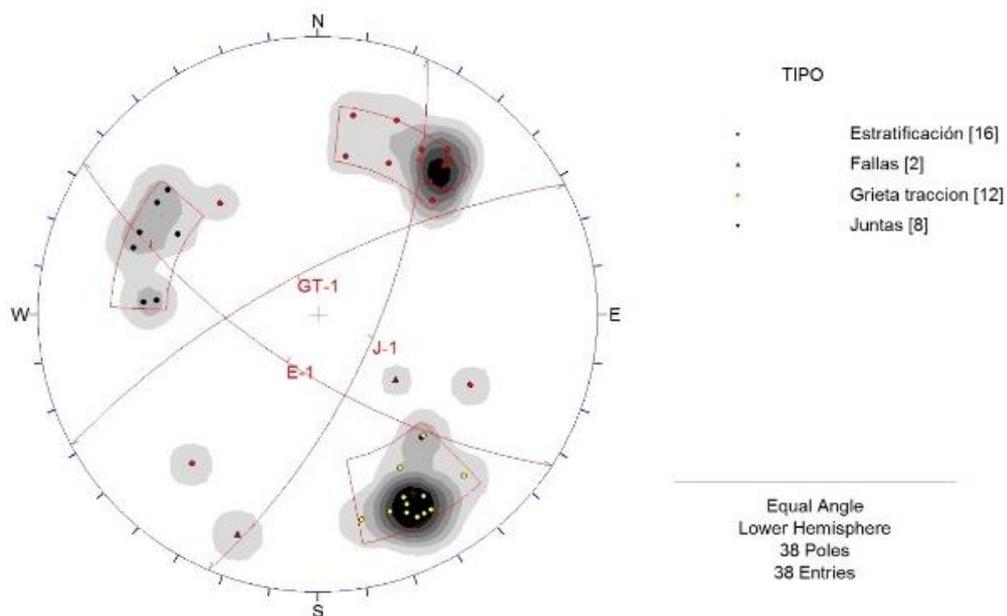
suelos. El ensayo consiste en aplicar esfuerzos laterales y verticales diferentes, a probetas cilíndricas de suelo y estudiar su comportamiento.

### 3.8 CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA Y CARACTERIZACIÓN GLOBAL DEL MACIZO ROCOSO

#### 3.8.1 DETERMINACIÓN Y CARACTERIZACIÓN DE LAS FAMILIAS DE DISCONTINUIDAD DEL MACIZO ROCOSO

Durante el levantamiento de estaciones geomecánicas para la caracterización del macizo rocoso se recolectaron 38 datos estructurales (Anexo B); la interpretación y distribución de los polos se la efectuó con el Software Dips v5.1.

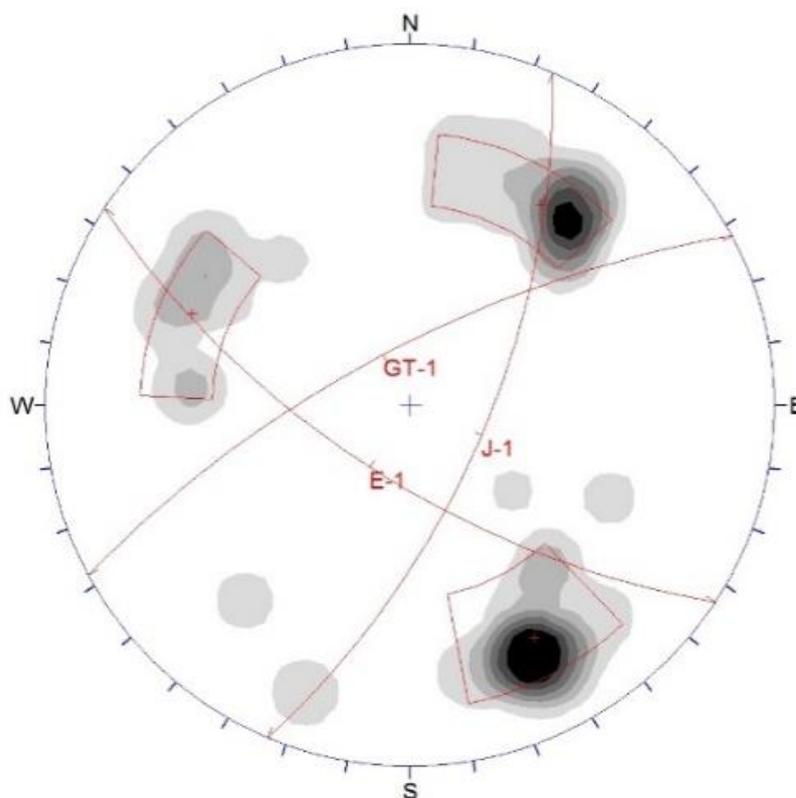
Durante el procesamiento e interpretación de los datos estructurales obtenidos en el levantamiento de estaciones geomecánicas, se identificó tres familias de discontinuidades las cuales son: estratificación, grietas de tracción y juntas que se las denomina respectivamente como: E-1, GT-1, J-1 como se observa en la figura 32



**Figura 32** Estereodiagrama de identificación de las concentraciones de polos

**FUENTE:** (Saldarriaga, 2016)

En la figura 33 finalmente se observa la distribución espacial de las discontinuidades planteadas en nomenclatura Rumbo/Buzamiento y su correspondiente en Azimut de Buz. /Buzamiento. Se identificaron tres sistemas importantes visibles en el estereodiagrama, formando posiciones ortogonales entre las familias E-1 – GT-1 y las familias E-1 y J-1 en cuanto se refiere al rumbo. Los tres sistemas principales E-1, GT-1, J-1 presentan buzamientos sub verticales. Es importante comentar que el sistema GT-1 (figura 31) se encuentra orientada paralela a la dirección general de la ladera que presenta como dato preferencia en azimut de buzamiento entre 310 a 320 con inclinaciones variables entre 30° y 70° buzando hacia el NW.



**Figura 33** Estereodiagrama de la definición de las familias de discontinuidades presentes en el área de estudio

**FUENTE:** (Saldarriaga, 2016)

**Tabla 12**

Orientación de las discontinuidades.

Orientación de las discontinuidades			
Familia		Rumbo/buzamiento	Azimut buz/buzamiento
Estratificación	E-1	N57°W/67°SW	213/67
Grietas de tracción	GT-1	N60°E/72°NW	332/72
Juntas	J-1	N23°E/66°SE	113/66
Total Polos: 38			



**Figura 34** Se observa el desarrollo de grietas de tracción (336/76 a 348/64) que se disponen en forma paralela a la ladera con aberturas de hasta 16 cm en la horizontal, en las coordenadas 648887E, 109333N; H: 31 msnm.

**FUENTE:** (Saldarriaga, 2016)

### 3.9 CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA ROCK MASS RATING, RMR (BIENIAWSKI, 1989)

#### 3.9.1 RESISTENCIA DE LA MATRIZ ROCOSA (MPa)

Para determinar la resistencia de la matriz se realizó ensayos de laboratorio en muestras inalteradas. Al tener varios ensayos triaxiales, para efectos de cálculo se tomará el valor promedio de  $\sigma_c=0.215$  MPa para obtener de esta forma el valor más acertado de la resistencia a la compresión simple ( $\sigma_c$ ).

#### 3.9.2 ROCK QUALITY DESIGNATION (RQD%)

Según lo anotado en el acápite 2.7.2, el RQD es el siguiente

$$Jv = \sum \frac{\text{número de discontinuidades}}{\text{Longitud de medida}}$$

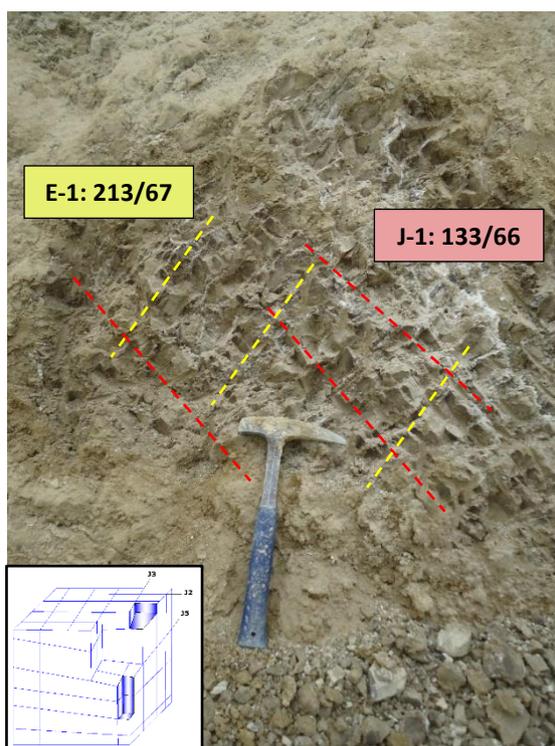
$$Jv = \frac{20 + 15}{1.20} = 29$$

$$RQD = 110 - 2.5 Jv$$

$$RQD = 110 - 2.5 (29)$$

$$RQD = 38\% \text{ Calidad de la roca "Mala"}$$

Una vez obtenido el valor de  $Jv$  se determinó que el tamaño de los bloques son muy pequeños (Tabla 10), en la figura 35 se constata la formación de bloques tabulares pequeños; esto se ha observado en todo el macizo rocoso.



**Figura 35** Formación de bloques tabulares por la intersección de las discontinuidades E-1 y J-1

**FUENTE:** (Saldarriaga, 2016)

En los afloramientos donde se realizó las estaciones geomecánicas se estimó el RQD, entre un rango de 30% a 50% obteniendo una calidad de roca mala, con lo cual se afianza el dato obtenido mediante la correlación empírica de Palmstrom (Jv), 1975-2005.

### 3.9.3 SEPARACIÓN ENTRE DIACLASAS

El espaciado entre los planos de discontinuidad condiciona el tamaño de los bloques de matriz rocosa y por lo tanto, define qué papel tendrá el comportamiento mecánico del macizo rocoso. En la tabla 13 y figura 36 se indica las categorías de este parámetro, el número de frecuencia en que se dispone en cada familia de discontinuidades y su respectivo porcentaje. En el histograma se puede observar que la separación entre las discontinuidades se presenta como muy juntas. Para la clasificación geomecánica se tomará el dato más desfavorable y que se aproxime a la máxima frecuencia de discontinuidades.

**Tabla 13**

Espaciamiento entre discontinuidades

Espaciado (m)		Estratificación		Juntas		Grietas de tracción	
		E-1		J-1		GT-1	
		f	%	f	%	f	%
Extrem. Juntas	<0.02	3	19	0	0	0	0
Muy Junta	0.02-0.06	13	81	7	88	0	0
Juntas	0.06-0.2	0	0	0	0	0	0
Moderad. Juntas	0.2-0.6	0	0	0	0	2	17
Separadas	0.6-2	0	0	1	13	10	83
Muy Separadas	2-6	0	0	0	0	0	0
Extrem. Separadas	>6	0	0	0	0	0	0
		16	100	8	100	12	100

**Figura 36** Distribución de espaciamiento en % para las diferentes familias de discontinuidades**FUENTE:** (Saldarriaga, 2016)

### 3.9.4 ESTADO DE LAS DIACLASAS

Las discontinuidades condicionan de una forma definitiva las propiedades y el comportamiento resistente, deformacional e hidráulico de los macizos rocosos. La clasificación geomecánica RMR de Bieniawski (1989) depende básicamente de la medida de los parámetros para cada familia de discontinuidades, que se describen con el desarrollo de este estudio.

### 3.9.4.1 CONTINUIDAD A LO LARGO DEL BUZAMIENTO

La continuidad o persistencia de un plano de discontinuidad es su extensión superficial, medida por la longitud según la dirección del plano y según su buzamiento. Es un parámetro de gran importancia pero de difícil cuantificación a partir de la observación de afloramientos, en los que normalmente se ven las trazas de los planos de discontinuidad según un buzamiento aparente.

Para determinar la persistencia de las discontinuidades se tomó datos a lo largo del buzamiento, esto permite tener una visión tridimensional de los planos de discontinuidades y con esto conocer el tamaño de los bloques. En la tabla 14 se resumen datos de frecuencia y porcentaje para cada categoría del parámetro de continuidad.

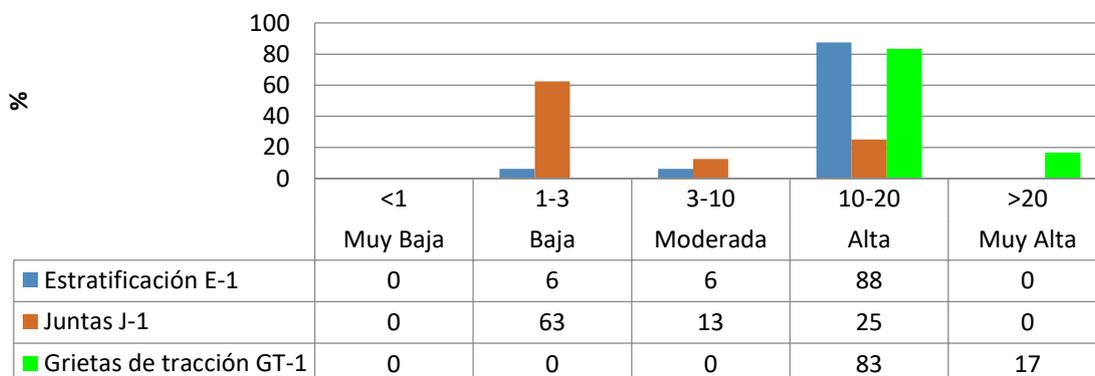
**Tabla 14**

Resumen de los datos de continuidades con respecto al buzamiento.

Continuidad Buzamiento (m)		Estratificación		Juntas		Grietas de tracción	
		E-1		J-1		GT-1	
		f	%	f	%	f	%
Muy Baja	<1	0	0	0	0	0	0
Baja	1-3	1	6	5	63	0	0
Moderada	3-10	1	6	1	13	0	0
Alta	10-20	14	88	2	25	10	83
Muy Alta	>20	0	0	0	0	2	17
		16	100	8	100	12	100

El análisis del histograma (figura 37) en forma general evidencia que la familia de estratificación presenta una continuidad de 10 a 20 metros (Alta), mientras que la familia de diaclasa (J-1), presenta una continuidad de 1 a 3 metros (Baja) y finalmente las grietas de tracción (GT-1) presentan una continuidad entre alta a muy alta.

## Continuidad Buzamiento (m)



**Figura 37** Histograma de la persistencia a lo largo del buzamiento en % para las diferentes familias de discontinuidades.

**FUENTE:** (Saldarriaga, 2016)

### 3.9.4.2 ABERTURA

La abertura es la distancia perpendicular que separa las paredes de la discontinuidad cuando no existe relleno. Este parámetro puede ser muy variable en diferentes zonas de un mismo macizo rocoso; mientras que en superficie la abertura puede ser alta, este se reduce en profundidad, pudiendo llegar hasta cerrarse, lo cual se evidenció en algunas estaciones geo mecánicas donde el relajamiento del macizo rocoso era evidente, se destaca las aberturas de las grietas de tracción de hasta 16 cm y de los planos de estratificación con aberturas visibles de hasta 3 mm (Figura 38)



**Figura 38** a) Abertura parcialmente abierta en planos de estratificación b) Abertura muy ancha en grietas de tracción

**FUENTE:** (Saldarriaga, 2016)

La estimación de la abertura se plotea según la terminología ISRM (1981) de la tabla 15 y figura 39

**Tabla 15**

Distribución de la abertura en % para las diferentes familias de discontinuidades.

Apertura (mm)		Estratificación		Juntas		Grietas de tracción	
		E-1		J-1		GT-1	
		f	%	f	%	f	%
Muy Cerrada	<0.1	0	0	0	0	0	0
Cerrada	0.1-0.25	5	31	3	38	0	0
Parcialm. Abierta	0.25-0.5	11	69	4	50	0	0
Abierta	0.5-2.5	0	0	1	13	0	0
Modern. Abierta	2.5-10	0	0	0	0	0	0
Ancha	>10	0	0	0	0	5	42
Muy ancha	10-100	0	0	0	0	7	58
Extrem. Ancha	100-1000	0	0	0	0	0	0
Cavernosa	>1000	0	0	0	0	0	0
		16	100	8	100	12	100

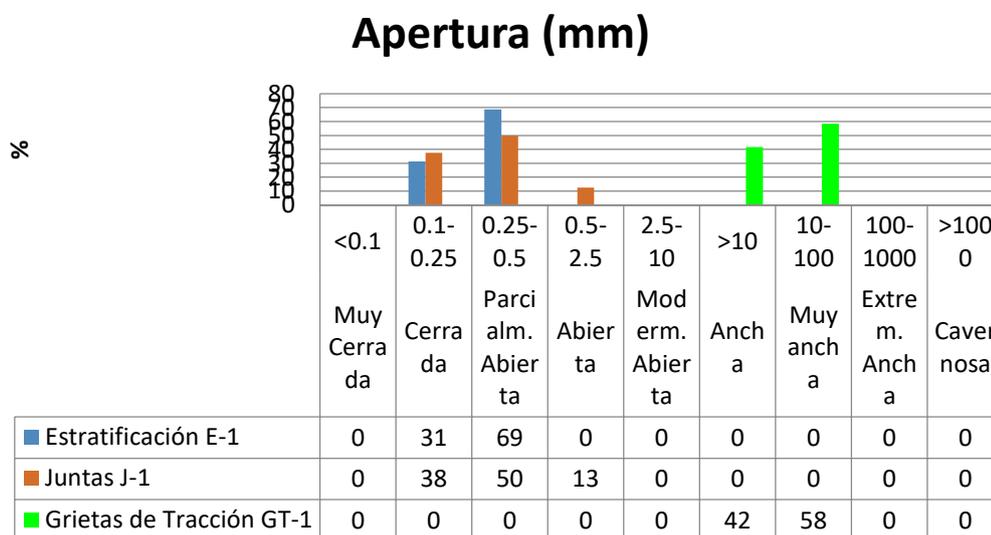


Figura 39 Histograma de la abertura en % para las diferentes familias de discontinuidades.

