



**Universidad Autónoma de San Luis Potosí**

**Facultad de Ingeniería**

**Centro de Investigación y Estudios de Posgrado**

**LEVANTAMIENTO GEOMECÁNICO DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN LA  
CARRETERA TIERRA NUEVA – EL REALITO, MUNICIPIO DE VICTORIA  
GUANAJUATO KILÓMETRO 43+300 AL 45+140.**

**T E S I S**

Que para obtener el grado de:

Maestro en Ciencias en Geología Aplicada

Presenta:

Ing. Juan Esteban Ortiz López

Asesor:

Dr. Lorenzo Borselli

San Luis Potosí, S. L. P.

Diciembre de 2017



A los que llaman:

Conducidme desde lo ilusorio a lo Real.

Conducidme de las tinieblas a la Luz.

Conducidme de la muerte a la Inmortalidad.

Estas palabras no son mías: son del Maestro que me enseñó. Sin Él no hubiera podido hacer nada, pero con Su ayuda he puesto los pies en el Sendero. Vosotros también deseáis penetrar en este Sendero; y así, las mismas palabras que Él me dijo os ayudarán si queréis obedecerlas. No basta decir que estas palabras son bellas y verdaderas; quien desee lograr éxito debe hacer exactamente lo que ellas entrañan. Mirar la comida y decir que es sabrosa no satisfaría a un hambriento: ha de comerla. Así pues, no basta escuchar al Maestro: debéis practicar lo que Él aconseja, atendiendo a cada palabra y fijándoos en cada insinuación. Si no advertís una indicación, si no atendéis a una palabra, queda perdida para siempre, porque Él no las repite.

Fragmento del libro “A los pies del maestro”.

Jiddu Krishnamurti.

A todos aquellos que han formado parte de mi instrucción, con la esperanza que un día puedan decir con orgullo que fueron mis profesores, como yo digo que he sido su alumno.

## Agradecimientos

Aprovecho estas líneas para mencionar a todos aquellos que de alguno u otra forma han contribuido para la culminación de mi camino a lo largo de estos poco más de dos años, gracias por brindar luz para iluminar el camino.

Agradezco profundamente a CONACYT por darme la oportunidad de seguir creciendo profesionalmente financiando la investigación por medio del proyecto de Ciencia Básica No.184060 y la beca de posgrado PNPC no. 589240 de CONACYT. A la Universidad Autónoma de San Luis Potosí por alojarme como un nuevo hijo y al Instituto de Geología, un nuevo lugar más al que puedo llamar hogar.

Para María Trinidad Agudo Rentería mi compañera desde hace seis años, sin ti no sé si habría llegado hasta aquí, gracias por acompañarme a cada paso.

A mis amigas y compañeras por ayudarme a conocer este nuevo mundo llamado Geología en el cual me seguiré formando, gracias Irene Guadalupe Pérez Casillas, Karla Herrera Rico y Vianney Sosa Dávila.

A mi familia quien siempre me ha apoyado sin importar cuál sea la senda que elija, mis padres Juan Ortiz Machén Y Teresa López Zavala, mi más grande orgullo y tesoro, a mi hermana Leticia y mi cuñado Dante Luis quien me abrieran las puertas de su casa, una deuda que no sé cómo pagar, y sobre todo a esa luz que me guía y da fuerza desde la eternidad, a 12 años de tu partida aún no se cierra la herida que dejaste.

Al Ing. Juan Carlos Guel, Lic. Betzabé de la Torre, Ing. Erasmo Mata, considero que fueron más allá de sus funciones, gracias por su trabajo y amistad.

A los doctores del Instituto de Geología que han aportado para construir una nueva visión a mi alrededor, piedra a piedra, especialmente al Dr. Margarito Tristán González y al Dr. José Ramón Torres Hernández por su tiempo y consejos.

Una mención especial a Wendy Lorena Puente, Manuel Casabella y Ana Roció Hernández su tiempo y guía han dado mucho soporte en mi trabajo.

Finalmente a mi asesor, Dr. Lorenzo Borselli, usted ha colocado la piedra angular para mi formación, sus enseñanzas tiempo y dedicación son un ejemplo a seguir, gracias por todo.

# Índice

<b>Introducción.</b>	<b>3</b>
Objetivo.	4
Objetivos específicos.	4
Metas	5
<b>1. Descripción geológica y geomorfológica del área de estudio.</b>	<b>6</b>
1.1.- Localización y vías de acceso.	6
1.2.- Fisiografía.	8
1.3.-Geología regional.	10
1.4.-Geología del área	13
1.5- Hidrografía.	20
1.6.- Geomorfología.	23
1.7- Geología estructural.	26
<b>2. Metodología de levantamiento y de análisis de estabilidad.</b>	<b>29</b>
2.1- Análisis geomecánico.	31
2.1.1- Clasificación geomecánica RMR (Rock Mass Rating).	31
2.1.2- Clasificación geomecánica SMR.	37
2.1.3- Clasificación geomecánica.	39
2.1.4-Martillo de Schmidt.	41
2.2- Mecanismos de Falla en Taludes y análisis cinemático.	45
2.2.1- Caído.	49
2.2.2- Vuelco.	51
2.2.3- Rotura planar.	58
2.2.4- Rotura de cuña	61
2.2.5- Cono de fricción.	66
2.2.6- Debris flow.	72
2.2.7.-Método de dovelas.	79
<b>3. Resultados de la estabilidad de taludes.</b>	<b>84</b>
3.1- Análisis geomecánico.	84
3.2.- Análisis cinemático de la estabilidad de taludes.	88
3.2.1.- Deslizamiento en bloques.	88
3.2.2.- Análisis de la estabilidad de taludes con el programa SSAP.	101
3.3.- Debris flow.	107
3.4.- Casos puntuales	110

<b>4. Discusión.</b>	<b>112</b>
<b>Conclusiones.</b>	<b>117</b>
Recomendaciones.	119
<b>Referencias.</b>	<b>122</b>
<b>Anexos.</b>	<b>122</b>
Anexo A: Análisis granulométrico, tamizado en húmedo.	130
Anexo B: Resultados de la granulometría y plasticidad.	137
Anexo C: Propiedades físicas de los materiales.	143
Anexo D: Análisis geomecánico.	147
Anexo F: Análisis mediante SSAP (Slope Stability Analisis Program).	161
Anexo E: Perfiles del Debris Flow.	194