**FUENTE:** (Saldarriaga, 2016)

### 3.9.4.3 RUGOSIDAD

La descripción y medida de la rugosidad tiene como principal objetivo la evaluación de la resistencia al corte de los planos de discontinuidad. La rugosidad aumenta la resistencia al corte ( $\tau$ ), que decrece con el aumento de la abertura y por lo general con el espesor del relleno. La estimación de la rugosidad se la realizó comparando visualmente con los perfiles estándar de rugosidad (Figura 40):

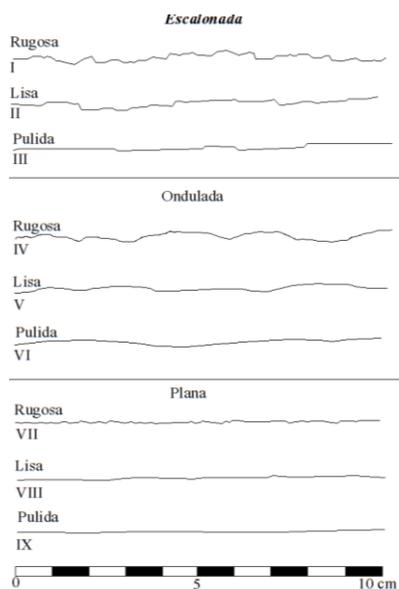


Figura 40 Perfiles de rugosidad

**FUENTE:** (ISRM, 1981)

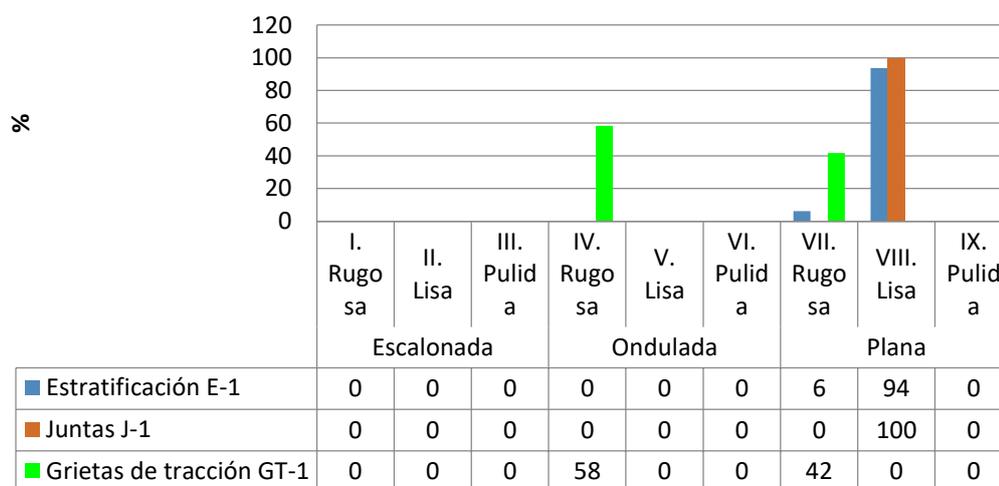
En la tabla 16 y figura 41 se resumen los datos recolectados en el campo, para el sector de Las Palmas, los sistemas de discontinuidad presentan un dominio de rugosidad plana lisa. (Figura 42).

**Tabla 16**

Distribución de la rugosidad en % para las diferentes familias de discontinuidades.

Rugosidad		Estratificación		Juntas		Grietas de tracción	
		E-1		J-1		GT-1	
		f	%	f	%	f	%
Escalonada	I. Rugosa	0	0	0	0	0	0
	II. Lisa	0	0	0	0	0	0
	III. Pulida	0	0	0	0	0	0
Ondulada	IV. Rugosa	0	0	0	0	7	58
	V. Lisa	0	0	0	0	0	0
	VI. Pulida	0	0	0	0	0	0
Plana	VII. Rugosa	1	6	0	0	5	42
	VIII. Lisa	15	94	8	100	0	0
	IX. Pulida	0	0	0	0	0	0
		16	100	8	100	12	100

### Rugosidad



**Figura 41** Histograma de la distribución de la rugosidad en % para las diferentes familias de discontinuidades.

**FUENTE:** (Saldarriaga, 2016)



**Figura 42** Detalle de la rugosidad encontrada durante el levantamiento de las estaciones geomecánicas. La fotografía muestra una rugosidad plana lisa en planos de estratificación

**FUENTE:** (Saldarriaga, 2016)

#### **3.9.4.4 RELLENO Y AGUA FREÁTICA**

La presencia de relleno gobierna el comportamiento de la discontinuidad, por lo tanto condiciona la resistencia al corte entre los bloques formados por las familias de discontinuidades. La mayoría de discontinuidades analizadas presentan rellenos arcillosos y rellenos de yeso, este tipo de rellenos están sujetos a variaciones importantes en sus propiedades resistentes a corto plazo por la variación del contenido de humedad. Como características principales se describió en las estaciones geomecánicas en tipo de rellenos o naturaleza, espesor, humedad, resistencia y el desplazamiento en caso de existir



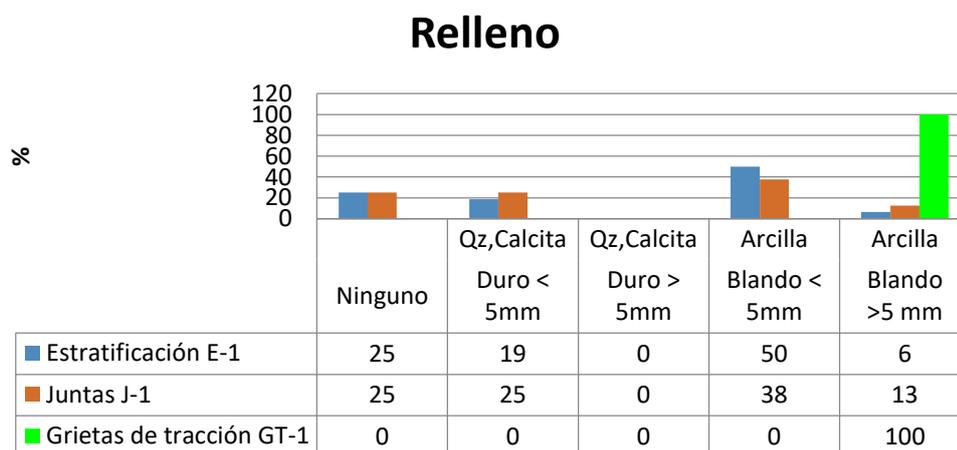
**Figura 43** Relleno de yeso de hasta 5 mm, entre los planos de estratificación.

**FUENTE:** (Saldarriaga, 2016)

**Tabla 17**

Distribución del relleno en % para las diferentes familias de discontinuidades.

Relleno		Estratificación		Juntas		Grietas de tracción	
		E-1		J-1		GT-1	
		f	%	f	%	f	%
Ninguno		4	25	2	25	0	0
Duro < 5mm	Qz, Calcita	3	19	2	25	0	0
Duro > 5mm	Qz, Calcita	0	0	0	0	0	0
Blando < 5mm	Arcilla	8	50	3	38	0	0
Blando >5 mm	Arcilla	1	6	1	13	12	100
		16	100	8	100	12	100



**Figura 44** Histograma con la distribución del relleno, se observa que las familias en su mayoría presentan rellenos blandos (< 5mm)

**FUENTE:** (Saldarriaga, 2016)

### 3.9.5 FILTRACIONES

No se observó flujos de agua que circulen por las discontinuidades en superficie, en general las discontinuidades se presentaron húmedas y esporádicamente se observó discontinuidades seca. En profundidad la presencia de agua puede darse por infiltración de agua de escorrentía por discontinuidades abiertas, incluso la ausencia de relleno blando en algunas grietas de tracción hace pensar en procesos de lavado. Hay que considerar que la presencia de agua está supeditada a las estaciones

climáticas, por lo tanto es un dato muy variable pero, para efectos de calificación, se tomará un criterio conservador manteniendo estas discontinuidades húmedas y en goteo. En la tabla 18 y figura 45 se detalla en porcentaje las filtraciones

**Tabla 18**

Resumen del parámetro filtraciones

Filtraciones	Estratificación		Juntas		Grietas de tracción	
	E-1		J-1		GT-1	
	f	%	f	%	f	%
Seco	0	0	0	0	0	0
Húmedo	7	44	6	75	6	50
Goteo	9	56	2	25	6	50
Flujo	0	0	0	0	0	0
	16	100	8	100	12	100



**Figura 45** Histograma con la distribución de las filtraciones.

**FUENTE:** (Saldarriaga, 2016)

### 3.9.6 METEORIZACIÓN

La evaluación del grado de meteorización del macizo rocoso se realizó por observación directa del afloramiento y comparando con los índices de meteorización recogidos en la tabla 19.

**Tabla 19**

Evaluación del grado de meteorización del macizo rocoso (ISRM, 1981)

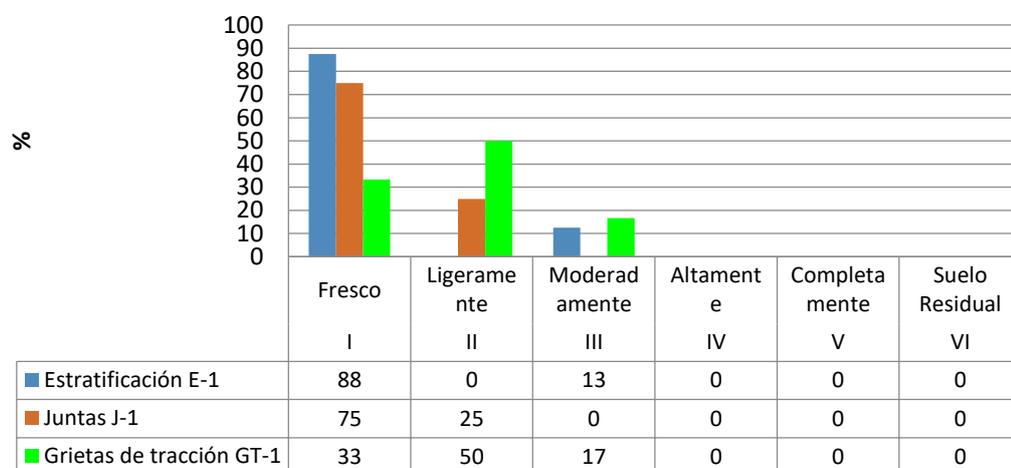
<b>Grado de meteorización</b>	<b>Tipo</b>	<b>Descripción</b>
<b>I</b>	Fresco	No aparecen signos de meteorización.
<b>II</b>	Ligeramente meteorizado	La decoloración indica alteración del material rocoso y de las superficies de discontinuidad. Todo
<b>III</b>	Moderadamente meteorizado	Menos de la mitad del macizo rocoso aparece descompuesto y /o transformado en suelo. La roca fresca o decolorada aparece como una estructura
<b>IV</b>	Altamente meteorizado	Más de la mitad del macizo rocoso aparece descompuesto y /o transformado en suelo. La roca fresca o decolorada aparece como una estructura
<b>V</b>	Completamente meteorizado	Todo el macizo rocoso aparece descompuesto y /o transformado en suelo. Se conserva la estructura
<b>VI</b>	Suelo residual	Todo el macizo rocoso se ha transformado en un suelo. Se ha destruido la estructura del macizo y la

**Tabla 20**

Resumen del parámetro de meteorización

<b>Grado de Meteorización</b>	<b>Término</b>	<b>Estratificación</b>		<b>Juntas</b>		<b>Grietas de tracción</b>	
		<b>E-1</b>		<b>J-1</b>		<b>GT-1</b>	
		<b>f</b>	<b>%</b>	<b>f</b>	<b>%</b>	<b>f</b>	<b>%</b>
I	Fresco	14	88	6	75	4	33
II	Ligeramente	0	0	2	25	6	50
III	Moderadamente	2	13	0	0	2	17
IV	Altamente	0	0	0	0	0	0
V	Completamente	0	0	0	0	0	0
VI	Suelo Residual	0	0	0	0	0	0
		16	100	8	100	12	100

## Meteorización



**Figura 46** Histograma con la distribución de meteorización

**FUENTE:** (Saldarriaga, 2016)

### 3.10 RESULTADOS DE LOS PARÁMETROS GEOMECÁNICOS Y CALIFICACIÓN

El trabajo de campo, referente a la recolección de datos en estaciones geomecánicas mediante las observaciones y toma de medidas, permitieron detallar mediante el análisis estadístico los parámetros geomecánicos útiles para la caracterización de macizo rocoso y se sintetizan en los cuadros resúmenes de las familias E-1, J-1 y GT-1 (tabla 21).

**Tabla 21**

Resumen de los parámetros geo mecánicos de las discontinuidades E-1, J-1, GT-1.

<b>Familia E-1</b>	
Azimut de Buz / Buzamiento	213/67
Rumbo/Buzamiento	N57W/67SW
Espaciamiento	Muy Junta
Continuidad	Alta
Abertura	Parcialmente Abierta
Rugosidad	Plana Lisa
Meteorización	Fresco
Relleno	Blando < 5mm
Agua	Seco
<b>Familia J-1</b>	
Azimut de Buz / Buzamiento	116/64
Rumbo/Buzamiento	N26E/64SE
Espaciamiento	Muy Junta
Continuidad	Baja
Abertura	Parcialmente Abierta
Rugosidad	Plana Lisa
Meteorización	Fresco
Relleno	Blando < 5mm
Agua	Seco
<b>Familia GT-1</b>	
Azimut de Buz / Buzamiento	332/72
Rumbo/Buzamiento	N60°E/72°NW
Espaciamiento	Separadas
Continuidad	Alta
Abertura	Muy Ancha
Rugosidad	Ondulada Rugosa
Meteorización	Ligeramente
Relleno	Blando >5 mm
Agua	Húmedo

Clasificación geomecánica RMR (Bieniawski, 1989)										CALIFICACIÓN				
Parámetros de clasificación										E-1	J-1	GT-1		
1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Ensayo de carga puntual	> 10	10-4	4-2	2-1	Compresión simple (MPa)			Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	0	0	0	
		Compresión simple	> 250	250-100	100-50	50-25	25-5	5-1	< 1					
Puntuación		15	12	7	4	2	1	0	RQD					
2	RQD	90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%			RQD					
Puntuación		20	17	13	6	3			6	6	6	Separación entre diaclasas (m)		
3	Separación entre diaclasas	> 2m	0.6 - 2m	0.2 - 0.6m	0.06 - 0.2m	< 0.06m			Separación entre diaclasas (m)					
Puntuación		20	15	10	8	5			5	5	15	Continuidad (m)		
4	Estado de las diaclasas	Continuidad	< 1m	1-3m	3-10m	10-20m	> 20m			Continuidad (m)				
		Puntuación	6	4	2	1	0			1	4	1	Abertura (mm)	
		Abertura	Nula	< 0.1mm	0.1-1.0mm	1-5mm	> 5mm			Abertura (mm)				
		Puntuación	6	5	3	1	0			3	3	0	Rugosidad	
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave			Rugosidad				
		Puntuación	6	5	3	1	0			0	0	1	Relleno (mm)	
		Relleno	Ninguno	Duro (<5mm)	Duro (> 5mm)	Blando (<5mm)	Blando (>5mm)			Relleno (mm)				
		Puntuación	6	4	2	2	0			2	2	0	Alteración	
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta			Alteración				
		Puntuación	6	5	3	1	0			6	6	5	Agua freática	
5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	< 10 litros/min	10-25 litros/min	25-125 litros/min	> 125 litros/min			Agua freática				
		Relación: Presión de aqua/Tensión	0	0.0 - 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5			Agua freática				
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo			Agua freática				
Puntuación		15	10	7	4	0			7	7	7	Agua freática		

Clasificación del macizo rocoso según RMR						CALIFICACIÓN RMR Básico		
Clase	I	II	III	IV	V	E-1	J-1	GT-1
Calidad	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala	30	33	35
Puntuación	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20	RMR básico:		30
						IV-MALA		

Figura 47 Resultados de clasificación geomecánica RMR del área de estudio

FUENTE: (Bieniawski, 1989)

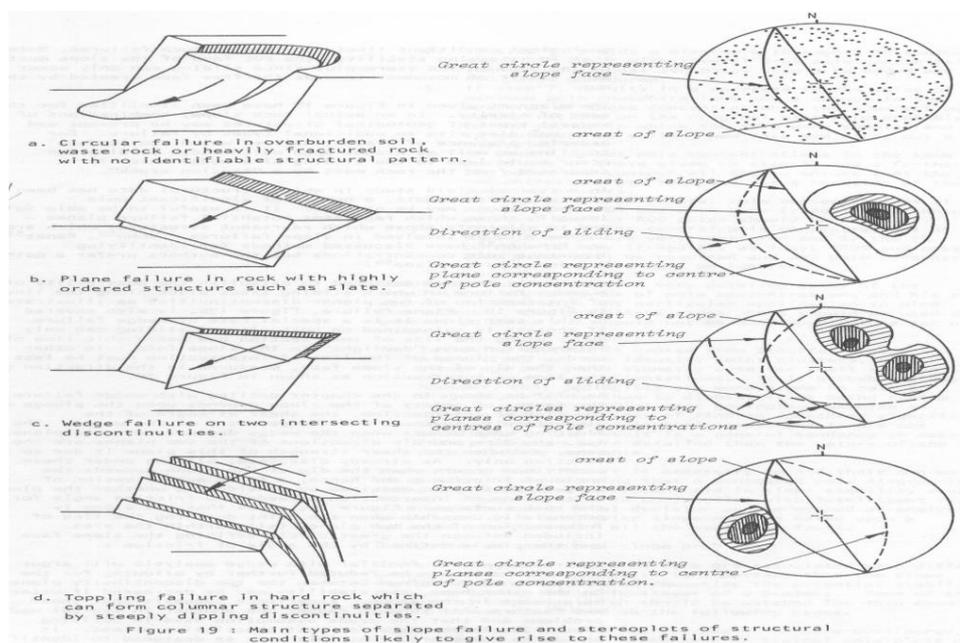
Finalmente, la calificación del macizo rocoso obtiene un puntaje de 30 puntos que la cataloga como roca clase IV-MALA. Este parámetro se utilizará en apartados posteriores para analizar la estabilidad y medidas correctivas en la ladera.

## CAPÍTULO IV

### ANÁLISIS DE RESULTADOS PARA LA ESTABILIDAD DINÁMICA DE TALUDES

#### 4.1 ANÁLISIS CINEMÁTICO DE LAS DISCONTINUIDADES

Los diferentes tipos de roturas en macizos rocosos, están condicionados por el grado de fracturación y por la orientación y distribución de las discontinuidades con respecto al talud. La estabilidad del talud se condiciona básicamente por los parámetros resistentes de las discontinuidades y de la matriz rocosa (ángulo de fricción y cohesión). En macizos rocosos duros o resistentes, las discontinuidades determinan la situación de los planos de rotura. En macizos formados por rocas blandas poco competentes, la matriz rocosa también juega un papel importante en la generación de estos planos y en el mecanismo de rotura. Los modelos de rotura en roca más frecuentes son: rotura plana, en cuña, por vuelco, por pandeo y curva. La Figura 48 incluye la representación estereográfica de las condiciones estructurales de algunos de ellos.



**Figura 48** Representación estereográfica de los planos de discontinuidad con respecto a la orientación del talud para algunos tipos de roturas en macizos rocosos

**FUENTE:** (Hoek y Bray. 1977).

Para conocer el comportamiento de rotura generados por las discontinuidades que conforman el macizo rocoso de este estudio, se realizó un análisis cinemático con el objeto de identificar potenciales inestabilidades. La figura 49 representa la orientación y buzamiento preferenciales de los planos de discontinuidad.

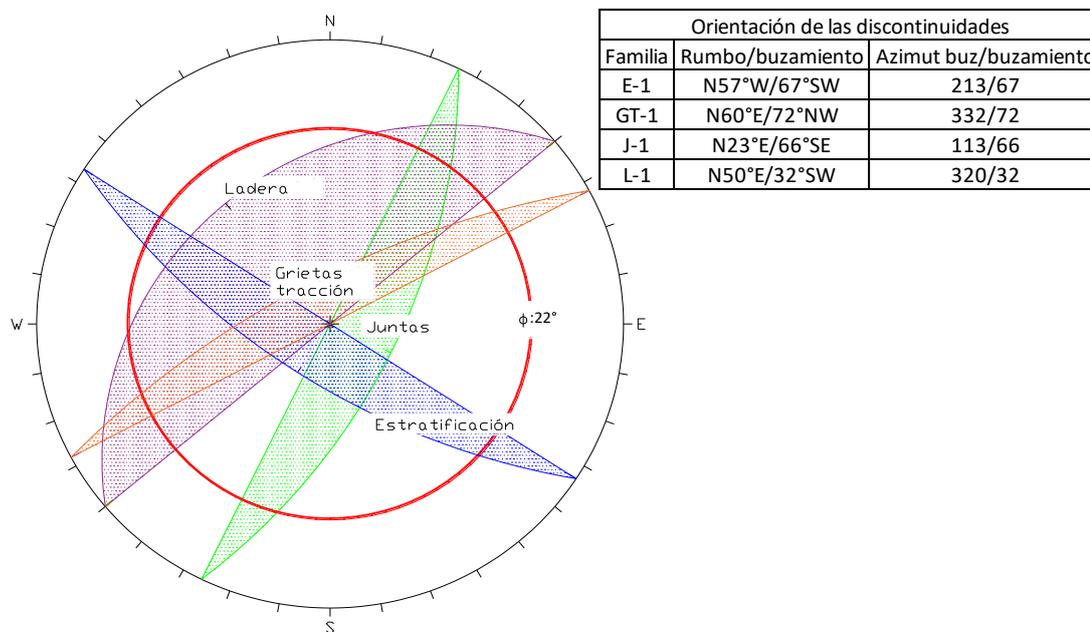


Figura 49 Análisis cinemático de las discontinuidades para la ladera en estudio.

**FUENTE:** (Saldarriaga, 2016)

En el estereodiagrama se observa la formación de cuñas estables entre las discontinuidades denominadas como juntas (J-1) y la estratificación (E-1), en este caso la cuña resultante tendrá un comportamiento estable (tabla 22), debido a que incumplen con las principales condiciones geométricas de inestabilidad que son:

- Los planos deben aflorar en la superficie de talud
- El buzamiento de la línea de intersección ( $\alpha$ ) menor que el buz del talud:  $\alpha < \Psi f$
- El buzamiento de la línea de intersección debe ser mayor que el ángulo de fricción:  $\alpha > \phi$
- Suele presentarse en macizos rocosos con varias familias de discontinuidades, cuya orientación, espaciado y continuidad determina la forma y volumen de la cuña.

**Tabla 22**

Determinación de estabilidad mediante el análisis cinemático.

<b>Condiciones geométricas de inestabilidad para cuñas</b>	<b>Parámetros</b>		<b>Estabilidad del talud</b>
Planos afloran en superficie	no afloran	Incumple	Estable
$\alpha < \Psi_f$	$34^\circ < 32^\circ$	Incumple	
$\alpha > \phi$	$34^\circ > 22.3^\circ$	Cumple	

Dónde:

$\alpha$ : Ángulo de la superficie de deslizamiento

$\Psi_f$ : Ángulo del talud

$\phi$ : Ángulo de fricción

Además, el estereodiagrama muestra la formación de roturas planares (figura 50) que se las denomina como grietas de tracción (GT-1), que presentan una dirección sub paralela al rumbo de la ladera con buzamientos altos entre  $60^\circ$  y  $75^\circ$  con aberturas de hasta 16 cm, profundidades visibles de hasta 65 cm y continuidades mayores a los 10 metros, formadas principalmente por el relajamiento del macizo rocoso (figura 50).



**Figura 50** a) Vista panorámica hacia una infraestructura turística con riesgo de inestabilidad por movimientos en masa producto de roturas planares, generadas por grietas de tracción. b) Se evidencia grietas de tracción paralelas a la dirección de la ladera.

**FUENTE:** (Saldarriaga, 2016)

El comportamiento de las roturas planares en las grietas de tracción tendrían un comportamiento de estabilidad aparente donde las principales condiciones geométricas de inestabilidad son:

- Los planos deben aflorar en la superficie de talud o al pie
- La dirección de la discontinuidad, con respecto a la dirección del talud deben ser paralelos; no deben sobrepasar los  $20^\circ$
- El buzamiento de la discontinuidad ( $\alpha$ ) debe ser menor que el buzamiento del talud:  $\alpha < \Psi_f$
- El buzamiento de la discontinuidad debe ser mayor que el ángulo de fricción:  $\alpha > \phi$

**Tabla 23**

Condiciones geométricas de inestabilidad para rotura planar

<b>Condiciones geométricas de inestabilidad para rotura planar</b>	<b>Parámetros</b>		<b>Estabilidad</b>
Planos afloran en superficie	no afloran	Incumple	Estabilidad aparente
Paralelo al talud < 20°	Rumbo ladera: 50° - Rumbo GT: 62°=12°	Cumple	
$\alpha < \Psi_f$	72° < 32°	Incumple	
$\alpha > \phi$	72° > 22.3°	Cumple	

Dónde:

 $\alpha$ : Ángulo de la superficie de deslizamiento $\Psi_f$ : Ángulo del talud $\phi$ : Ángulo de fricción

La tabla 23 concluye que la rotura planar se presenta estable, durante las geotruvas se evidenció que algunas roturas presentan indicios de desplazamientos, por lo tanto se la cataloga como una estabilidad aparente (equilibrio límite) donde la actuación de factores desencadenantes (precipitaciones y aportes de agua, cambio de las condiciones hidrológicas, cambios de la geometría en la ladera, erosión o socavación al pie, cargas dinámicas) provocarían la inestabilidad de la ladera.

#### **4.2 EVALUACIÓN EMPÍRICA DE ESTABILIDAD DE TALUDES, ÍNDICE SMR, ROMANA (1985).**

El Slope Mass Rating (SMR) es un índice geomecánico empleado para la caracterización de taludes rocosos, su aplicación permite evaluar empíricamente la estabilidad de una excavación. La clasificación SMR se basa en una corrección del RMR básico, propuesta por Romana en 1985, para poder predecir el comportamiento de los taludes en roca

con mayor precisión. En esta clasificación se utilizan datos como la azimut de buzamiento y el buzamiento de cada familia de juntas ( $\alpha_j$ ,  $\beta_j$ ) y del talud a estudiar ( $\alpha_s$ ,  $\beta_s$ ), así como el método empleado en la excavación del talud. La expresión del SMR es la siguiente:

$$SMR = RMR B + (F_1 \cdot F_2 \cdot F_3) + F_4$$

Dónde:

**F<sub>1</sub>**: depende del paralelismo entre las direcciones de las juntas y del talud,

**F<sub>2</sub>**: depende del buzamiento de la familia de juntas

**F<sub>3</sub>**: la diferencia de buzamientos entre la familia de juntas y el talud

El producto de estos tres factores ( $F_1 \cdot F_2 \cdot F_3$ ) se denomina factor de ajuste.

**F<sub>4</sub>**: Toma en cuenta el método de excavación. Este factor tomará valores entre 15 y -8 dependiendo de si el talud es natural o ha sido excavado mediante precorte, voladura suave, voladura normal, excavación mecánica o voladura deficiente.

**Tabla 24**

Factores de ajuste por orientación de las juntas

Factores de ajuste por orientación de las juntas (F <sub>1</sub> , F <sub>2</sub> y F <sub>3</sub> )						
Caso		Muy Favorable	Favorable	Normal	Desfavorable	Muy desfavorable
P	$ \alpha_j - \alpha_s $	>30°	30°-20°	20°-10°	10°-5°	<5°
T	$ \alpha_j - \alpha_s - 180° $					
P/T	F <sub>1</sub>	0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
P	$ \beta_j $	<20°	20°-30°	30°-35°	35°-45°	>45°
	F <sub>2</sub>	0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
T	F <sub>2</sub>	1	1	1	1	1
P	$\beta_j - \beta_s$	>10°	10°-0°	0°	0-(-10°)	<-10°
T	$\beta_j + \beta_s$	<110°	110°-120°	>120°	-	-
P/T	F <sub>3</sub>	0	-6	-25	-50	-60
Factor de ajuste por el método de excavación (F <sub>4</sub> )						
Método	Talud Natural	Precorte	Voladura Suave	Voladura o excavación mecánica	Voladura deficiente	
F <sub>4</sub>	+15	+10	+8	0	-8	
P: rotura plana		$\alpha_s$ : dirección del talud		$\beta_s$ : buzamiento del talud		
T: rotura por vuelco		$\alpha_j$ : dirección de las juntas		$\beta_j$ : buzamiento de las juntas		

Fuente: (Romana, 1997)

**Tabla 25**

Clasificación geomecánica taludes SMR

Clases de estabilidad					
Clase	V	IV	III	II	I
SMR	0-20	21-40	41-60	61-80	81-100
Descripción	Muy mala	Mala	Normal	Buena	Muy Buena
Estabilidad	Totalmente inestable	Inestable	Parcialmente estable	Estable	Totalmente estable
Roturas	Grandes roturas por planos continuos o por masa	Juntas o grandes cuñas	Algunas juntas o muchas cuñas	Algunos bloques	Ninguna
Tratamiento	Reexcavación	Corrección	Sistemático	Ocasional	Ninguno
P: rotura plana		$\alpha$ s: dirección del talud		$\beta$ s: buzamiento del talud	
T: rotura por vuelco		$\alpha$ j: dirección de las juntas		$\beta$ j: buzamiento de las juntas	

(Romana, 1997)

Fuente: (Vallejo, Ferrer, Oteo, &amp; Ortuño, 2002)

**4.3 CÁLCULO DEL ÍNDICE SMR, ROMANA (1985)****Tabla 26**

Determinación de factores de ajuste SMR

Factores de ajuste por orientación de las juntas (F <sub>1</sub> , F <sub>2</sub> y F <sub>3</sub> )							
Caso	Datos	Muy Favorable	Favorable	Normal	Desfavorable	Muy desfavorable	
P T	$ \alpha_j - \alpha_s $ $ \alpha_j - \alpha_s - 180^\circ $	$ 332 - 320  = 12$	>30°	30°-20°	20°-10°	10°-5°	<5°
P/T	F <sub>1</sub>	0.15	0.40	0.70	0.85	1.00	
P	$ \beta_j $	$ 72 $	<20°	20°-30°	30°-35°	35°-45°	>45°
T	F <sub>2</sub>	1	1	1	1	1	
P T	$\beta_j - \beta_s$ $\beta_j + \beta_s$	$ 72 - 32  = 40$	>10° <110°	10°-0° 110°-120°	0° >120°	0-(-10°) -	<-10° -
P/T	F <sub>3</sub>	0	-6	-25	-50	-60	
Factor de ajuste por el método de excavación (F <sub>4</sub> )							
Método	Talud Natural	Excavación mecánica	Precorte	Voladura Suave	Voladura o excavación mecánica	Voladura deficiente	
F <sub>4</sub>	+15		+10	+8	0	-8	
P: rotura plana		$\alpha$ s: dirección del talud		$\beta$ s: buzamiento del talud			
T: rotura por vuelco		$\alpha$ j: dirección de las juntas		$\beta$ j: buzamiento de las juntas			

Fuente: (Romana, 1985)

$$SMR = RMR B + (F_1 \cdot F_2 \cdot F_3) + F_4$$

$$SMR = 30 + (0.70 \cdot 1 \cdot 0) + 0$$

$$SMR = 30$$

**Tabla 27**

Clases de estabilidad en base al SMR

Clases de estabilidad					
Clase	V	IV	III	II	I
SMR	0-20	21-40	41-60	61-80	81-100
Descripción	Muy mala	Mala	Normal	Buena	Muy Buena
Estabilidad	Totalmente inestable	Inestable	Parcialmente estable	Estable	Totalmente estable
Roturas	Grandes roturas por planos continuos o por masa	Juntas o grandes cuñas	Algunas juntas o muchas cuñas	Algunos bloques	Ninguna
Tratamiento	Reexcavación	Corrección	Sistemático	Ocasional	Ninguno
P: rotura plana	$\alpha$ : dirección del talud		$\beta$ : buzamiento del talud		
T: rotura por vuelco	$\alpha_j$ : dirección de las juntas		$\beta_j$ : buzamiento de las juntas		

(Romana, 1997)

**Fuente: (Romana, 1985)****Tabla 28**

Medidas de corrección en base al SMR

TIPO DE SOSTENIMIENTO	INTERVALO SMR	MEDIDA DE CORRECCIÓN
Reexcavación	10-30	Tendido, muros de contención
Drenaje	10-40	Superficial, profundo
Hormigón	20-60	Hormigón Proyectado, Hormigón dental, Contrafuertes y/o vigas, Muros de pie
Refuerzo	30-75	Bulones Anclajes
Protección	45-70	Zanjas de pie Varillas de pie o de talud Redes y/o mallas (sobre la superficie del talud)
Sin Sostenimiento	65-100	Saneamiento de bloques Ninguno

**Fuente: (Romana, 1985)**

En base al resultado del análisis empírico propuesto por Romana (1985), el talud en estudio debe contar con las siguientes medidas de corrección:

- Re excavación: Tendido, muro de contención
- Drenaje: Superficial
- Hormigón: Planchas de hormigón
- Refuerzo: Anclajes

#### **4.4 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD-EQUILIBRIO LÍMITE**

Para el análisis de estabilidad equilibrio límite se utilizó el método de MORGENSTEIN-PRICE, el cual está descrito en el acápite 2.3 de este proyecto de investigación. Se realizó una hoja de cálculo para obtener el factor de seguridad de la ladera en estudio, además de corroborar el mismo con el software SLIDE V5.0.