## Índice de figuras

Figura 1.- Ubicación regional del área e estudio enmarcada en un círculo cerca de la comunidad de Mineral El Realito. ....	6
Figura 2.- Ubicación de la zona de estudio donde se ubican la presa El Realito y la zona de estudio concerniente a este trabajo. ....	7
Figura 3.- Mapa Fisiográfico, modificado de Raisz (1959). ....	10
Figura 4.- Columna estratigráfica regional compuesta, del Campo Volcánico del Río Santa María, tomada de Guerrero-Ibarra (2011). ....	12
Figura 5.- Mapa geológico de la zona el Realito, modificado de Labarthe-Hernández et al. (1989). ....	19
Figura 6.- Estratigrafía del área de estudio en la presa El Realito. ....	20
Figura 7.- Ecurrimientos de la zona, tomada de CONAGUA; Estado de Guanajuato: “Manifestación del impacto ambiental, modalidad regional, sector hidráulico” ....	23
Figura 8.- Mapa de pendientes del área con las estaciones levantadas. ....	25
Figura 9.- Etapas de fallamiento en la región de la presa El Realito, tomada de Zanella Carrizales (2013). ....	27
Figura 10.- Talud ER-001 en el cual se observan 3 grupos de familias en la Ignimbrita el Órgano. ....	28
Figura 11.- Relación entre RQD y la separación de las diaclasas, tomado de Zhang (2005). ....	34
Figura 12.- Imagen escalada de talud estación sobre la ignimbrita el órgano mostrando las direcciones de las familias principales. ....	34
Figura 13.- Ángulo alfa en familias de discontinuidades, tomada de González de Vallejo et al. (2002). ....	35
Figura 14.- Fotografía escalada para a determinación del RQD e histograma resultante del análisis estadístico. ....	37
Figura 15.- Caracterización del macizo rocoso en función de los bloques basado en el entramamiento y las condiciones de las juntas, Adaptada de Hoek (2006). ....	40
Figura 16.- Comparación entre el GSI mapeado y el obtenido de $J. Cond_{89}$ y RQD. ....	41
Figura 17.- Correlación para el martillo Schmidt entre resistencia a compresión, densidad de la roca y rebote, Fuente: Miller (1965). ....	42
Figura 18.- Correlación y fórmula de Martillo de Schmidt - UCS por número de rebote “N” (Kihc & Teymen 2008). ....	43
Figura 19.- Gráfica de cajas correspondiente a las resistencias obtenidas con el martillo de Schmidt. ....	44
Figura 20.- Diferentes mecanismos de falla que se han presentado en el tramo carretero: a) deslizamiento en bloques, b) caídos, c) deslizamiento de tierra, d) flujo de escombros. ....	45
Figura 21.- Partes que conforman un deslizamiento, tomado de Deslizamientos: Análisis geotécnicos, Suarez-Díaz, (2009). ....	47
Figura 22.- Dimensiones de los movimientos en masa, IAEG <i>Commission on Landslides</i> (1990), tomado de: Deslizamientos: Análisis geotécnicos, Suarez-Díaz, (2009). ....	48
Figura 23.- Bloques en caída libre en roca fracturada, tomado de: Deslizamientos: Análisis geotécnicos, Suarez-Díaz, (2009). ....	50
Figura 24.- Bloque de gran tamaño caído en zona de brecha en la carretera Tierra Nueva- El Realito cuyo impacto y remoción manual daño la zona de asfalto. ....	51
Figura 25.- Vuelco por flexión, tomada de: Ramírez Oyanguren et al. en el libro “Mecánica de rocas: fundamentos e ingeniería de taludes” ....	52
Figura 26.- Desplome, tomada de Ramírez Oyanguren et al. en el libro Mecánica de rocas: fundamentos e ingeniería de taludes” ....	53
Figura 27.- Condiciones de vuelco de un bloque aislado, modificado de Kliche (1999 p. 41). ....	55
Figura 28.- Representación de los esfuerzos actuantes en un bloque dispuesto a fallo por vuelco. ....	56
Figura 29.- a) Rotura planar con grieta de tracción sobre la cresta del talud. b) Rotura planar con grieta de tracción sobre la cara del talud. ....	59
Figura 30.- Bloques que muestran un deslizamiento planar previo de bajo ángulo, ubicados en la carretera Tierra Nueva- El Realito. ....	61
Figura 31.- Cuña directa en perfil en un talud carretero, en ella se observa la línea de intersección o línea de deslizamiento y los planos de las familias buzando en sentidos diferentes. ....	62

Figura 32.- Cuña inversa en perfil en un talud carretero, se observa la línea de deslizamiento “I”, entre los planos de deslizamiento que buzan en el mismo sentido. ....	63
Figura 33.- Criterio de análisis para cuñas inversas y directas donde: A=Dir, buzamiento plano A, B=Dir. buzamiento plano B, I=Intersección de los planos A y B, Ta=Intersección de los planos A y talud, Tb=Intersección de los planos B y talud. ....	63
Figura 34.- Representación estereográfica de la rotura en cuña, se representan las relaciones geométricas a partir de los polos, las líneas de intersección entre los planos de deslizamiento, la cara del talud y la cara superior, así mismo la línea de deslizamiento. ....	64
Figura 35.- Cuña de 4.5 m de alto ubicada en la carretera Tierra Nueva- El Realito, la discontinuidad de la derecha es casi vertical y perpendicular al frente del corte.....	66
Figura 36.- Cono de fricción representando los esfuerzos actuantes de un objeto sobre un plano inclinado.....	67
Figura 37.- Determinación del JRC (Barton, 1977) y perfiles de rugosidad entre 1m y 10m (ISMR 1981).....	69
Figura 38.- Tilt Test realizado en campo en un bloque de la ignimbrita el órgano donde el ángulo obtenido es de 30° en condición seca. ....	72
Figura 39.- Composición de flujo de escombros donde se presentan tres zonas principales en las cuales la concentración y el tamaño de sólidos es la principal variación.....	75
Figura 40.- Sobreelevación generada por debris flow, Johnson y Rodine (1984). La acumulación se presenta sobre todo en las curvas del canal, por sus características de ancho del canal, pendiente y material de fondo. ....	76
Figura 41.- Material depositado durante flujo de escombros en la margen sur del Rio Santa María. ....	78
Figura 42.- Método de cálculo utilizado, tomado de: SSAP 2010 “ <i>un passo oltre...</i> ” (SLOPE STABILITY ANALYSIS PROGRAM) <i>Manuale di Riferimento Versione 4.8.8</i> (2017), Borselli (2017).....	79
Figura 43.- Talud ER-002 escalado a 1m donde se ven líneas guías para la medición de las discontinuidades. ....	85
Figura 44.- Estereograma del talud 1, condición más favorable al tener el ángulo de deslizamiento muy bajo. ....	89
Figura 45.- Estereograma del talud 1, condición inestable 1, la línea de intersección buza a la izquierda del talud. ..	90
Figura 46.- Estereograma del talud 1, condición inestable 2, la línea I buza en alto grado a la izquierda, sin embargo el FS muestra tendencia al deslizamiento. ....	91
Figura 47.- Deslizamiento en cuña en el talud 1, estación ER-002.....	92
Figura 48.- Estereograma del talud 2, estación ER-009 con una cuña con un plano cercano a la vertical.....	93
Figura 49.- Cuña en talud 2, estación ER-009 donde una de las familias redirige el esfuerzo del bloque sobre la roca del talud generando una condición de estabilidad. ....	94
Figura 50.- Deslizamiento planar en talud 3, estación ER-009, en la imagen a) observamos una imagen general del talud, en la figura b) la grieta que corre casi hasta la base con un alto grado de rugosidad y en la figura c) la apertura de la grieta de tracción. ....	96
Figura 51.- Estereograma del talud 3, estación ER-009 indicando un deslizamiento planar con una superficie tendiente a la vertical. ....	97
Figura 52.- Estereograma del talud 4, estación ER-012 representando un bloque tendiente al deslizamiento planar con una inclinación baja. ....	99
Figura 53.- Eventos en la zona de brecha, a) presenta un bloque caído en el corte superior donde se encuentra la tubería del acueducto, b) presenta un deslizamiento de al menos 2 toneladas de material sobre la carretera además de verse una zona de alteración que promueve la inestabilidad, c) trabajos durante la construcción mostrando material colapsado y el alto grado de inclinación del corte.....	102
Figura 54.- Perfil derecho de la zona de brecha con cinco líneas piezométricas distintas. ....	103
Figura 55.- Superficies tendientes al deslizamiento en la zona de brecha, perfil derecho, se toma esta captura arrojada por SSAP 4.8.4 como una visión general del problema. ....	104
Figura 56.- Perfil izquierdo de la zona de brecha con cuatro líneas piezométricas distintas. ....	105
Figura 57.- Resultado del factor de seguridad en el talud izquierdo de la zona de brecha en condición seca y sin aceleración sísmica. ....	106
Figura 58.- Sección de una curva en el arroyo donde se presentó el <i>debris flow</i> que incluye el ángulo del canal, ángulo de despositación y ancho del canal.....	107
Figura 59.- Bloques tendientes al colapso por pandeo y vuelco. ....	110
Figura 60.- Estación ER-010, acomodo en arco de la ignimbrita El Órgano en la estación ER-012. ....	111
Figura 61.- Factor de seguridad mínimo, condición seca, KH=0.....	161