Para realizar este análisis mediante el método de MORGENSTEIN-PRICE, se requieren de distintas variables revisadas en el capítulo III de este proyecto (parámetros de resistencia al corte de suelos, fuerzas sísmicas) Los resultados de los mismos se presentan a continuación:

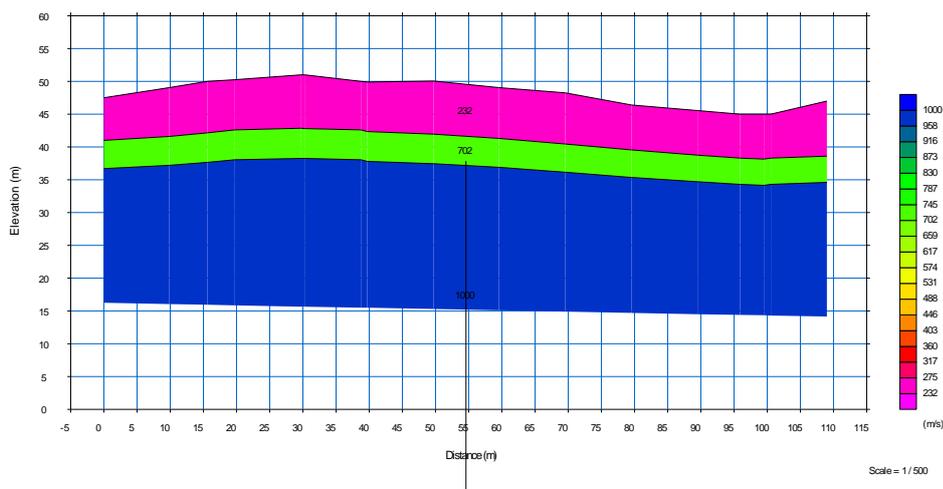
##### **4.4.1 RESULTADOS GEOFÍSICA**

Se realizaron 7 líneas de geofísica (figuras 51-57), las cuales arrojaron 3 niveles de estrato de suelos, los cuales se han denominado como nivel 1, nivel 2 y nivel 3. La longitud y la ubicación de líneas geofísicas se condicionaron en base a 3 factores. Como primer factor se tomó en consideración la profundidad de investigación para comprobar el modelo geológico obtenido en el campo y con esto definir con la mayor exactitud posible la geometría de los contactos o niveles de meteorización presentes en el área de estudio, para este cometido se planteó una longitud de línea geofísica de 110m, que permitirá teóricamente conocer aproximadamente 1/3 de la longitud planteada. El segundo factor se refiere al área de influencia de investigación en superficie, cuyos limitantes fueron: la zona de deslizamiento y el área comprometida para salvaguardar la infraestructura construida al pie de la ladera. Para la ubicación de la malla de geofísica se tomó en consideración trazar el rumbo de las líneas, paralelo a las curvas de nivel (N60°E) y siguiendo la dirección preferencial del deslizamiento. El factor logístico también intervino en el criterio de ubicación de las líneas, para este caso las vías de acceso facilitaron el ingreso a las líneas posteriormente materializadas. En la tabla 29 se resumen las propiedades mecánicas-elásticas de los tres niveles:

**Tabla 29**

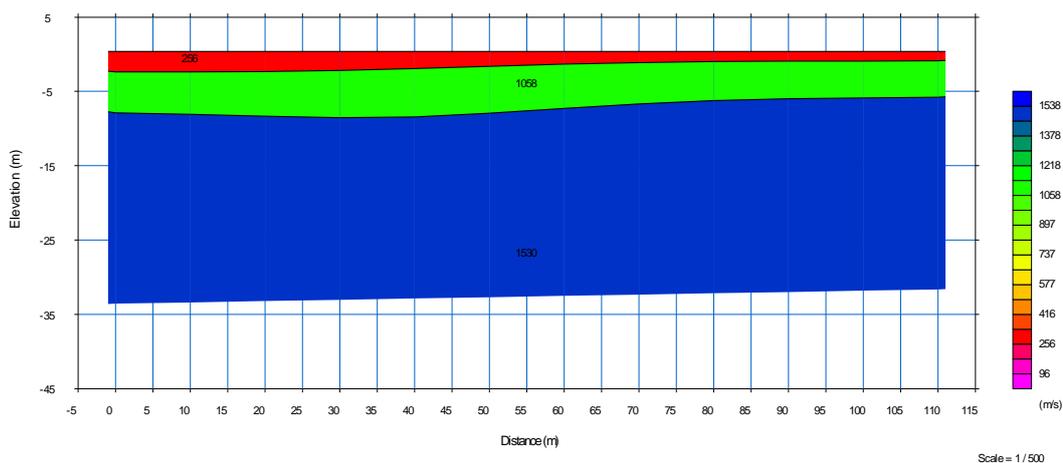
Propiedades mecánicas-elásticas de los tres niveles

NIVELES	Vp			Vs			Prof(m)			v			Φ			Cu			qu			E(dinámico)		
	Prom.	Máx	Min	Prom.	Máx	Min	Prom.	Máx	Min	Prom.	Máx	Min	Prom.	Máx	Min	Prom.	Máx	Min	Prom.	Máx	Min	Prom.	Máx	Min
Nivel-1	285.00	376.00	232.00	161.70	217.10	127.00	8	10	2	0.26	0.33	0.25	26	28	24	56	82	41	126.4	185.1	92.1	5951.4	8847	4302
Nivel-2	740.29	1058.00	567.00	297.30	394.00	231.70	8	25	3	0.40	0.45	0.33	30	35	26	186	276	136	420.2	625.3	308.4	19935.0	29251	14360
Nivel-3	1062.00	1530.00	900.00	1062.00	1530.00	900.00	20	25	15	0.41	0.45	0.33	30	34	29	277	411	231	628	930	523	30747	50418	25044



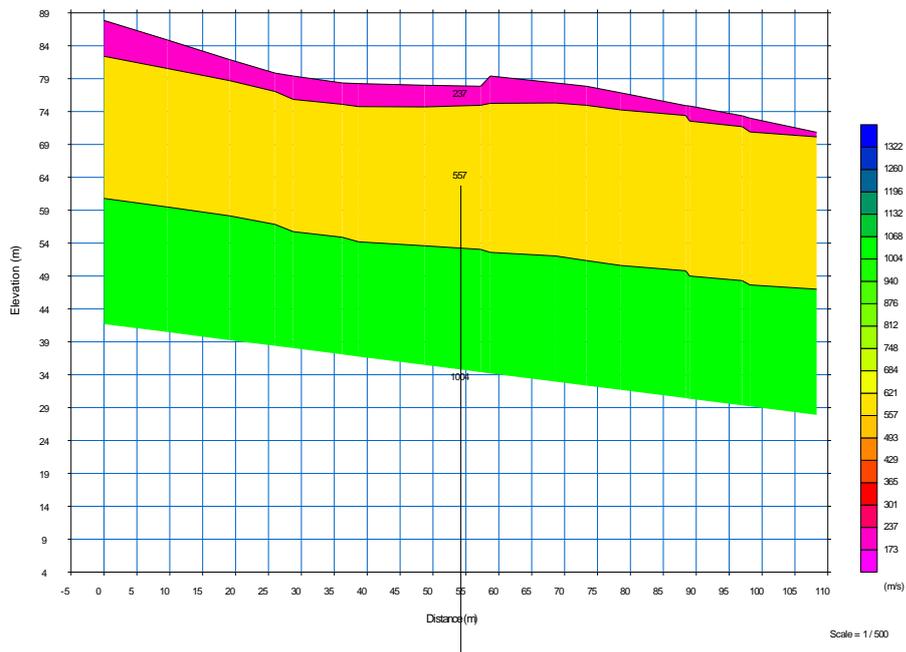
**Figura 51** Línea sísmica 1

**FUENTE:** Cortesía FLOPEC



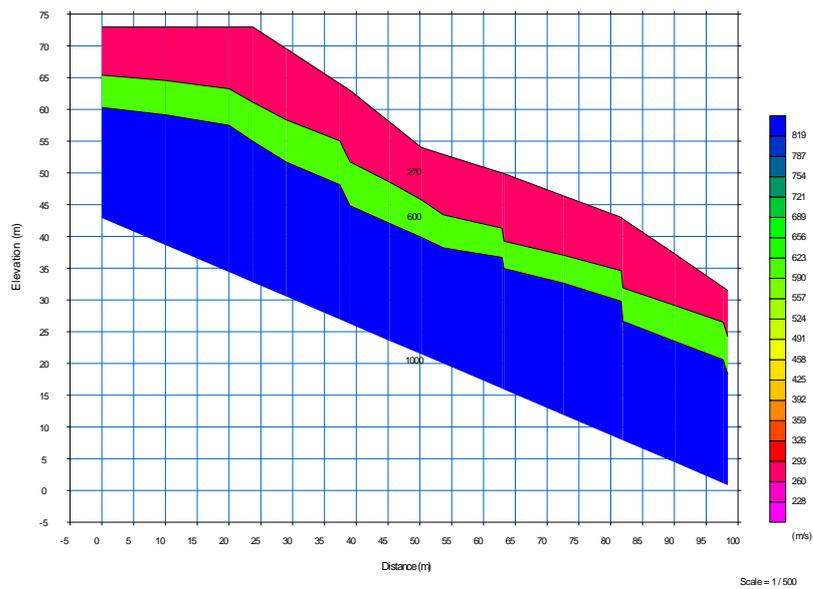
**Figura 52** Línea sísmica 2

**FUENTE:** Cortesía FLOPEC



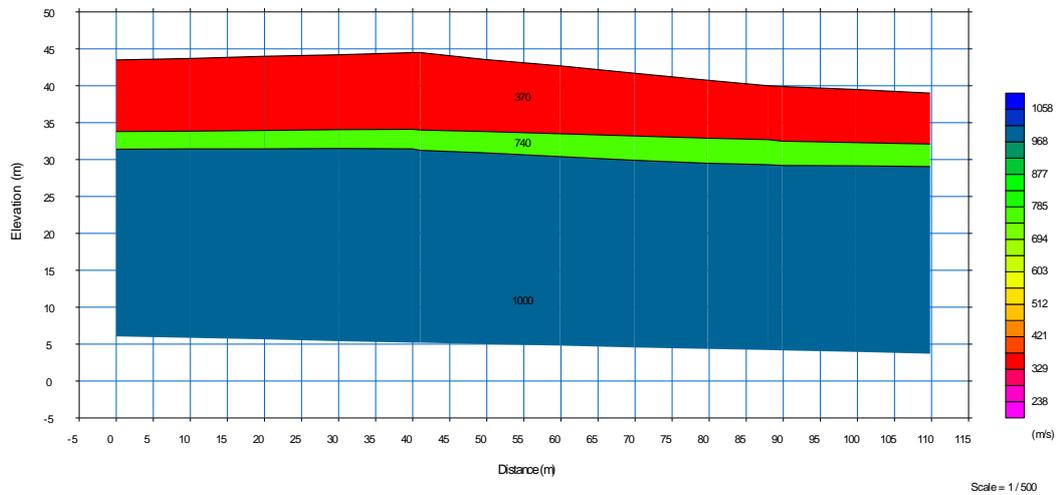
**Figura 53** Línea sísmica 3

**FUENTE:** Cortesía FLOPEC



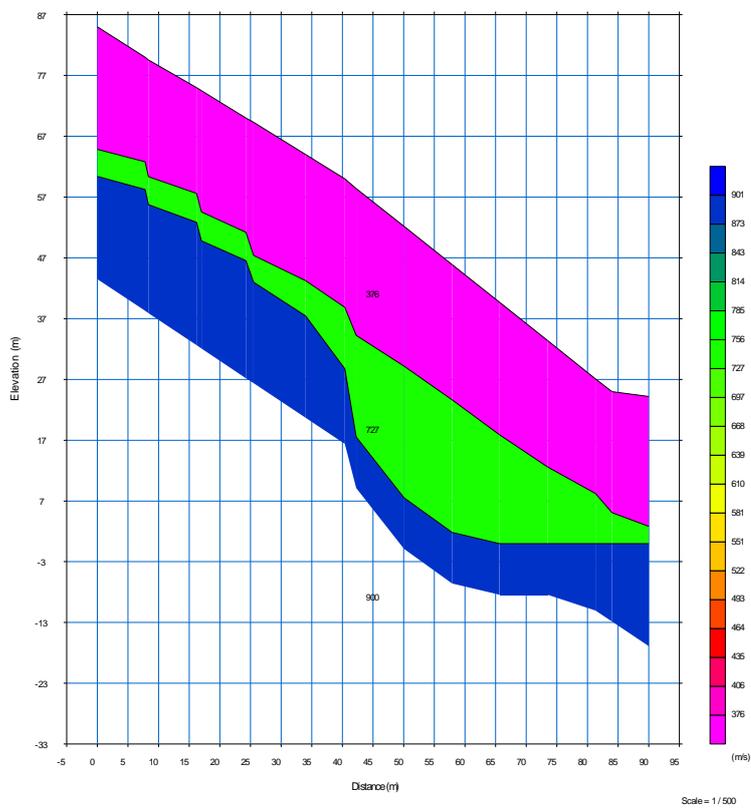
**Figura 54** Línea sísmica 4

**FUENTE:** Cortesía FLOPEC



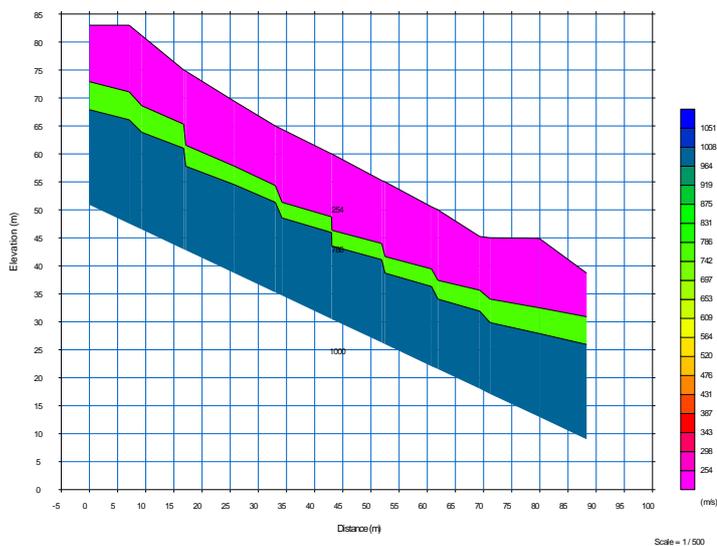
**Figura 55** Línea sísmica 5

**FUENTE:** Cortesía FLOPEC



**Figura 56** Línea sísmica 6

**FUENTE:** Cortesía FLOPEC



**Figura 57** Línea sísmica 7

**FUENTE:** Cortesía FLOPEC

#### 4.4.2 RESULTADOS VELETA

Se realizaron 35 ensayos de veleta para determinar la resistencia al corte de las arcillas, este ensayo se lo realizo en las trincheras dispuestas en diferentes cotas de la ladera. En la figura 58 se muestran las ubicaciones de los ensayos realizados en campo.



**Figura 58** Ubicación de los ensayos de veleta realizados en la zona de estudio

**Fuente:** (Saldarriaga, 2016)

**Tabla 30**

Ensayos de veleta realizados in situ

# Ensayo	Resistencia al Corte (kPa)
1	21.93
2	23.22
3	24.51
4	19.35
5	27.09
6	20.64
7	21.93
8	21.93
9	28.38
10	11.61
11	9.03
12	33.54
13	24.51
14	29.67
15	30.96
16	23.22
17	30.96
18	28.38
19	27.09
20	20.64
21	16.77
22	19.35
23	19.35
24	18.06
25	21.93
26	18.06
27	23.22
28	12.90
29	28.38
30	21.93
31	29.67
32	30.96
33	33.54
34	27.09
35	22.58

### 4.4.3 RESULTADOS ENSAYO TRIAXIAL

Se realizaron 2 ensayos triaxiales, mediante los cuales se obtuvieron los parámetros de resistencia al corte del suelo ángulo de fricción y cohesión ( $\phi$ ,  $c$ ) En las tablas 31 y 32 se muestran los resultados de estos ensayos.

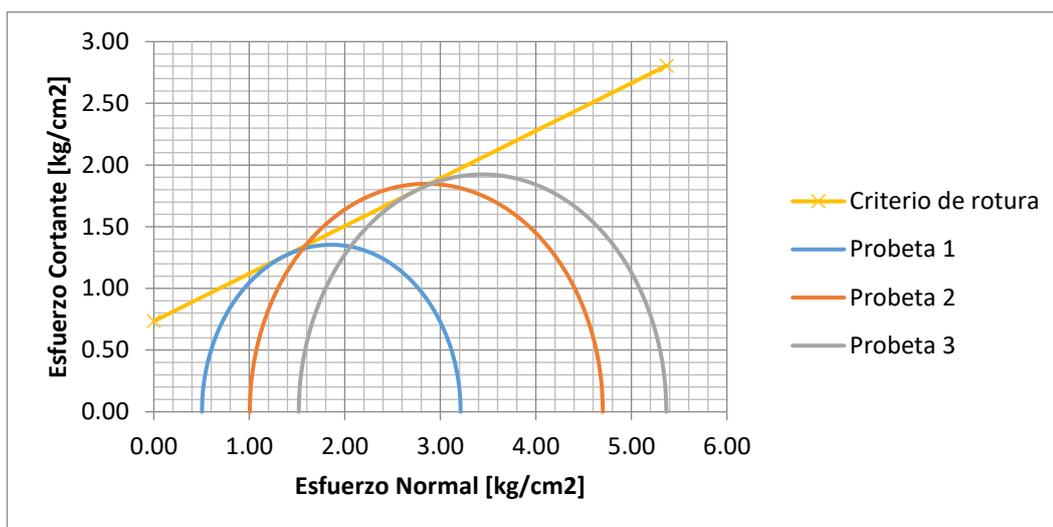
**Tabla 31**

Resultado ensayo triaxial 1

<b>PROBETA</b>	<b>DESVIADOR</b>	<b>s3</b>	<b>s1</b>	<b>(s1-s3)/2</b>	<b>(s1+s3)/2</b>
<b>No.</b>	<b>(Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(Kg/cm<sup>2</sup>)</b>
1	2.71	0.50	3.21	1.35	1.86
2	3.70	1.00	4.70	1.85	2.85
3	3.85	1.52	5.37	1.92	3.44

Ángulo de fricción :	21.10	grados
Cohesión :	0.73	Kg/cm <sup>2</sup>

<b>HUMEDAD</b>						
Peso cápsula (gr)	120.97 gr	117.27 gr	117.59 gr	120.91 gr	120.03 gr	119.86 gr
Peso cáp+s.húmedo (gr)	204.05 gr	196.99 gr	205.82 gr	193.03 gr	183.98 gr	192.56 gr
Peso cáp+s.seco (gr)	185.34 gr	177.46 gr	183.43 gr	174.28 gr	169.95 gr	176.88 gr
Contenido de humedad (%)	29.07 %	32.45 %	34.01 %	35.13 %	28.10 %	27.50 %
Humedad promedio (%)	30.76 %		34.57 %		27.80 %	



**Figura 59** Esfuerzo normal vs Esfuerzo Cortante

**FUENTE:** (Saldarriaga, 2016)

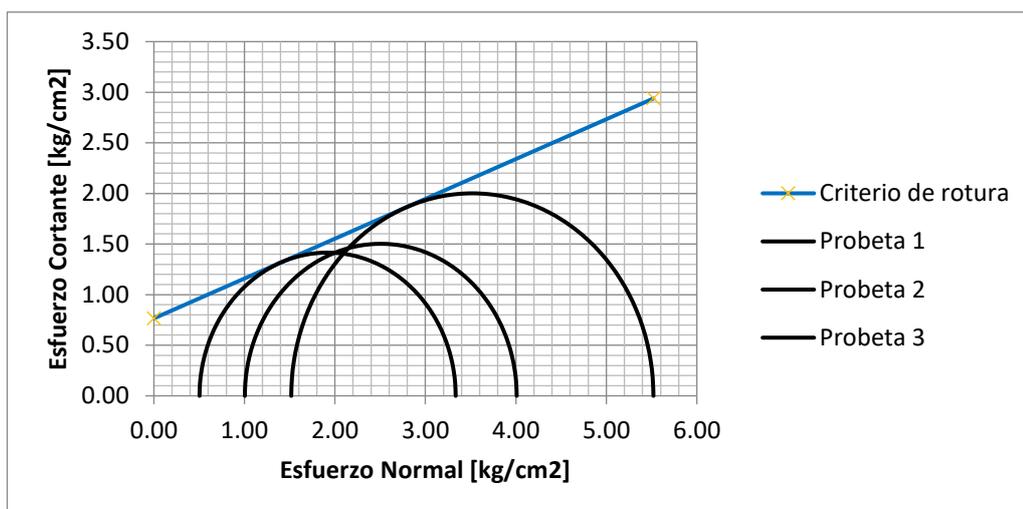
**Tabla 32**

Resultado ensayo triaxial 2

	<b>ESFUERZO</b>				
<b>PROBETA</b>	<b>DESVIADOR</b>	<b>s3</b>	<b>s1</b>	<b>(s1-s3)/2</b>	<b>(s1+s3)/2</b>
<b>No.</b>	<b>(Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(Kg/cm<sup>2</sup>)</b>
1	2.83	0.50	3.33	1.42	1.92
2	3.00	1.00	4.01	1.50	2.51
3	4.00	1.52	5.52	2.00	3.52

Ángulo de fricción :	21.48	grados
Cohesión :	0.77	Kg/cm <sup>2</sup>

<b>HUMEDAD</b>						
Peso cápsula (gr)	13.00 gr	13.31 gr	13.14 gr	11.00 gr	13.19 gr	10.51 gr
Peso cáp+s.húmedo (gr)	77.21 gr	42.19 gr	64.66 gr	47.84 gr	49.67 gr	45.91 gr
Peso cáp+s.seco (gr)	65.17 gr	36.74 gr	54.98 gr	40.83 gr	42.55 gr	39.09 gr
Contenido de humedad (%)	23.08 %	23.26 %	23.14 %	23.50 %	24.25 %	23.86 %
Humedad promedio (%)	23.17 %		23.32 %		24.06 %	



**Figura 60** Esfuerzo normal vs Esfuerzo Cortante

**FUENTE:** (Saldarriaga, 2016)

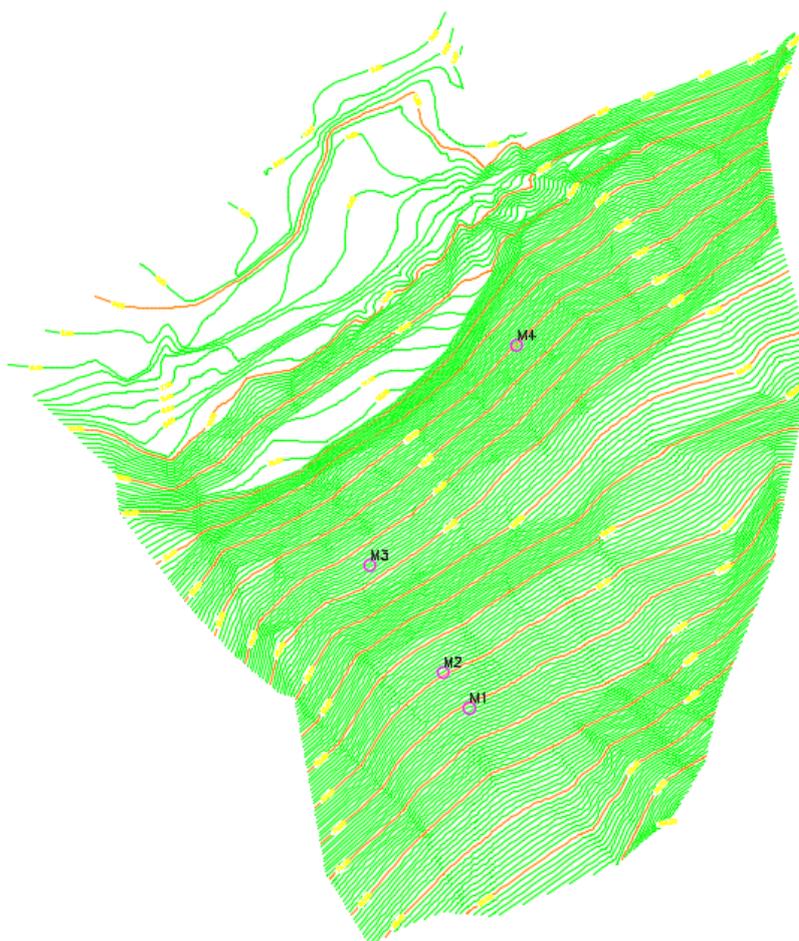
#### 4.4.4 RESULTADOS ENSAYO CORTE DIRECTO, CLASIFICACIÓN SUCS

Se extrajeron cuatro muestras de suelo del sitio de estudio para realizar ensayos de corte directo y clasificación SUCS. En la tabla 33 y figura 61 se muestran la ubicación de estas muestras.

**Tabla 33**

Ubicación de las muestras de suelo del sitio de estudio

MUESTRA	UTM N	UTM E
M1	17 N 0648906	109262
M2	17 N 0648900	109272
M3	17 N 0648885	109297
M4	17 N 0648912	109351



**Figura 61** Ubicación de las muestras del suelo

**FUENTE:** Cortesía FLOPEC

**Tabla 34**

Resultados ensayo corte directo

CORTE DIRECTO

MUESTRA	$\gamma$ (g/cm <sup>3</sup> )	ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA (°)	COHESIÓN (kg/cm <sup>2</sup> )
M1	1.069	19.6	0.09
M2	1.054	23.9	0.13
M3	1.054	26.7	0.06
M4	1.102	23.0	0.07

**Tabla 35**

Resultado clasificación SUCS

MUESTRA	PROF.m	SUCS	HUMEDAD %	FINOS%	LIMITE	LIMITE	INDICE
M1	0.50	ML	25	91	46	35	11
M2	0.50	MH	34	96	82	51	31
M3	0.50	MH	22	96	75	42	33
M4	0.50	MH	12	96	63	34	29

En la tabla 36 se resume los parámetros resistentes para los tres niveles, los cuales fueron obtenidos de ensayos de laboratorio (triaxial, corte directo y de clasificación SUCS) y ensayos in situ (sísmica de refracción y veleta).

**Tabla 36**

Resumen de parámetros de resistencia al corte de los niveles de la zona de estudio

PARÁMETR OS GEOTÉCNIC OS	Cohesión		Ángulo de fricción	Peso especifico	DATOS
	Mpa	kP a	grados	KN/m3	
NIVEL 1	0.07	8.7 5	23.3	10.69	ENSAYOS DE LABORATORIOS- CORTE DIRECTO
NIVEL 2	0.07	70	21.29	17.7	TRIAXIALES
NIVEL 3	0.023 5	23. 5	38	17.7	ESTUDIO GEOFÍSICO+VEL ETA

## 4.5 CÁLCULO DE LAS FUERZAS SÍSMICAS

### 4.5.1 CÁLCULO DEL COEFICIENTE SÍSMICO PSEUDO ESTÁTICO HORIZONTAL Y VERTICAL $K_H$ , $K_V$

Las fuerzas sísmicas que se va a aplicar en cada elemento o dovela se estudiaron en el capítulo II de este estudio; reemplazando valores en la fórmula 8 y 9 se obtiene lo siguiente

$$Fh = kh * W \quad (8)$$

$$Fv = kv * W \quad (9)$$

El coeficiente de carga sísmica  $k_h$  equivale a:

$$kh = 0.60 * z * Fa \quad (10)$$

La aceleración en roca para el sismo de diseño ( $Z$ ) se obtiene mediante el mapa de zonificación sísmica del Ecuador. La zona de estudio de este proyecto de investigación está catalogada como zona sísmica VI ( $Z=0.5$ )

El factor de amplificación sísmica de sitio ( $Fa$ ) es obtenido mediante el tipo de suelo que se encuentra en la zona de estudio. La zona de estudio tiene un perfil de suelo E y a partir de esta clasificación se obtiene un valor de  $Fa=0.85$ . Reemplazando estos valores en la ecuación 10, se obtiene el siguiente valor de coeficiente sísmico horizontal

$$kh = 0.60 * z * Fa$$

$$kh = 0.60 * 0.5 * 0.85$$

$$kh = 0.255$$

El coeficiente de carga sísmica vertical  $k_v$  es una proporción de  $k_h$ . Marcuson (1981) recomienda utilizar valores entre  $1/3$  y  $1/2$  de la aceleración máxima esperada con las respectivas amplificaciones; para este estudio se tomó una proporción para  $k_v$  de  $1/3$  de  $k_h$ .

$$kv = 0.085$$

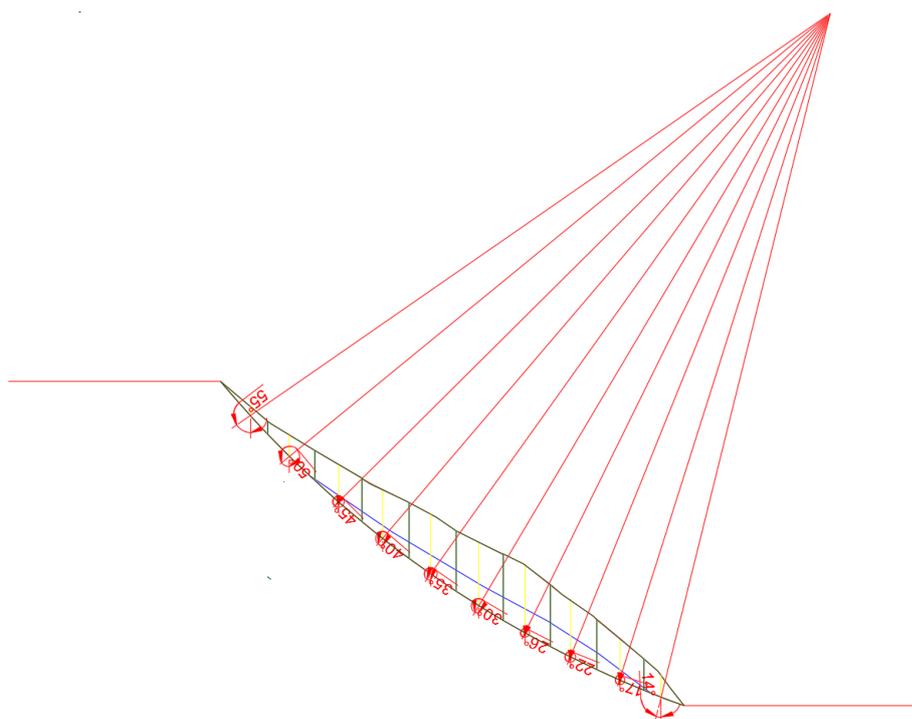
Estos coeficientes sísmicos se multiplican por el peso de cada dovela, obteniéndose así las fuerzas sísmicas que actúan en cada dovela.

#### 4.5.2 CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD EN CONDICIONES NATURALES

Una vez obtenida las fuerzas sísmicas y los parámetros de resistencia al corte, se realiza un análisis de equilibrio límite para obtener el factor de seguridad del talud en estudio.