Figura 62.- Factor de seguridad mínimo, condición seca, KH=0.06.....	162
Figura 63.- Factor de seguridad mínimo, condición seca, KH=0.1.....	163
Figura 64.- Factor de seguridad mínimo, condición saturada 1, KH=0.....	164
Figura 65.- Factor de seguridad mínimo, condición saturada 1, KH=0.06.....	165
Figura 66.- Factor se seguridad mínimo, condición saturada 1, KH=0.1.....	166
Figura 67.- Factor se seguridad mínimo, condición saturada 2, KH=0.....	167
Figura 68.- Factor se seguridad mínimo, condición saturada 2, KH=0.06.....	168
Figura 69.- Factor se seguridad mínimo, condición saturada 2, KH=0.1.....	169
Figura 70.- Factor se seguridad mínimo, condición saturada 3, KH=0.....	170
Figura 71.- Factor se seguridad mínimo, condición saturada 3, KH=0.06.....	171
Figura 72.- Factor se seguridad mínimo, condición saturada 3, KH=0.1.....	172
Figura 73.- Factor se seguridad mínimo, condición saturada 4, KH=0.....	173
Figura 74.- Factor se seguridad mínimo, condición saturada 4, KH=0.06.....	174
Figura 75.- Factor se seguridad mínimo, condición saturada 4, KH=0.1.....	175
Figura 76.- Factor se seguridad mínimo, condición saturada 5, KH=0.....	176
Figura 77.- Factor se seguridad mínimo, condición saturada 5, KH=0.06.....	177
Figura 78.- Factor se seguridad mínimo, condición saturada 5, KH=0.1.....	178
Figura 79.- Factor se seguridad mínimo, brecha 3, condición seca, KH=0.....	179
Figura 80.- Factor se seguridad mínimo, brecha 3, condición seca, KH=0.06.....	180
Figura 81.- Factor se seguridad mínimo, brecha 3, condición seca, KH=0.1.....	181
Figura 82.- Factor se seguridad mínimo, brecha 3, condición saturada 1, KH=0.....	182
Figura 83.- Factor se seguridad mínimo, brecha 3, condición saturada 1, KH=0.06.....	183
Figura 84.- Factor se seguridad mínimo, brecha 3, condición saturada 1, KH=0.1.....	184
Figura 85.- Factor se seguridad mínimo, brecha 3, condición saturada 2, KH=0.....	185
Figura 86.- Factor se seguridad mínimo, brecha 3, condición saturada 2, KH=0.06.....	186
Figura 87.- Factor se seguridad mínimo, brecha 3, condición saturada 2, KH=0.1.....	187
Figura 88.- Factor se seguridad mínimo, brecha 3, condición saturada 3, KH=0.....	188
Figura 89.- Factor se seguridad mínimo, brecha 3, condición saturada 3, KH=0.06.....	189
Figura 90.- Factor se seguridad mínimo, brecha 3, condición saturada 3, KH=0.1.....	190
Figura 91.- Factor se seguridad mínimo, brecha 3, condición saturada 4, KH=0.....	191
Figura 92.- Factor se seguridad mínimo, brecha 3, condición saturada 4, KH=0.06.....	192
Figura 93.- Factor se seguridad mínimo, brecha 3, condición saturada 4, KH=0.1.....	193
Figura 94.- Perfil 1 levantado cerca de la carreta caminando agua arriba del arroyo.....	194
Figura 95.- Perfiles 2 levantado aguas caminando aguas arriba.....	194
Figura 96.- Perfil 3 levantado caminando aguas arriba.....	195
Figura 97.- Perfiles 4 levantado en la parte más alta donde se tomaron datos de sobreelevación.....	195



## Índice de ecuaciones

Ecuación 1.- Cálculo tradicional de RQD. ....	32
Ecuación 2.- Frecuencia de discontinuidades por metro. ....	32
Ecuación 3.- Cálculo de RQD mediante el uso de frecuencia de discontinuidades por metro. ....	32
Ecuación 4.- RQD mediante ecuación lineal de frecuencia de discontinuidades por metro. ....	33
Ecuación 5.- Cálculo de SMR. ....	38
Ecuación 6.- Relación $J.C_{89}$ y GSI. ....	39
Ecuación 7.- Relación $J.C_{76}$ y GSI. ....	39
Ecuación 8.- Correlación del martillo de Schmidt y UCS, Kihc & Teymen, 2008. ....	43
Ecuación 9.- Volumen del deslizamiento. ....	46
Ecuación 10.- Velocidad de caída. ....	49
Ecuación 11.- Relación geométrica propicia para vuelco. ....	54
Ecuación 12.- Relación entre fricción e inclinación de un cuerpo deslizante. ....	55
Ecuación 13.- Peso del bloque. ....	56
Ecuación 14.- Momentos estabilizantes. ....	56
Ecuación 15.- Momentos volcantes. ....	56
Ecuación 16.- Momento volcante sin junta. ....	57
Ecuación 17.- Momento volcante con junta. ....	57
Ecuación 18.- Factor de seguridad en vuelco. ....	57
Ecuación 19.- Factor de seguridad mediante el análisis cinemático de un movimiento planar. ....	59
Ecuación 20.- Longitud del plano de discontinuidad. ....	59
Ecuación 21.- Cálculo de fuerzas intersticiales sobre el plano de deslizamiento. ....	59
Ecuación 22.- Cálculo de fuerzas intersticiales sobre la grieta de tracción. ....	59
Ecuación 23.- Peso de la masa deslizante, geometría caso a. ....	59
Ecuación 24.- Peso de la masa deslizante, geometría caso b. ....	60
Ecuación 25.- Factor de seguridad por el método de equilibrio límite para cuña. ....	65
Ecuación 26.- Factores adimensionales de la geometría de la cuña. ....	65
Ecuación 27.- Fuerzas normal y tangencial de un bloque sobre un plano inclinado. ....	67
Ecuación 28.- Fuerza de fricción resultante. ....	68
Ecuación 29.- Resistencia al corte. ....	70
Ecuación 30.- Ángulo de inclinación o dilatancia. ....	70
Ecuación 31.- Ángulo de fricción pico. ....	70
Ecuación 32.- Ángulo de fricción residual. ....	70
Ecuación 33.- Ángulo de fricción instantánea. ....	71
Ecuación 34.- Cohesión instantánea. ....	71
Ecuación 35.- Radio hidráulico de un canal. ....	76
Ecuación 36.- Velocidad de un flujo, Manning (1889). ....	76
Ecuación 37.- Coeficiente de rugosidad de un canal, Manning (1889). ....	76
Ecuación 38.- Velocidad de flujo Johnson y Rodine (1984). ....	77
Ecuación 39.- Corrección por menisco y desfloculante. ....	134
Ecuación 40.- Determinación de la concentración del suelo. ....	135
Ecuación 41.- Corrección por temperatura. ....	135
Ecuación 42.- Diámetro de las partículas. ....	135
Ecuación 43.- Valor de $\theta$ . ....	136