Se utilizaron los perfiles estratigráficos determinados según la geofísica para buscar la superficie de falla; para este proyecto de investigación, se utilizó el método de MORGENSTEIN-PRICE con la ayuda de una hoja de cálculo, obteniéndose los siguientes valores de factor de seguridad:

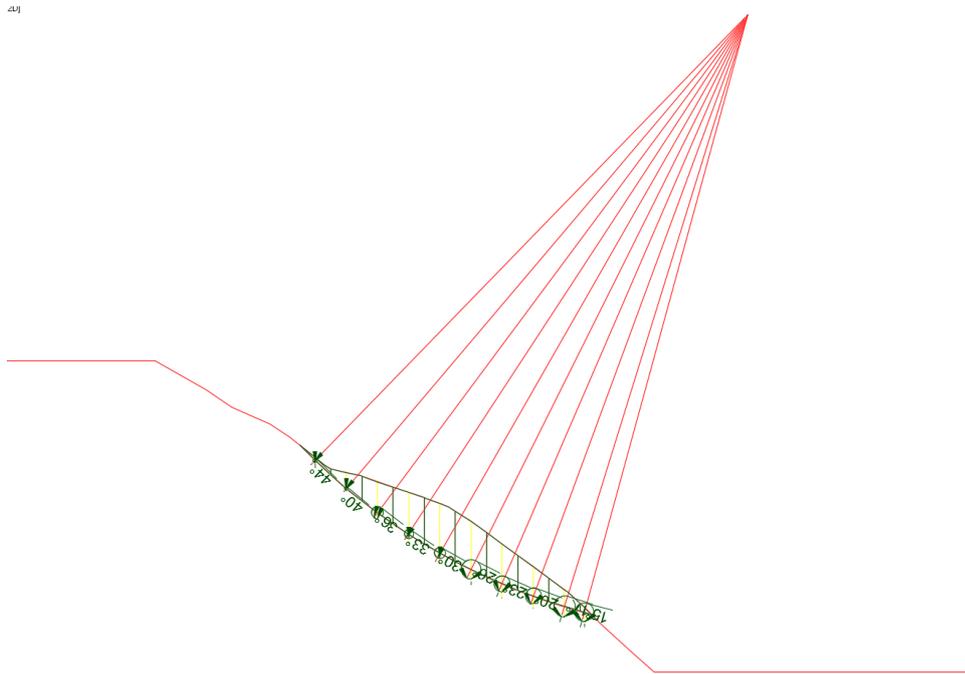
$$FS = 0.511 \quad (\text{perfil 7})$$



**Figura 62** Factor de seguridad de la ladera en condiciones naturales Perfil 7

**FUENTE:** (Saldarriaga, 2016)

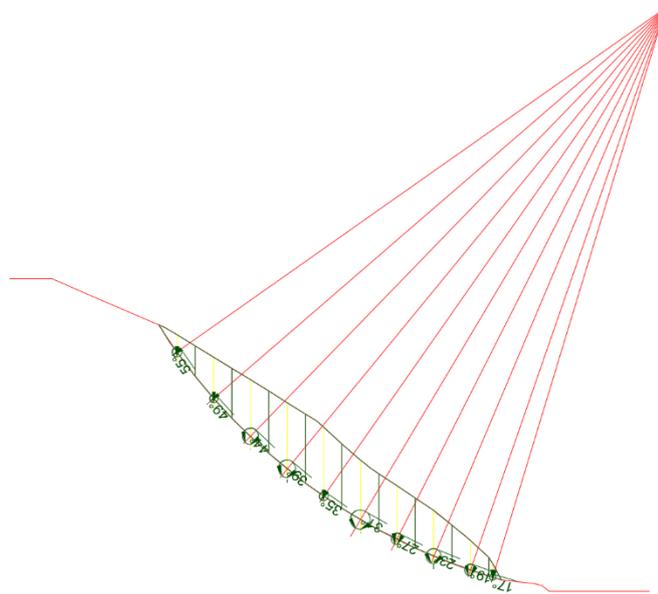
$$FS = 0.505 \quad (\text{Perfil 4})$$



**Figura 63** Factor de seguridad de la ladera en condiciones naturales Perfil 4

**FUENTE:** (Saldarriaga, 2016)

$$FS = 0.518 \quad (\text{Perfil 6})$$



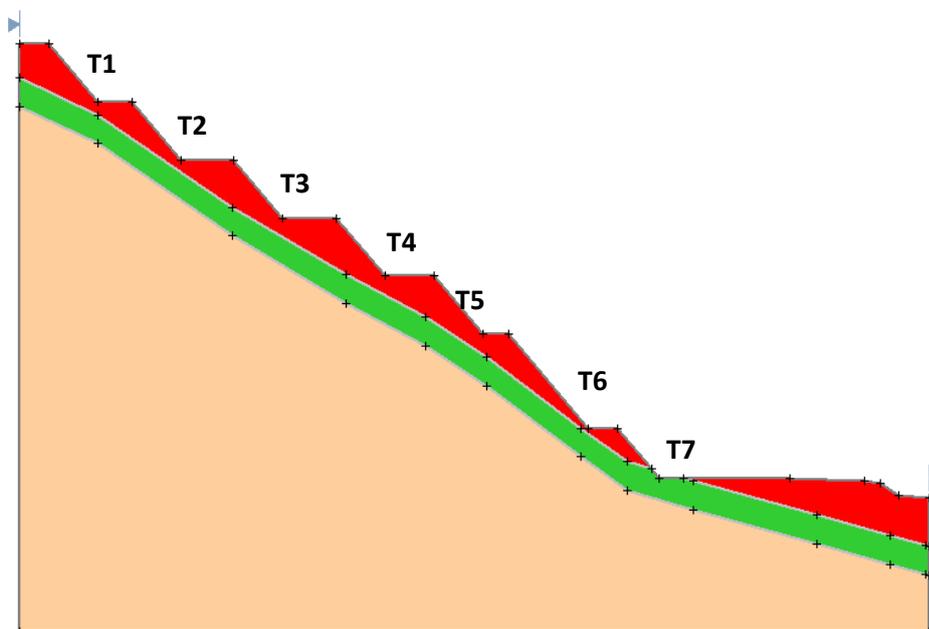
**Tabla 37**

Resumen de los factores de seguridad obtenidos en condiciones naturales

Perfil	F.S	Observación
4	0.505	Inestable con sismo
6	0.518	Inestable con sismo
7	0.511	Inestable con sismo

#### 4.6 PROPUESTA DE DISEÑO PARA LA ESTABILIZACIÓN DE LA LADERA EN LA ZONA DE ESTUDIO

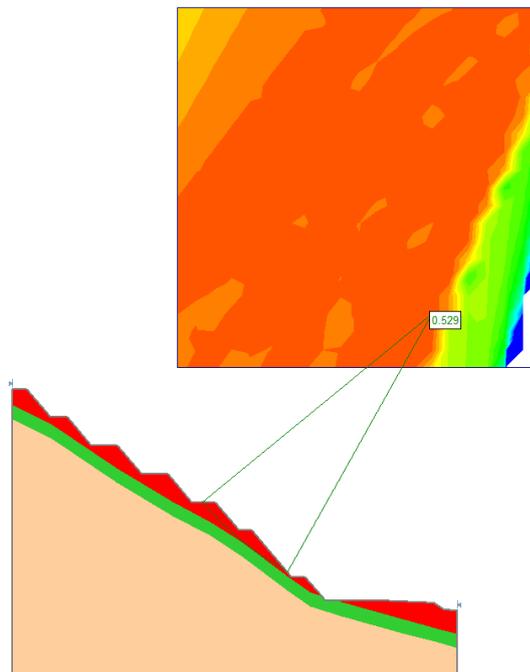
Para estabilizar la ladera, se procedió a modificar la geometría para de esta manera bajar el peso del talud, hasta encontrar un ángulo que proporcione el menor movimiento de tierras posible. Encontrando un ángulo de 50°. El esquema utilizado fue el sistema de talud-berma:



**Figura 65** Disposición del sistema talud-berma en la zona de estudio

**FUENTE:** (Saldarriaga, 2016)

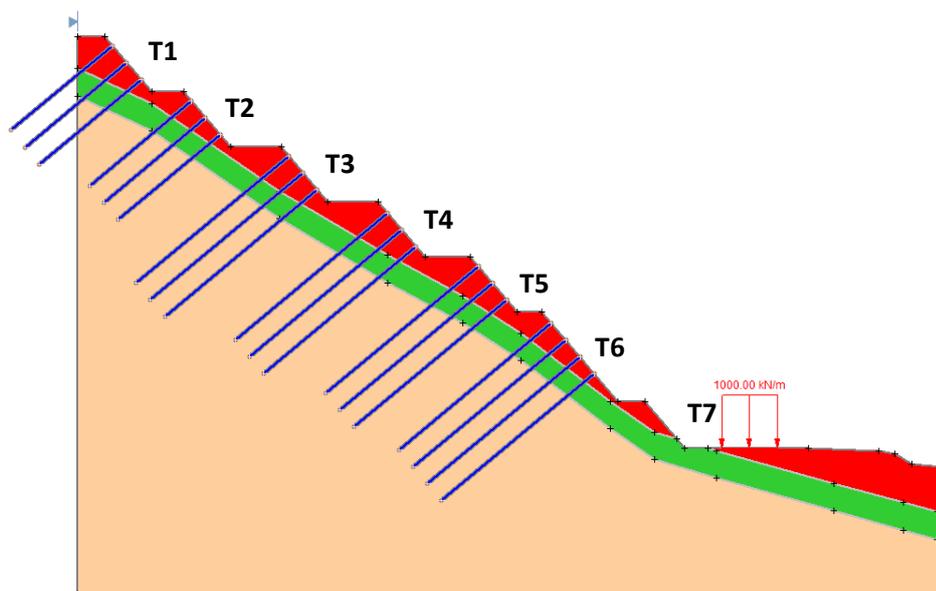
Al correr el programa con el cambio de geometría, dio como resultado el siguiente factor de seguridad:



**Figura 66** Factor de seguridad del talud al modificar la geometría del mismo

**FUENTE:** (Saldarriaga, 2016)

Al seguir siendo inestable la zona de estudio, se colocaron sostenimientos de primer grado. Se utilizaron pernos de anclaje pasivos de longitud variable. Se utilizaron pernos de anclajes pasivos de diámetro de 25 milímetros y longitudes variables (tabla 38). La calidad del acero utilizada fue Grado (60)/A630-420.

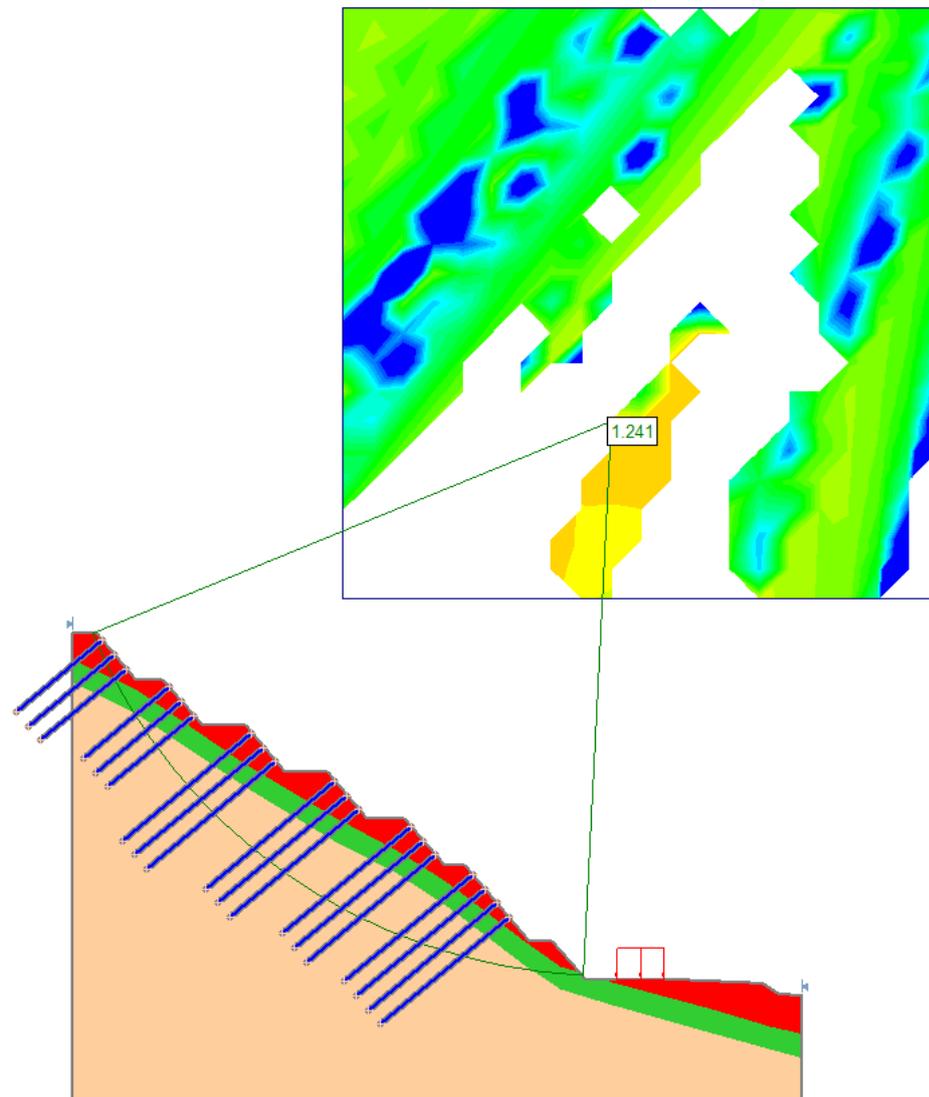


**Figura 67** Disposición de los pernos de anclajes pasivos en la zona de estudio

**FUENTE:** (Saldarriaga, 2016)

**Tabla 38** Descripción de la longitud y el número de pernos en cada talud de la zona de estudio

	<b>LONGITUD DE ANCLAJE (m)</b>	<b>NÚMERO DE PERNOS</b>
<b>T1</b>	24	3
<b>T2</b>	24	3
<b>T3</b>	36	3
<b>T4</b>	36	3
<b>T5</b>	36	3
<b>T6</b>	36	4



**Figura 68** Factor de seguridad obtenido por la implementación de pernos de anclaje

**FUENTE:** (Saldarriaga, 2016)

Al aplicar estas medidas correctivas y considerando en cuenta la aceleración sísmica de la zona de estudio, se obtuvo un factor de seguridad de 1.241 que se proponen para estabilizar la ladera de estudio.

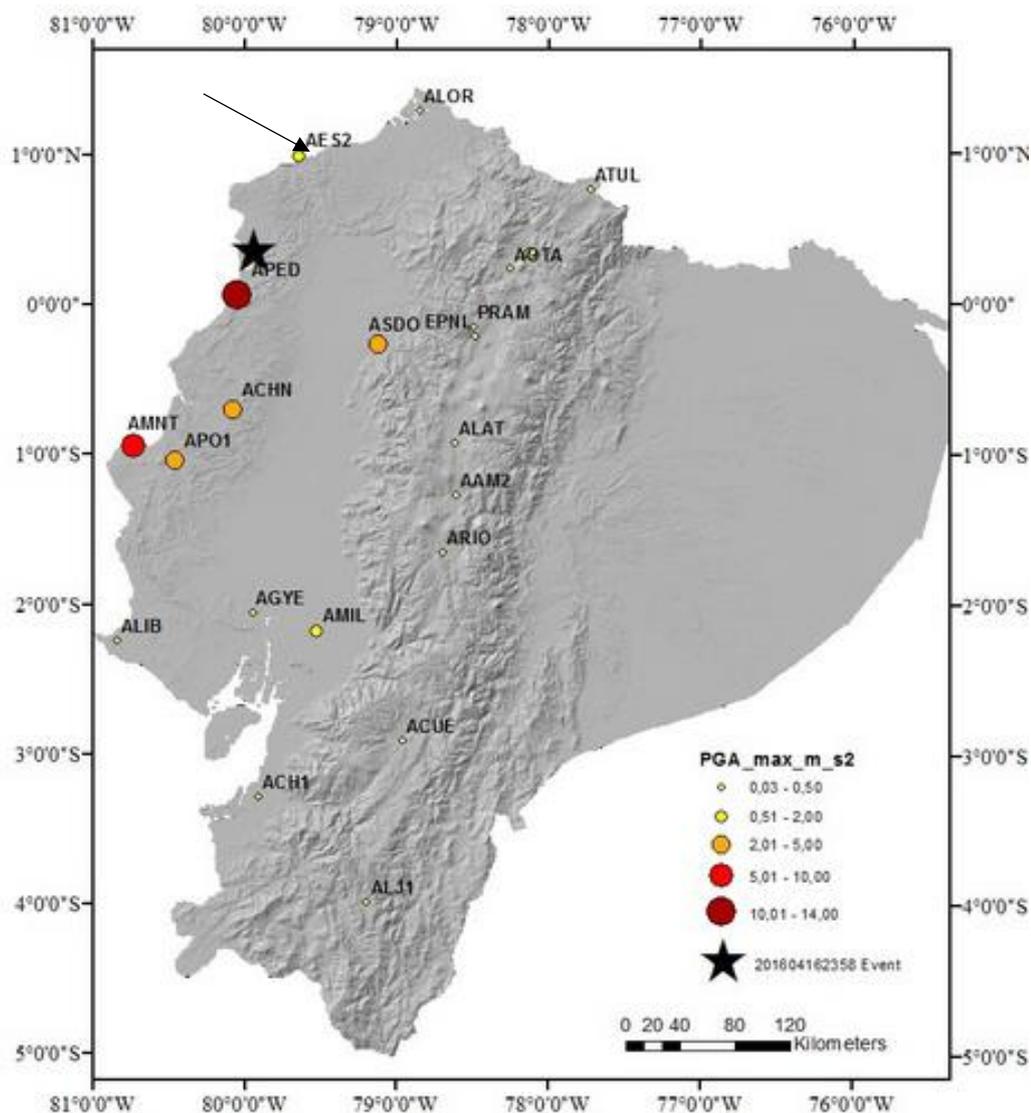
#### **4.7 CÁLCULO DE DESPLAZAMIENTOS INDUCIDOS POR CARGAS SÍSMICAS**

Como se indicó en el acápite 2.5 actualmente, se utilizan métodos simplificados (Bray & Travasarou) para estimar el nivel de deformación lateral o desplazamientos

ante cargas sísmicas en taludes, con materiales que no sean susceptibles a licuación, mediante la ecuación número (11) se pueden obtener estos desplazamientos. Se utilizó como carga sísmica, el terremoto del 16 de abril del 2016 con epicentros en Pedernales, Manabí para obtener los datos de aceleración espectral y magnitud del momento sísmico

#### **4.7.1 CÁLCULO DE LA SEUDO ACELERACIÓN ESPECTRAL DEL SITIO**

El valor de  $S_a$ , se obtiene mediante un espectro de respuesta de sitio. Se procesaron los datos registrados en la red de nacional de acelerógrafos (figura 69) de la estación AE-S2, que es la más próxima a la zona donde se encuentra la ladera estudiada. Mediante el programa de uso libre DEGTRA, se obtuvo una aceleración espectral ( $S_a$ ) de 0.595g.

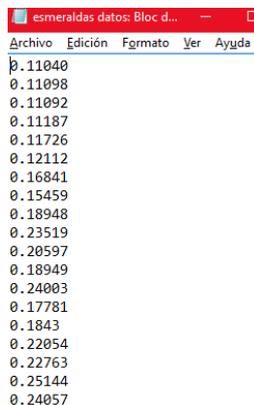


**Figura 69** Distribución espacial de las estaciones de la Red Nacional de Acelerógrafos

**FUENTE:** (IGEPN, 2016)

Para obtener el espectro de respuesta de sitio, se empleó el registro del acelerógrafo AE-S2, el cual es parte de la red nacional de acelerógrafos del instituto geofísico de la Escuela Politécnica Nacional. Una vez obtenidos estos datos se realiza el procesamiento de estos registros mediante el programa DEGTRA, a continuación se describe los pasos para obtener el espectro de respuesta en la zona de estudio de este proyecto de investigación:

- Con los registros de aceleración del acelerógrafo AE-S2, se abre un bloc de notas en el cual se pegarán los mismos y se guardará con un nombre para su identificación posterior.



```

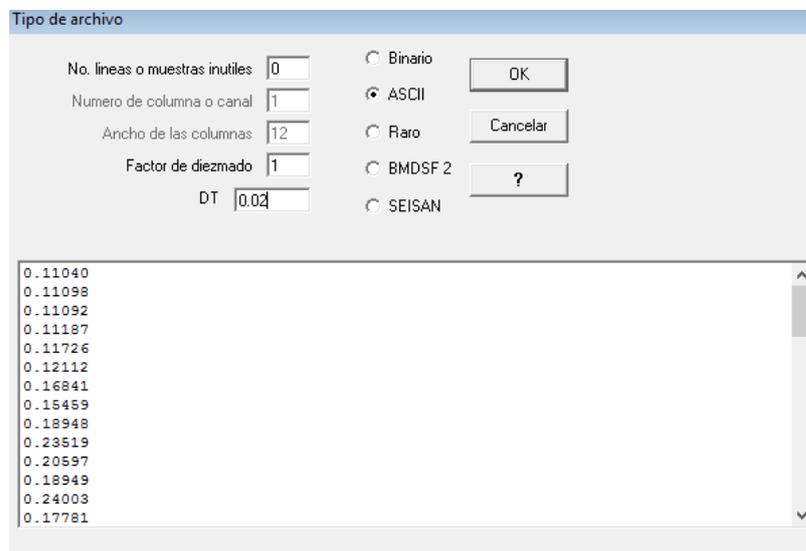
Archivo  Edición  Formato  Ver  Ayuda
0.11040
0.11098
0.11092
0.11187
0.11726
0.12112
0.16841
0.15459
0.18948
0.23519
0.20597
0.18949
0.24003
0.17781
0.1843
0.22054
0.22763
0.25144
0.24057

```

**Figura 70** Registro de acelerógrafo AE-S2 en bloc de notas

**FUENTE:** (Saldarriaga, 2016)

- Se abren estos datos en el software DEGTRA, indicando el parámetro de variación del tiempo DT de 0.02 segundos



Tipo de archivo

No. líneas o muestras inútiles: 0

Numero de columna o canal: 1

Ancho de las columnas: 12

Factor de diezrado: 1

DT: 0.02

Binario  
 ASCII  
 Raro  
 BMDSF 2  
 SEISAN

OK Cancelar ?

```

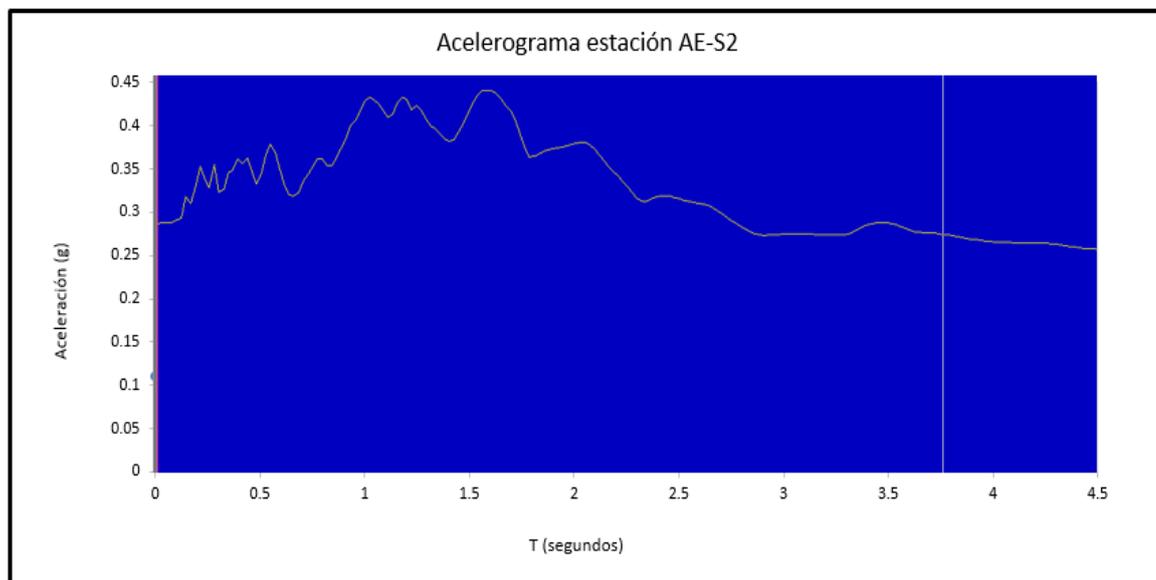
0.11040
0.11098
0.11092
0.11187
0.11726
0.12112
0.16841
0.15459
0.18948
0.23519
0.20597
0.18949
0.24003
0.17781

```

**Figura 71** Carga del registro del acelerógrafo AE-S2 en DEGTRA

**FUENTE:** (Saldarriaga, 2016)

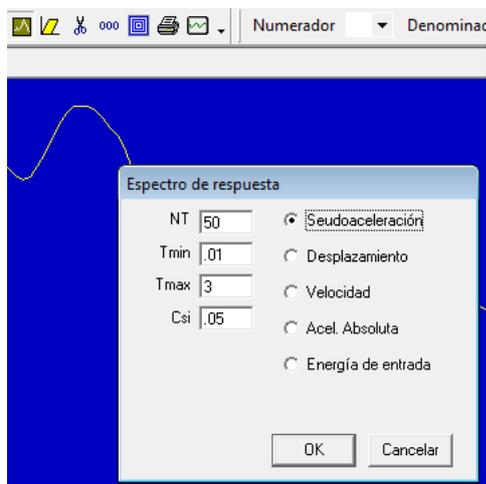
- Al dar click en OK, el software nos dibujará el acelerograma del registro que se ha ingresado. En las abscisas se dibuja la variación del tiempo DT y en las ordenadas los registros del acelerógrafo AE-S2



**Figura 72** Registro del acelerógrafo AE-S2 Sismo Abril 2016

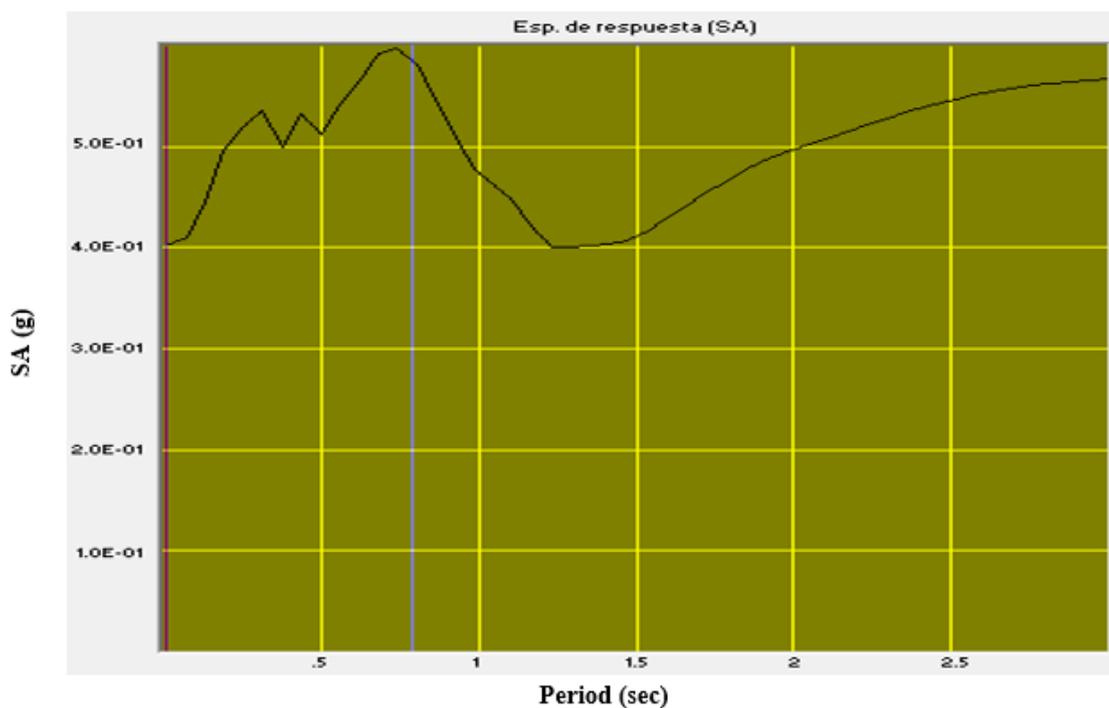
**FUENTE:** (Saldarriaga, 2016)

- Para obtener el espectro de respuesta del registro ingresado, se elige la opción espectro de respuesta en el software DEGTRA, señalamos la pseudo-aceleración y se da a la opción OK



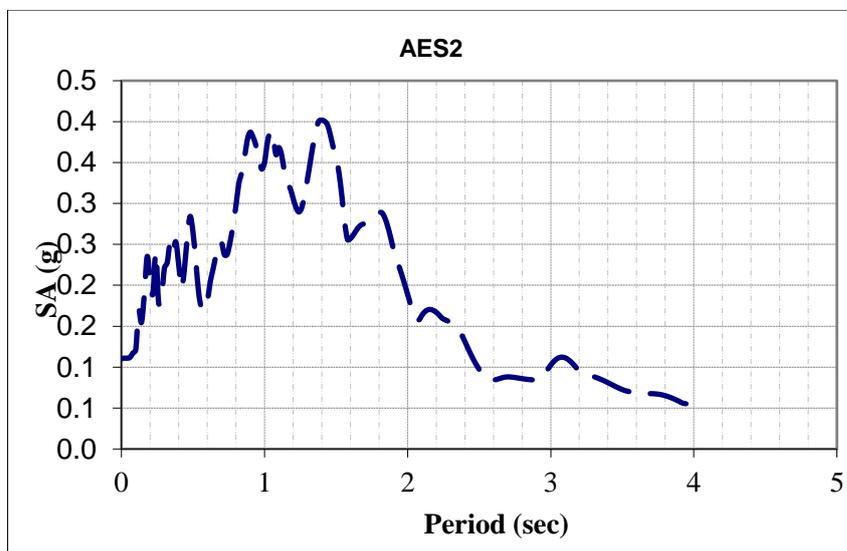
**Figura 73** Dibujo del espectro de respuesta en DEGTRA

**FUENTE:** (Saldarriaga, 2016)



**Figura 74** Espectro de respuesta en DEGTRA sismo Abril 2016 estación AE-S2

**FUENTE:** (Saldarriaga, 2016)



**Figura 75** Espectro de respuesta del IGEPN sismo Abril 2016 estación AE-S2

**FUENTE:** (IGEPN, 2016)

En la figura 74 se muestra el espectro de respuesta en el programa DEGTRA para el sitio de estudio ubicado en “Las Palmas”, mientras que la figura 75 se observa el espectro de respuesta calculado por el IGEPN. Para sacar el valor de la

seudoaceleración, se ingresa el período calculado. El período del sistema  $T_s$  es calculado mediante la siguiente expresión

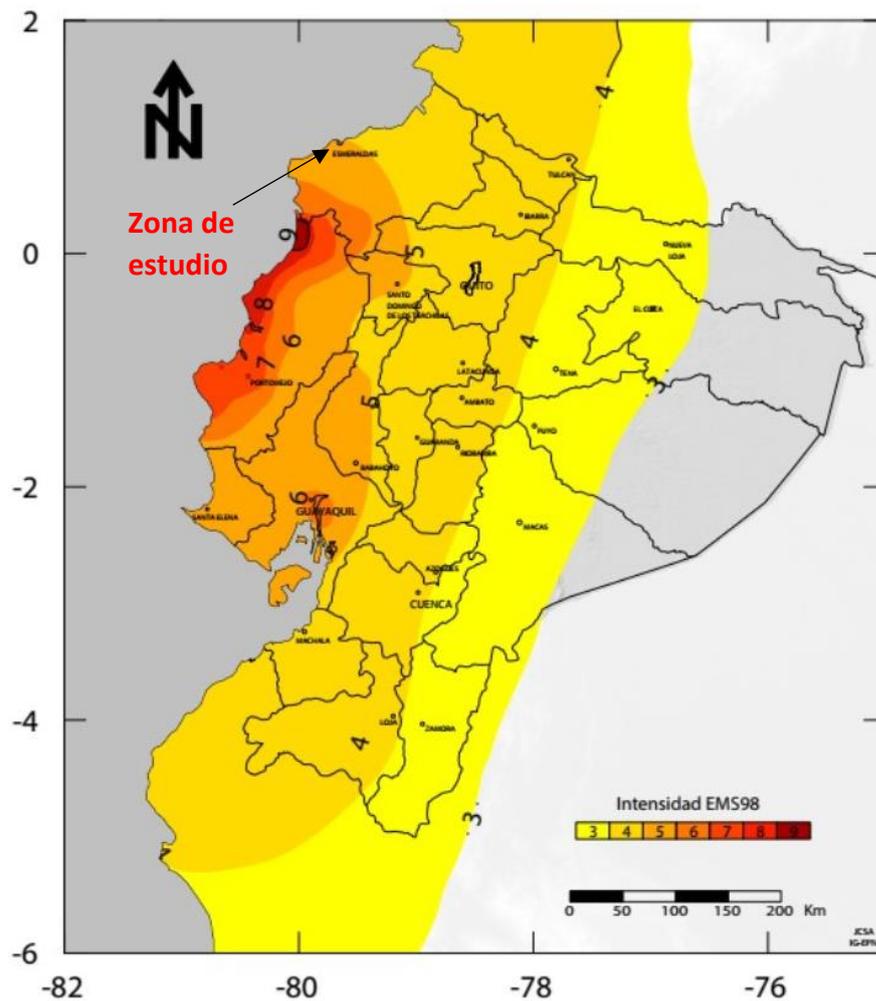
$$T_s = \frac{4H}{V_s} \quad (12)$$

$$T_s = \frac{4 * 32m}{161}$$

$$T_s = 0.795 \text{ seg}$$

La magnitud del momento sísmico del terremoto del 16 de abril de 2016 registrado en la zona de estudio fue de 6.8. A partir de este movimiento sísmico, se han generado más de 2124 réplicas (El Comercio, 2016)

En la figura 76 se muestra el mapa de intensidad del sismo del 16 de Abril de 2016. Este mapa se utilizó para el cálculo de desplazamientos en la zona de estudio pudiéndose verificar en el mismo que Esmeraldas está en un área de magnitud entre 5 y 6 según el IGEPN para el sismo mencionado.