## Índice de tablas

Tabla 1.- Volúmenes mensuales de escurrimiento en El Realito, tomado de: “CONAGUA; Estado de Guanajuato, Manifestación del impacto ambiental, modalidad regional, sector hidráulico”.	22
Tabla 2.- Clasificación geomecánica RMR, Bieniawski (1989).	33
Tabla 3.- Tabla estadística para la determinación del RQD a partir de la medición de los bloques en una imagen escalada del talud.	36
Tabla 4.- Clasificación geomecánica SMR, Romana (1995).	38
Tabla 5.- Rugosidad entre el lecho del cauce y la mezcla del flujo, Xu y Feng (1979).	78
Tabla 6.- Métodos de cálculo, superficies que arroja y condiciones de equilibrio que utiliza.	82
Tabla 7.- Factor de disturbio D, modificado de Hoek et al. (2012).	83
Tabla 8.- Clasificación geomecánica de la estación ER-002.	86
Tabla 9.- Resultado de la estimación del GSI en los taludes carreteros.	87
Tabla 10.- Resultados del análisis geomecánico de los taludes.	88
Tabla 11.- Cálculo de factor de seguridad condición más estable, donde se presenta ángulo I bajo.	90
Tabla 12.- Cálculo de factor de seguridad condición inestable, condición más desfavorable en estado seco.	91
Tabla 13.- Cálculo de factor de seguridad condición inestable 2.	92
Tabla 14.- Análisis cinemático del talud 2, cuña con discontinuidad vertical.	94
Tabla 15.- Análisis cinemático del talud 3, deslizamiento planar sin condiciones sísmicas.	97
Tabla 16.- Análisis cinemático del talud 3, deslizamiento planar bajo condiciones sísmicas.	98
Tabla 17.- Análisis cinemático del talud 4, deslizamiento planar sin efecto sísmico.	100
Tabla 18.- Análisis cinemático del talud 4, deslizamiento planar bajo efecto sísmico.	100
Tabla 19.- Resultados del análisis de FS en el perfil derecho de la brecha.	103
Tabla 20.- Resultados del análisis de FS en el perfil izquierdo de la brecha.	106
Tabla 21.- Velocidad del debris flow presentando una comparación entre los métodos de Johnson y Rodine (1984) y los presentados por la metodología de Manning (1889) aunados a los parámetros n de Xu y Feng (1979).	108
Tabla 22.- Velocidad el flujo en cambio de régimen, flujo de agua analizado con la ecuación de Manning (1989).	109
Tabla 23.- Valores de $\theta$ (en ASTM D422 este parámetro es nombrado como K). Fuente: ASTM D42263 (2007) e2, Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils, ASTM International, West Conshohocken, 2007, <a href="http://www.astm.org">www.astm.org</a> .	136
Tabla 24.- Granulometría de las muestras ERC-001 y ERB-001.	137
Tabla 25.- Granulometría de las muestras ERS-001 y ERS-002.	138
Tabla 26.- Granulometría de las muestras ERS-003 y ER-S-01.	139
Tabla 27.- Granulometría de las muestras ER-BRF y ER-BR.	140
Tabla 28.- Granulometría de las muestras ER-ZALT y ER-BR2.	141
Tabla 29.- Carta de plasticidad obtenida de las muestras obtenidas en la zona de estudio.	142
Tabla 30.- Resultados de laboratorio de las muestras de suelo.	143
Tabla 31.- Resultados de laboratorio de las muestras de suelo.	144
Tabla 32.- Datos de la roca obtenidos en laboratorio.	145
Tabla 33.- Datos de la roca obtenidos en laboratorio.	146
Tabla 34.- Análisis geomecánico de la estación ER-001.	147
Tabla 35.- Análisis geomecánico de la estación ER-002.	148
Tabla 36.- Análisis geomecánico de la estación ER-003.	149
Tabla 37.- Análisis geomecánico de la estación ER-004.	150
Tabla 38.- Análisis geomecánico de la estación ER-005.	151
Tabla 39.- Análisis geomecánico de la estación ER-006.	152
Tabla 40.- Análisis geomecánico de la estación ER-007.	153
Tabla 41.- Análisis geomecánico de la estación ER-008.	154
Tabla 42.- Análisis geomecánico de la estación ER-009.	155
Tabla 43.- Análisis geomecánico de la estación ER-010.	156
Tabla 44.- Análisis geomecánico de la estación ER-0012.	157

Tabla 45.- Análisis geomecánico de la estación ER-013 ..... 158  
Tabla 46.- Análisis geomecánico de la estación ER-013b ..... 159  
Tabla 47.- Análisis geomecánico de la estación ER-014 ..... 160



## **Resumen**

El trabajo realizado representa una pauta en el estudio geotécnico y geomecánico dada la escases de información de la zona y en general en obras de esta índole. Si bien durante la construcción de la obra principal de la zona, la presa El Realito, los estudios físicos, geológicos e hidrológicos fueron bastos y variados no es lo mismo en las obras aledañas que aunque de menor envergadura representan una parte importante del desarrollo de la región, este es el caso de la carretera Tierra Nueva- El Realito la cual comunica una serie de pequeños poblados llegando a la Comunidad de El Realito y en la cual las condiciones que corresponden al área de brecha y al área de bloques son muy distintos a los encontrados en el área de la compuerta, lo cual marca la importancia de tener más datos de roca en las áreas aledañas ya que en el caso que le compete a este estudio la problemática aumenta debido a la traza de la carretera la cual cambia en gran medida los factores que aseguran la estabilidad.

El objetivo del presente trabajo plantea presentar las zonas de mayor inestabilidad cuantificando mediante un factor de seguridad para determinar el grado de riesgo, durante el desarrollo del estudio se fueron visualizando las principales problemáticas que interviene en la zona y que son o pueden llegar a ser puntos de extremo riesgo, los primeros eventos se originaron como generalmente ocurre en estas obras en las primeras semanas o meses, las lluvias y el trabajo que aún se mantenía en la zona se tradujeron en colapsos y caídas las cuales poco a poco van dando un grado de estabilidad mayor a los cortes al eliminar los bloques sueltos, sin embargo el grado y el número de eventos no menguaron si no que se fueron revelando otras zonas que aportan una situación de peligro tales como los flujos que se presentan.

La modelación final de los taludes nos marca no muchas zonas de riesgo, la mayoría son solo bloques que pueden llegar a obstaculizar la vía de comunicación con excepción de una zona de brecha la cual bajo diferentes condiciones de saturación nos da como resultado escenarios de obstrucción total, hasta el más desafortunado de todos donde la carretera misma colapsa destruyéndose gran parte de la infraestructura entre la que contamos el acueducto que abastece de agua diferentes ciudades.

## **Introducción.**

El crecimiento de la población arrastra consigo el aumento en la demanda de alimentos, servicios públicos, agua potable etc., para ello el desarrollo de infraestructura es un punto crucial. Por otro lado, el crecimiento desmedido de la mancha urbana que invade áreas en las cuales las condiciones necesarias para la construcción no son del todo idóneas genera sucesos tales como hundimientos, deslizamiento o caída de bloques en zonas con alta pendiente, la interacción de estos eventos con la infraestructura se traduce en daños a inmuebles y en casos extremos hasta las bajas de vidas humanas, en el caso que nos compete, la infraestructura sobre la que se basa nuestro estudio es la carretera Tierra Nueva- El Realito, esta ha sufrido sus primeros eventos que dañan su integridad bajo diversos eventos.

La necesidad de la geotecnia en la planeación de proyectos se ve expuesta no solo en zonas sísmicas o en las que se encuentran grandes precipitaciones, si no en todas aquellas en las que las superficies han sido alteradas, cambios en la pendiente de un talud producen rodamientos, vuelcos, desprendimientos y deslizamientos. En el proyecto de construcción de la carretera se ha aprovechado la traza anterior de terracería que se encontraba en el lugar, modificando un poco los cortes carreteros y en ocasiones creando un nuevo tramo, sin embargo los estudios correspondientes de geotecnia y análisis de riesgos no se encuentran en ningún documento o licitación.

Si bien en México los estudios de ingeniería geológica se han centrado en la mecánica de suelos orientada hacia las cimentaciones, debido a la problemática originada por los sismos y sus efectos en el centro de México, existe una enorme carencia en los estudios y en

la cartografía orientada a zonas rocosas y de baja interacción sísmica en la cual existen números y variados fenómenos.

Dos son los puntos a tratar desde el punto de la ingeniería geológica, el primero referente al diseño de proyectos donde el terreno, ya sea suelo o roca, constituye el soporte de la estructura al ser el primer elemento para su edificación. El segundo punto está enfocado a la mitigación y prevención de los daños causados por eventos resultantes de la inestabilidad del terreno disparado por causas naturales o antropogénicas llegando hasta los impactos ambientales, en este apartado trataremos los proyectos deficientes en los que la planeación no incluye los estudios pertinentes de mecánica de rocas, mecánica de suelos, ni los concernientes a la probabilidad de eventos causados por la evolución de la topografía entre los cuales encontramos rodamientos, flujos y deslizamientos.

### **Objetivo.**

Delimitar mediante el estudio geotécnico de los taludes ubicados en la carretera Tierra Nueva - El Realito aquellos eventos desfavorables que pueden causar pérdidas de vidas, económicas o de infraestructura mediante el mapeo geotécnico y geomorfológico con la finalidad de formular una serie de recomendación que ayuden a alargar la vida útil tanto de la carretera y a su vez detectar zonas que puedan perjudicar a las obras aledañas.

### **Objetivos específicos.**

- Identificar las condiciones mecánicas que originan las diferentes condiciones de inestabilidad de los taludes.



- Realizar la clasificación geomecánica de los taludes en la carretera mediante la comparación del RMR de Bieniawski (1989), el SMR de Romana (1995) y el GSI de Hoek (2006).
- Determinar los factores de seguridad de cada uno de los procesos de caídas de bloques y deslizamiento de suelos que pudiesen presentarse en el área mediante la metodología de equilibrio límite y el programa SSAP 4.8.4.
- Formular recomendaciones de estabilización de taludes y la zonificación de las posibles afectaciones al medio.

### **Metas**

- Obtener un estudio detallado del área con el fin de realizar una serie de recomendaciones que asegure la vida útil de la obra.
- Delimitar las áreas de posible riesgo a la población y a la infraestructura.
- Obtener una base metodológica para el estudio general de otros casos particulares.

# 1. Descripción geológica y geomorfológica del área de estudio.

## 1.1.- Localización y vías de acceso.

La zona estudiada enmarcada en la Figura 1 donde de igual manera se ven los poblados más cercanos y de mayor relevancia se localiza en el municipio de Victoria, Guanajuato con  $21^{\circ} 36' 22''$  en Latitud Norte y  $-100^{\circ} 14' 37''$  en Longitud Oeste, coordenadas UTM X: 371250 m; Y: 2389770 m en la margen sur del Rio Santa María, con mayor especificación en el tramo carretero de la vialidad a la comunidad del Realito con cotas 43+300 - 45+140. En la Figura 2 se muestra de una forma local el área de estudio ceca de la presa El Realito.

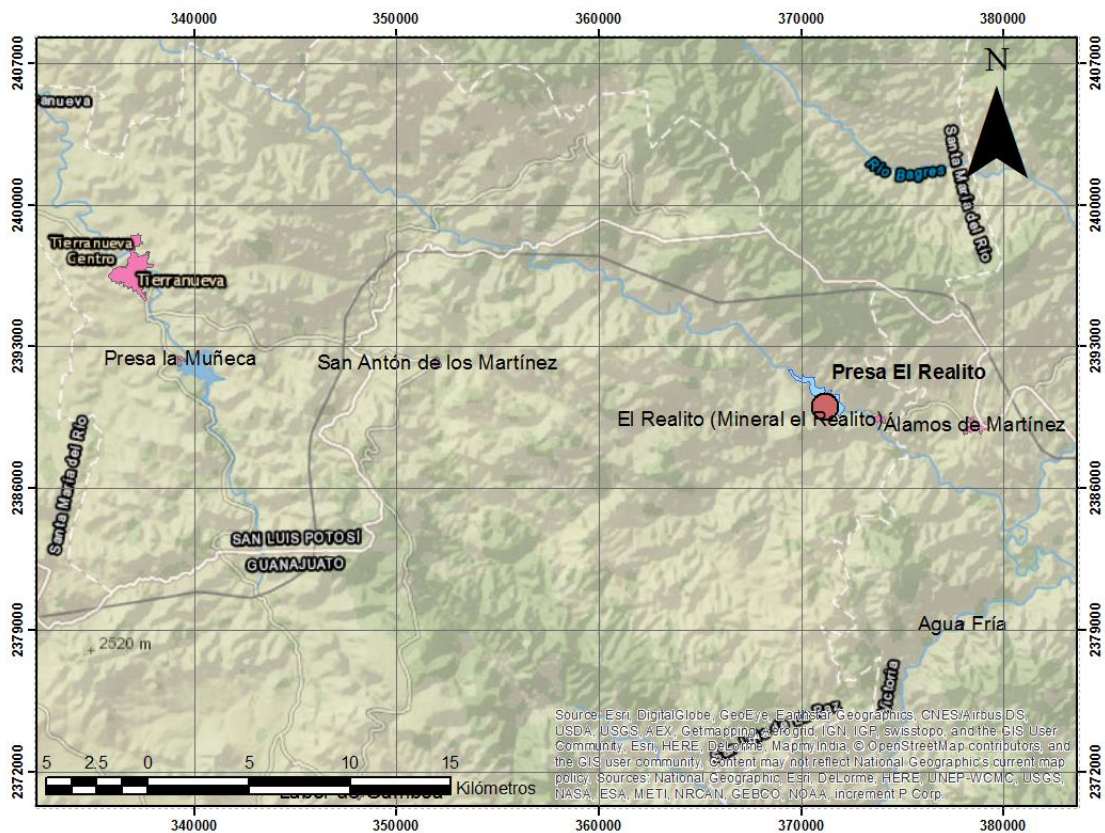


Figura 1.- Ubicación regional del área e estudio enmarcada en un círculo cerca de la comunidad de Mineral El Realito.