**Figura 76** Magnitud del momento sísmico terremoto 16 de abril de 2016

**FUENTE:** (IGEPN, 2016)

#### 4.7.2 CÁLCULO DE DESPLAZAMIENTOS

Al introducir estos datos en la ecuación número (11) se obtiene un valor de desplazamientos de 7.2 centímetros.

$$\ln(D) = -1.10 - 2.83 * \ln(kh) - 0.333[\ln(kh)]^2 + 0.566 * \ln(kh) * \ln(Sa) + 3.04 * \ln(Sa) - 0.244[\ln(Sa)]^2 + 1.5 * Ts + 0.278(M - 7) \pm \varepsilon \quad (11)$$

$$\ln(D) = -1.10 - 2.83 * \ln(0.255) - 0.333[\ln(0.255)]^2 + 0.566 * \ln(0.255) * \ln(0.595) + 3.04 * \ln(0.595) - 0.244[\ln(0.595)]^2 + 1.5 * 0.795 + 0.278(6 - 7) \pm 0.66$$

$$D = 7.2 \text{ cm} \quad (\text{Desplazamiento con posibilidad de excedencia del 50\%})$$

### 4.7.3 VARIACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO SEGÚN $K_H$

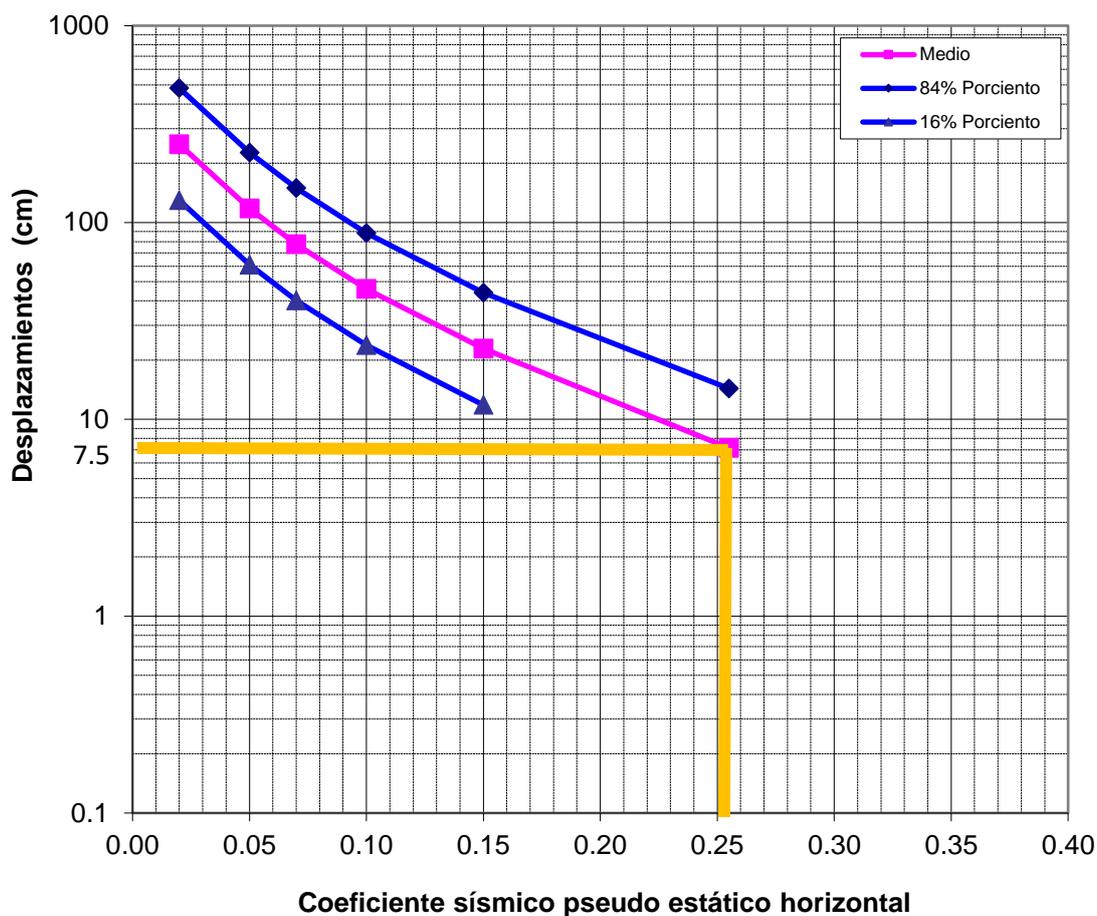
En la tabla 39 se muestra una relación entre distintos coeficientes sísmicos pseudo estáticos y los desplazamientos que ocurren debido a estos.

**Tabla 39**

Relación entre el coeficiente sísmico pseudo estático y desplazamientos inducidos

$k_h$	D (cm)	D medio (cm)	D1 (cm)	D3 (cm)
0.020	249.8	249.8	481.6	129.6
0.05	117.7	117.7	226.8	61.0
0.07	77.6	77.6	149.5	40.2
0.1	45.9	45.9	88.5	23.8
0.15	22.8	22.8	44.0	11.8
<b>0.255</b>	<b>7.8</b>	<b>7.2</b>	<b>14.3</b>	<b>3.0</b>
0.3	5.4	4.2	9.2	<1
0.4	2.7	<1	3.1	<1

En la figura 77 se grafican los datos calculados en la tabla 39; estos muestran la relación entre el coeficiente pseudo estático horizontal y los desplazamientos. Se observa que se dan los mayores desplazamientos con coeficientes sísmicos bajos; al mismo tiempo se deben tomar en cuenta dos factores importantes como la aceleración espectral y el período del sistema (suelo), cuando la aceleración espectral es muy alta y el período del sistema es bajo, sucederán desplazamientos mayores. La línea superior muestra la probabilidad de excedencia de deslizamientos del 16%, la línea inferior del 84% y la media una probabilidad de excedencia del 50%. Finalmente la línea continua amarilla, muestra el valor obtenido de deslizamiento en centímetros que existió en la ladera ubicada en Esmeraldas debido al sismo del 16 de Abril de 2016.



**Figura 77** Relación entre coeficiente sísmico pseudo estático horizontal y desplazamientos

**FUENTE:** (Bray & Travasarou, 2007)

#### 4.8 ANÁLISIS DE RESULTADOS

Este proyecto de investigación partió de la hipótesis de que los sismos y las precipitaciones abundantes en época invernal son factores desencadenantes para la ocurrencia de deslizamientos en la ladera estudiada. Los datos de precipitación facilitados por el INAMHI, además de los eventos históricos de deslizamientos debido a las lluvias, confirman el primer factor desencadenante de la hipótesis propuesta.

Para el segundo factor desencadenante, se utilizó como guía la norma ecuatoriana de la construcción para realizar un análisis dinámico del talud en la zona de estudio. Se obtuvo un coeficiente sísmico horizontal y vertical, los cuales dependen

de la zona sísmica de estudio, el factor de amplificación sísmica y el tipo de suelo del sector donde se van a utilizar los mismos. Los valores obtenidos de  $k_h$  0.255 y  $k_v$  0.085, sirvieron para obtener las cargas sísmicas que actúan en las dovelas del análisis por equilibrio límite que se realizó en la ladera.

Se realizaron ensayos de laboratorio y de campo para obtener los parámetros de resistencia al corte del suelo que conforma la ladera estudiada. Los parámetros esenciales para realizar un análisis de estabilidad de taludes son el ángulo de fricción del suelo y la cohesión. Para conocer los estratos presentes en la zona de estudio, se efectuaron ensayos de geofísica. Se realizaron 7 líneas sísmicas de 110 metros de longitud, ubicados en sectores estratégicos de la ladera. El ensayo arrojó 3 estratos presentes en la ladera denominados en este proyecto como nivel 1, nivel 2 y nivel 3, los cuales tienen una profundidad de 8 metros, 16 metros y 32 metros respectivamente. En la tabla 36, se resumen los parámetros de resistencia al corte y peso específico de los diferentes estratos presentes en la zona de estudio.

Una vez obtenido los parámetros de resistencia al corte del suelo y las cargas sísmicas, se procede a realizar un análisis por equilibrio límite utilizando el método de Morgenstern-Price para obtener el factor de seguridad de la ladera; este método divide la superficie de deslizamiento del suelo en dovelas. La elección de este método para este proyecto de investigación se dio por ser uno de los más rigurosos y completos, ya que permite obtener el equilibrio tanto de fuerzas como de momentos.

Mediante la ayuda de una hoja de cálculo realizada por el autor de este proyecto de investigación, la cual comprende el método de Morgenstern-Price, se realizó el análisis de 3 perfiles de la ladera (perfiles 4, 6 y 7). Los factores de seguridad obtenidos para estos perfiles fueron de 0.511 para el perfil 7, 0.505 para el perfil 4 y 0.518 para el perfil 6.

Así mismo, la norma ecuatoriana de la construcción establece una guía para encontrar los deslizamientos inducidos debido a las cargas sísmicas calculadas en este proyecto de investigación. Para este análisis se utiliza la pseudoaceleración espectral del sitio, el período de vibración del sistema (suelo) y la magnitud del momento sísmico.

Durante la realización de este proyecto de investigación, ocurrió un evento sísmico de gran intensidad cerca de la zona donde se encuentra la ladera en estudio. La intensidad de este evento sísmico fue de 6.8 EMS en la ciudad de Esmeraldas. Al analizar el espectro de respuesta, el período de vibración del sistema y la magnitud del momento sísmico del terremoto de Abril de 2016, se obtuvieron deslizamientos inducidos por carga sísmica de 7.2 centímetros.

Además de este cálculo de oficina, se tomaron fotografías del lugar post evento sísmico. La figura 78 muestra desplazamientos de hasta 16 centímetros en la zona de estudio, por lo cual se puede corroborar los datos obtenidos en oficina, con los datos visualizados en campo.



**Figura 78** Se observa el desarrollo de grietas de tracción (336/76 a 348/64) que se disponen en forma paralela a la ladera con aberturas de hasta 16 cm en la horizontal, en las coordenadas 648887E, 109333N; H: 31 msnm.

**FUENTE:** (Saldarriaga, 2016)

Una vez analizada dinámicamente la ladera, siguiendo la norma ecuatoriana de la construcción, se puede confirmar que los eventos sísmicos son factores desencadenantes de la inestabilidad de una ladera, lo cual es la segunda parte de la hipótesis con la que partió este proyecto de investigación.

Además de esta hipótesis, como un aporte adicional, se realizó un análisis de estabilidad cinemático de las discontinuidades presentes en la ladera de estudio. Este estudio concluye que la rotura planar se presenta estable, durante las geotrasversías se evidenció que algunas roturas presentan indicios de desplazamientos, por lo tanto se la cataloga como una estabilidad aparente (equilibrio límite) donde la actuación de factores desencadenantes (precipitaciones y aportes de agua, cambio de las condiciones hidrológicas, cambios de la geometría en la ladera, erosión o socavación al pie, cargas dinámicas) provocarían la inestabilidad de la ladera, lo cual reafirma la hipótesis planteada en este proyecto de investigación.

## CAPÍTULO V

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 5.1 CONCLUSIONES

Respecto a los parámetros de resistencia al corte del suelo.-

- Se obtuvieron valores de parámetros de resistencia al corte del suelo, presentes en el estrato superficial de hasta 8m de espesor, con suelo característico MH limos de alta compresibilidad de  $23.3^\circ$  de ángulo de fricción y 8.75 kPa de cohesión.
- Para el estrato intermedio de arcillolita, con espesores de hasta 8m, se obtuvieron valores de parámetros de resistencia al corte del suelo de  $21.29^\circ$  de ángulo de fricción y 70 kPa de cohesión.
- La capa inferior constituida por roca blanda limolitas y microconglomerados húmedos y de color verdoso, con espesores de hasta 20m, obtuvieron valores de resistencia al corte del suelo de  $38^\circ$  de ángulo de fricción y 23.5 kPa de cohesión

Respecto a los factores de seguridad.-

- Los factores de seguridad obtenidos en los perfiles de la ladera en condiciones dinámicas, fueron de 0.511, 0.505 y 0.518, los cuales dan a notar la inestabilidad latente de la misma.

Respecto a la medida de estabilización

- La medida de estabilización empleada, para evitar deslizamientos posteriores a la fecha de estudio, es la construcción de un sistema talud-berma que aliviará el peso que genera el suelo y estabilizará el mismo, además de la inclusión de pernos de anclaje de longitud variable. Con estas medidas de estabilidad, se obtuvo un factor de seguridad en condiciones dinámicas es 1.241, el cual es superior al factor de seguridad mínimo de 1.05 establecido en la NEC-15

Respecto a las deformaciones.-

- El desplazamiento calculado según el método de Bray & Travasarou bajo la influencia de un sismo es de 7.2 centímetros en la ladera de estudio tomando como referencia las aceleraciones registradas en el terremoto del 16 de Abril de 2016 en Ecuador.

- Las deformaciones medidas en el ancho de las grietas de tracción varían desde 7 a 16 cm, por tanto se puede concluir que el cálculo de la deformación inducida por carga sísmica, coincide para este caso con lo medido en el campo durante el estudio geológico.

Respecto a las condiciones geológicas del talud.-

- El buzamiento de las denominadas grietas de tracción GT-1 (332/72) coincide con el buzamiento de la ladera lo cual contribuye a la inestabilidad, ya que se encuentra en la misma dirección de la pendiente (320/32)

## 5.2 RECOMENDACIONES

- Se debe seguir la normativa NEC para el análisis de estabilidad de taludes la cual comprende: el estudio geotécnico donde se incluya la exploración directa e indirecta con cálculo de velocidades de ondas de compresión y de corte. Cálculo de los factores de seguridad en condiciones estáticas y dinámicas y, finalmente, el cálculo de deformaciones inducidas por carga sísmica.
- Se recomienda verificar las deformaciones calculadas con las deformaciones medidas in-situ
- Como se ha podido verificar en esta investigación, se recomienda incluir la caracterización del macizo rocoso previo al cálculo de estabilidad de taludes en condiciones estáticas y dinámicas.

## BIBLIOGRAFÍA

- Abramson, Lee, Sharma, & Boyce. (2002). *Slope Stability and Stabilization Methods*.
- Bieniawski. (1989). *Engineering Rock Mass Classifications: A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil, and Petroleum Engineering*. New York.
- Bray, & Travasarou. (2007). *Journal of Geotechnical and Geonvironmental Engineering, ASCE, V. 133(4)*.
- Carreño, Bravo, Suárez, & Tordesillas. (1999). *Registro y tratamiento de Acelerogramas*.
- Diario el Comercio. (1996). Excesivas lluvias ocasionan deslizamiento en Esmeraldas. *El Comercio*.
- Diario el Comercio. (2006). Familias sin hogar debido a deslaves en la ciudad de Esmeraldas. *El Comercio*.

- Diario el Universo. (1976). Excesivas lluvias ocasionan deslizamientos. *El Universo*.
- Diario el Universo. (1998). Deslave de tierra deja 2 muertes de saldo en la ciudad de Esmeraldas. *El Universo*.
- Earth, G. (2006). *Google Earth*. Obtenido de <https://www.google.es/intl/es/earth/>
- El Comercio. (10 de Julio de 2016). Se registran 5 sismos más en zona terremoto y réplicas suben a 2 124.
- IGEPN. (2016). *Informe Sísmico Especial N. 18 - 2016* .
- INAMHI. (1999). *Registro histórico de temperatura máxima absoluta en °C*.
- INAMHI. (2015). *Registro histórico de la cantidad total mensual de pluviosidad en mm*.
- INEC. (2010). *Censo de población y vivienda*.
- Kathiuska. (2013). *GAD Municipal de Esmeraldas*. Obtenido de <http://www.municipiosmeraldas.gob.ec/>
- Lin C-W., L. S.-H.-Y.-C. (2006). *Impacts of the Chi-Chi earthquake on subsequent rainfallinduced landslides in central Taiwan*.
- Morgenstern, & Price. (1965). *The analysis of the stability of general slip surfaces*.
- NEC. (2015). *Norma ecuatoriana de la Construcción. Capítulo 6 Geotécnica y Cimentaciones*.
- Ortuño, L. (2004). *Curso de Geotécnica para infraestructuras*. Sevilla.
- Perrin, J., & Janeau, J. (1998). *Diagnóstico general de la situación actual de la ciudad Misión de expertos*. Embajada de Francia en Ecuador: ORSTOM.
- Saavedra, A., & Vinuesa, I. (2013). *Implementación de un plan piloto para la gestión de riesgos para el fortalecimiento de los miembros de los comandos operacionales, en la jurisdicción de la ciudad de esmeraldas*. SANGOLQUÍ.
- Saldarriaga, P. (2016). *Análisis de estabilidad de taludes en condiciones dinámicas*.
- Sassa, K. F. (1995). *Landslides Triggered by the Hyogoken-Naanbu Earthquake*.
- Software, F. c. (2012). Obtenido de <http://www.finesoftware.eu/help/geo5/en/morgenstern-price-01/>
- Suárez, J. (2012). *Deslizamientos: Análisis geotécnico* . Bucaramanga.
- Vallejo, G. d., Ferrer, Oteo, & Ortuño. (2002). *Ingeniería Geológica*.