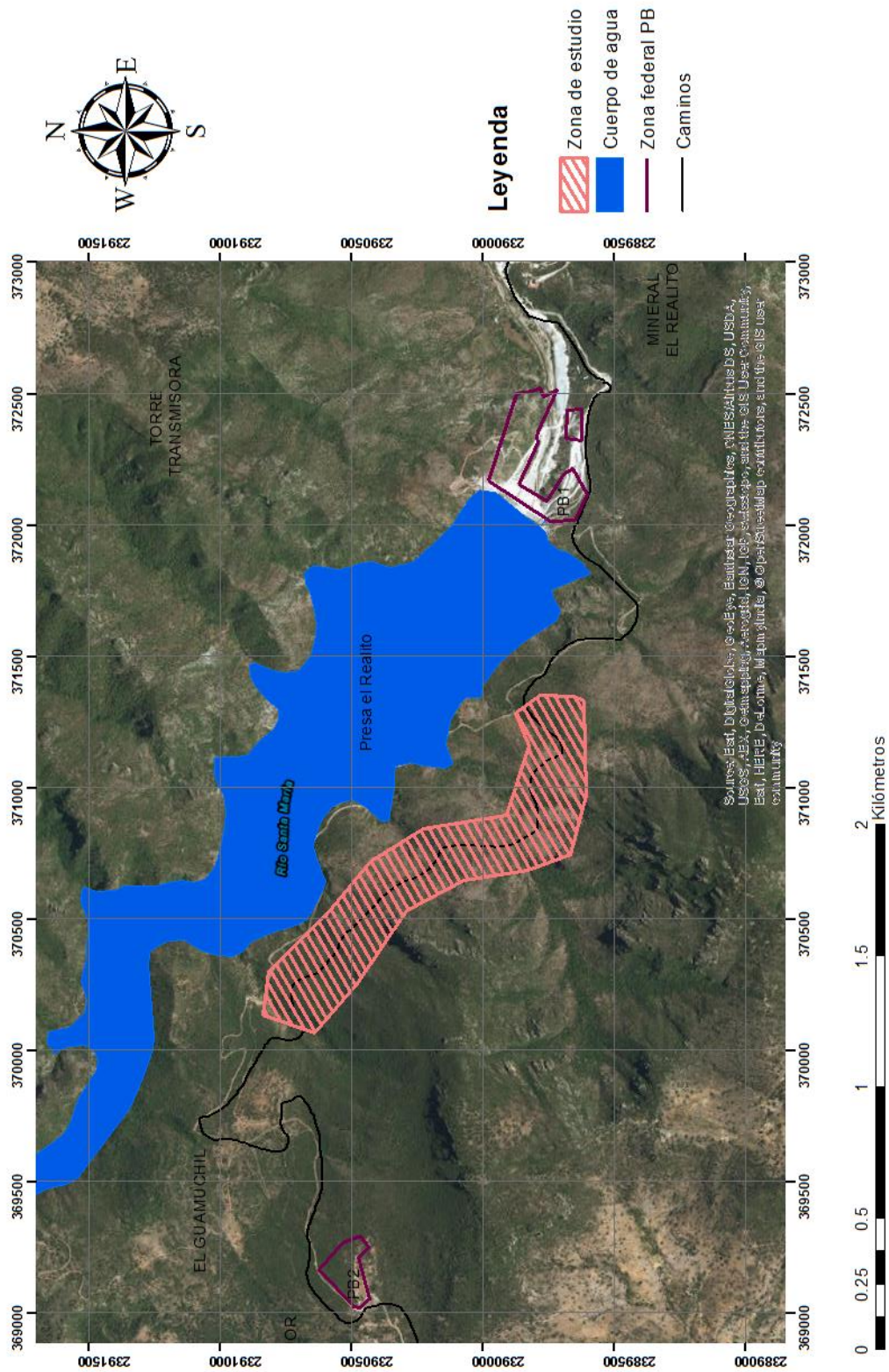


Figura 2.- Ubicación de la zona de estudio donde se ubican la presa El Realito y la zona de estudio concerniente a este trabajo.

## **1.2.- Fisiografía.**

De acuerdo a la clasificación de provincias fisiográficas de la República Mexicana de Raisz (1959), que se puede apreciar en la Figura 3, la zona de estudio se encuentra entre las provincias Sierra Madre Oriental y la Mesa Central, para ser más específicos en las subprovincias denominadas Sierras y Llanuras de Guanajuato y Carso Huasteco respectivamente.

La Sierra Madre Oriental está compuesta fundamentalmente por rocas sedimentarias de origen marino de edades jurásicas y cretácicas que fueron deformadas y plegadas a finales del Mesozoico y principios del Terciario por la orogenia Laramide. Esta provincia está situada al oriente de México, tiene dirección norponiente- suroriente y va desde el norte de la ciudad de Monterrey en el estado de Nuevo León y culmina en el estado de Veracruz con una longitud aproximada de 1350 km. El punto de elevación más alto de la Sierra Madre Oriental es un empate entre el Cerro el Potosí con una elevación de 3,700 m ubicado a 15 km al surponiente de la cabecera municipal de Galeana en el estado de Nuevo León, Cerro de San Rafael al norponiente de la comunidad de la viga en Arteaga Coahuila con 3,751 m y Sierra de la Marta la cual en su cúspide se encuentra el límite fronterizo entre Arteaga Coahuila y Rayones Nuevo León y posee una altitud de 3,700 m. Comprende parte de los estados de San Luis Potosí, Guanajuato, Zacatecas, Coahuila, Durango, Hidalgo, Nuevo León, Veracruz, Puebla, Querétaro y Tamaulipas.

La subprovincia de Sierras y Llanuras de Guanajuato se encuentra al sur de la Mesa Central. Consta de llanuras angostas entre sierras volcánicas que cubren la mayor parte del territorio y colindan de manera abrupta en el suroriente con la Sierra Gorda, integrante de la

Sierra Madre Oriental. Abarca la porción surponiente de la entidad, comprende el municipio de Villa de Reyes y parte de los de Cerro de San Pedro, Mexquitic de Carmona, San Luis Potosí, Santa María del Río, Soledad de Graciano Sánchez, Tierra Nueva, Villa de Arriaga y Zaragoza.

Por su parte la Mesa Central la describe Ortega-Gutiérrez *et al.* (1992) como: “Provincia geológica del periodo terciario de origen volcánico y ambiente de arco continental”. Se puede describir como una provincia mayormente plana, ubicada al centro del país caracterizada por amplias llanuras interrumpidas por algunas sierras. Su altitud promedio va de los 1,700 a los 2,300 m, por lo que puede subdividirse en dos regiones; la región sur con cotas por encima de los 2000 msnm con excepción del valle de Aguascalientes, es una zona montañosa con rocas volcánicas de edad Cenozoica mientras que la región norte posee una mayor extensión debido a una mayor erosión por lo que sus cotas están por debajo de los 2000 msnm presenta grandes cuencas continentales rellenas de aluviones y lacustres, las rocas más antiguas que afloran en la región son de edad triásica y delimitan toscamente el margen continental para ese periodo, esta provincia comprende parte de los estados de San Luis Potosí, Zacatecas, Aguascalientes, Guanajuato, Durango y Jalisco.

La subprovincia de Carso Huasteco limita al norte con las subprovincia de Sierras y Llanuras Occidentales y Gran Sierra Plegada. Esta región cárstica es una de las más extensas del país, abarca 15.52% de la superficie total del estado de San Luis Potosí. Dentro de territorio Potosino está constituida casi exclusivamente por sierras, encontrándose sólo algunos cañones, valles y llanuras.

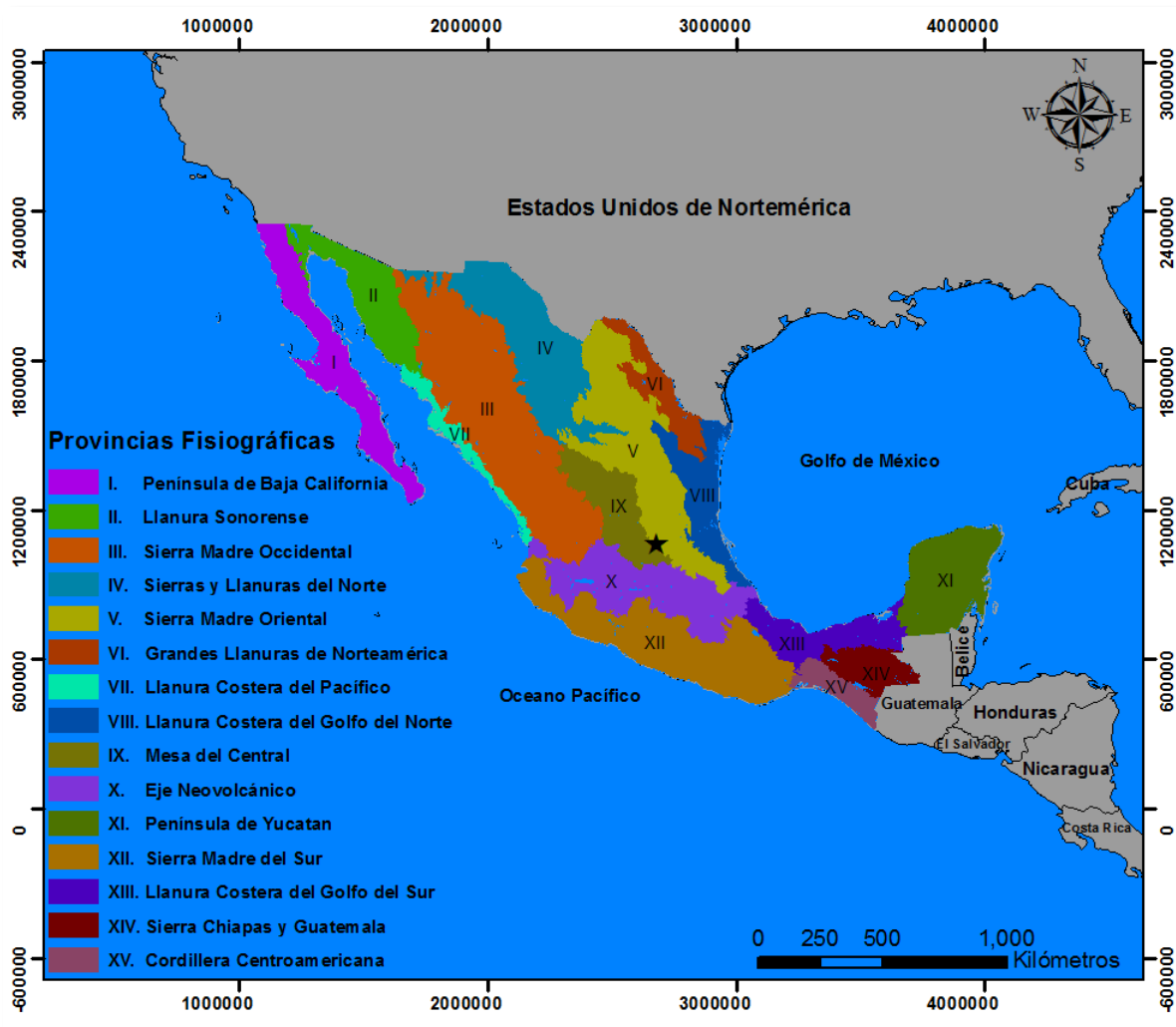


Figura 3.- Mapa Fisiográfico, modificado de Raisz (1959).

### 1.3.-Geología regional.

El área de estudio se encuentra sobre un paquete grueso de rocas volcánicas terciarias ubicadas en el extremo oriental de la plataforma Valles-San Luis Potosí (PVSLP), unidad paleogeográfica del mesozoico, a su vez la margen poniente de la plataforma también corresponde al extremo surponiente de la provincia de la Sierra Madre Oriental dentro de lo que se conoce el Campo Volcánico del Río Santa María (CVRSM), descrito por Labarthe-

Hernández *et al.* (1989), este campo volcánico se encuentra constituido por rocas volcánicas y sub-volcánicas del oligoceno (32-28 Ma., Tristán González *et al.*, 2009). La secuencia volcánica está formada por rocas efusivas y piroclásticas muy voluminosas de composición riódacítica a riolítica con un espesor alrededor de los 1000 m. El paquete volcánico descansa sobre una secuencia cretácica calcárea marina denominada Formación El Abra la cual consta de estratos que van de lo grueso a lo masivo de caliza e plataforma.

Zanella Carrizales (2013) en su tesis de licenciatura describe el vulcanismo de edad entre 32 y 28 Ma. el cual consiste en dos ciclos bien diferenciados, la andesita Casita Blanca y riódacita del Carmen que son predominantemente lávicos y el segundo piroclástico encontrándose ahí la toba Álamos, la ignimbrita Reomórfica e ignimbrita El órgano. Cubriendo a las rocas volcánicas encontramos aluvión y coluvión del Oligoceno Tardío-Mioceno.

Cubriendo parte de la topografía actual encontramos coluvión como parte de la desintegración del paquete volcánico en forma de arenas a gravas y un alto contenido de bloques pequeños angulosos producto del colapso de las rocas, mientras que en la parte cercana al río se encuentra aluvión arrastrado por la corriente el cual es una porción más fina que el coluvión, este va de limos a gravas redondeadas, en general está cubierta aluvial se encuentra formando terrazas en el margen del río, y la coluvial en las laderas de los cerros.

Sobre la superficie encontramos fallas laterales izquierdas con orientación NW-SE generando transpresión y transtensión lo que causó cataclasis y un acomodo de bloques de litologías distintas. Finalmente un evento de extensión NE-SW ocurrido en el Oligoceno

Medio puso en contacto las secuencia calcárea de la sierra madre oriental y las rocas volcánicas.

Una columna estratigráfica regional ampliada a las formaciones que se encuentran en un contexto espacial más amplio de la se observa en la Figura 4 tomada de la tesis de licenciatura de Guerrero-Ibarra.

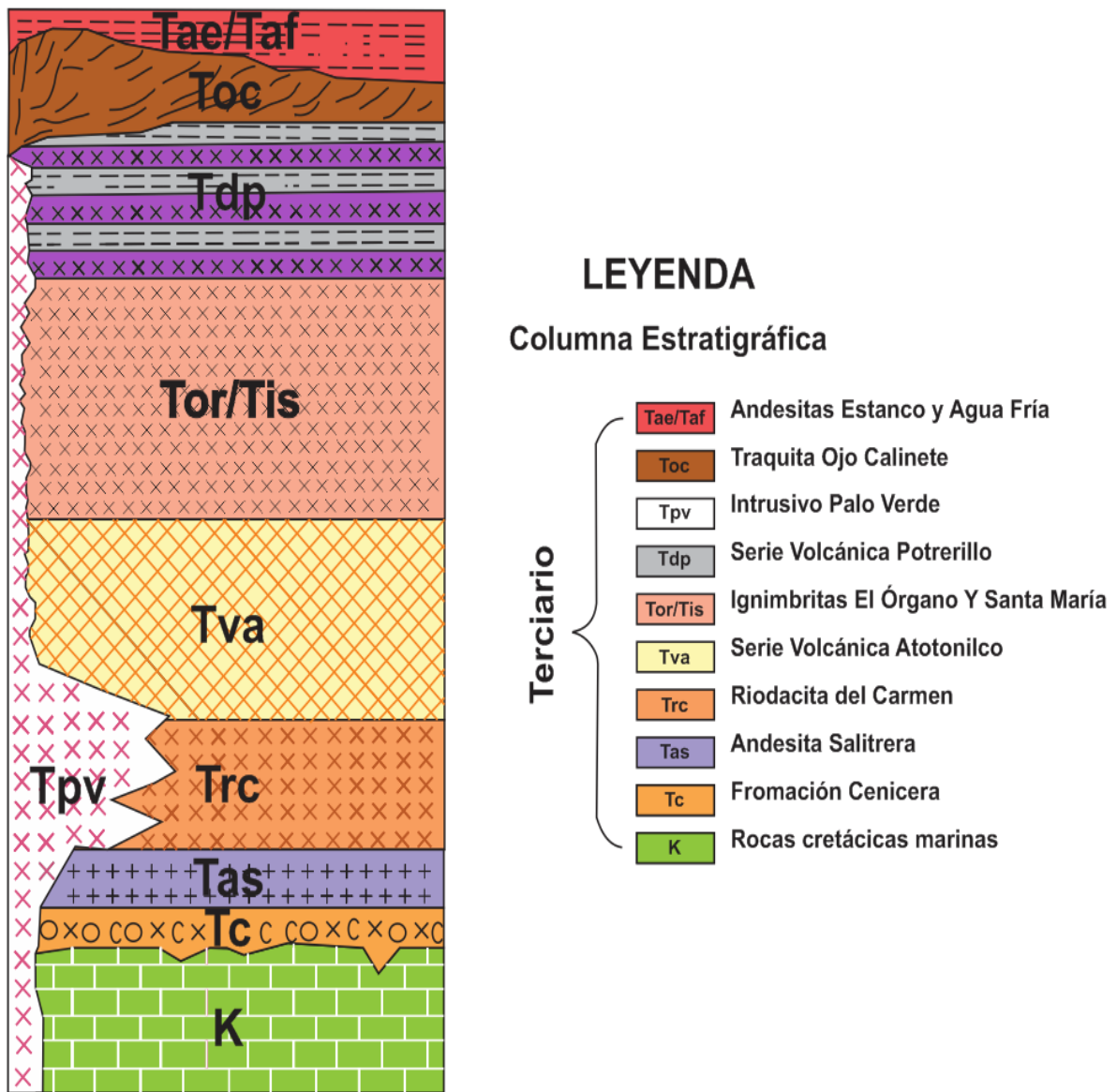


Figura 4.- Columna estratigráfica regional compuesta, del Campo Volcánico del Río Santa María, tomada de Guerrero-Ibarra (2011).



#### 1.4.-Geología del área

La geología del área se encuentra iniciada por las calizas arrecifales de la Formación El Abra la cual previo a la llegada del paquete de rocas volcánicas poseía una topografía muy irregular, posteriormente se depositaron las rocas voluminosas pertenecientes a la riolacita del Carmen posteriormente vino una erupción gigante de flujos piroclásticos riolíticos, la Toba Alamas fue lo primero en depositarse seguido de la Ignimbrita El Órgano, finalmente la capa más superficial es la que comprende al aluvión y coluvión producto de la desintegración de este paquete de rocas volcánicas y del arrastre fluvial, la Figura 5 presenta el mapa geológico del área y la Figura 6 la respectiva columna estratigráfica.

#### Estratigrafía del área.

Formación El Abra (Kta):

Cretácico inferior.

- Definición: Descrita por Carrillo-Bravo (1971) para gran parte de la porción central y norte de la plataforma Valles-San Luis Potosí, también se le conoce como Formación El Doctor para los afloramientos de la porción sur de la plataforma (Wilson *et al.* 1955).
- Distribución: Los afloramientos de la Formación El Abra se localizan al oriente de la presa El Realito, consisten en capas gruesas y bancos de caliza en ocasiones masiva por lo cual no se distingue estratificación.
- Litología y espesor: Carrillo- Bravo (1971) escribe que consiste en dos unidades, la inferior de calizas masivas de grano fino color gris crema, cuenta

con presencia de fósiles. La unidad superior son capas de caliza acomodadas en capas de 0.5-6.0 m intercaladas con lutita y presencia de nódulos y lentes de pedernal negro. Esta unidad tiene un espesor aproximado de 1,000 m.

- Relaciones estratigráficas: Subyace discordantemente en la zona de estudio a la riocacita Del Carmen, el contacto inferior no se conoce en la zona.
- Edad: La edad de la Formación El Abra se ubica en el Aptiano-Cenomaniano (Carrillo-Bravo, 1971) ubicándolo con los ejemplares de fósiles miliólidos y algunos ejemplares de *Toucasia* sp.

Riocacita del Carmen (TRC).

Terciario (Oligoceno).

- Definición: Descrita informalmente en la carta geológica de la hoja Melchor por Labarthe-Hernández, *et al.* (1983), toma su nombre de los afloramientos encontrados en el poblado de hacienda del Carmen en el municipio de Tierra Nueva, S.L.P. Es una roca de color café rojizo o amarillento, de textura porfírica con un 15% de fenocristales hasta de 6 mm de plagioclasa, sanidino, cuarzo y óxidos de hierro con matriz desvitrificada. En algunos lugares se encuentra altamente alterada, con nódulos de óxido de hierro. En el área se presenta cerca del poblado El Realito como roca brechada.
- Distribución: Abarca prácticamente todo el CVRSM Labarthe-Hernández *et al.* (1982). En el área de El Realito la distribución es bastante amplia, concentrándose mayormente en hacia la parte norte, centro y suroeste.

- Litología y espesor: Esta roca cubre casi toda la zona de estudio, Guerrero Ibarra (2011) la describe como:

“Roca de color gris claro a gris rosáceo de textura porfirítica, con un 15% de fenocristales de 3-6 mm de plagioclasa, sanidino y cuarzo subordinado, con relativa abundancia de ferromagnesianos alterados en una matriz desvitrificada Presenta halos de alteración diferencial dando apariencia de brecha. Muy cerca del contacto con la caliza la roca está muy alterada, de color rojizo-amarillento. Tiene tanto en la cima como en su base horizontes brechosos. Puede presentar abundantes huecos de desgasamiento sobre todo hacia su cima, donde es común que esté brechada y con huecos producto de escape de gases.”

- Relaciones estratigráficas: Está cubierta por casi todas las rocas del CVRSM estando está descansando en la zona sobre las calizas de la Formación El Abra.
- Edad: No se ha determinado la edad absoluta por métodos radiométricos, pero por su posición estratigráfica, anterior a la Ignimbrita del Órgano, se le puede colocar en el Oligoceno temprano.

Toba Álamos (Tta)

Terciario (Oligoceno temprano).

- Definición: Descrita en el primer trabajo de cartografía sobre el Realito por Labarthe Hernández *et al.* (1989), en este trabajo se describe a la unidad como una toba color crema depositada por el aire, estratificada, gradada, con un

vitrificado negro lenticular en su base, en su trabajo de licenciatura Guerrero-Ibarra (2011) describe la parte superior de esta unidad como un flujo de ceniza de color rosa sin soldar con un porcentaje de fenocristales de cuarzo y sanidino del 3 % cuyo tamaño va de 1-3 mm, con pómez colapsada.

- Distribución: Se encuentra en el margen derecho del vaso de la presa sobre el camino a San Antón y en segmentos en la margen izquierda
- Litología y espesor: Su localidad tipo se describió en la localidad de Álamos de Martínez. Se trata de un depósito piroclástico estratificado y gradado en su base en capas de 10 a 40 cm con líticos aislados de 5 cm, los cuales corresponde a oleadas piroclásticas, mientras que en su parte superior se encuentran intercalados entre las oleadas horizontes lenticulares de depósitos epiplásticos. Su espesor es variable, en la zona alcanza hasta los 40 m de espesor.
- Relaciones estratigráficas: Esta unidad descansa en forma irregular sobre la riolacita Del Carmen en algunos casos con basculamiento casi vertical, la Ignimbrita el órgano que la suprayace tiene un acomodo tal que el basculamiento de la toba se debe al acomodo de deposición sobre el cual se acomodó la ignimbrita el Órgano
- Edad: Este flujo piroclástico se puede considerar como un evento previo a la erupción de la ignimbrita el órgano que la suprayace, por lo que su edad queda dentro del oligoceno temprano.

## Ignimbrita El Órgano (Tor)

Terciario (Oligoceno temprano).

- Definición: Descrita informalmente por Labarthe-Hernández *et al.* (1984) con el nombre de Ignimbrita El Órgano, anteriormente Grassel (1979) la había nombrado “*Yellow Unit*”.

Es un paquete formado por dos flujos de ceniza soldada separados por un vitrófido lenticular el cual marca el cambio de la unidad de enfriamiento y por dos horizontes de brecha que afloran al poniente del campo.

- Distribución: Se encuentra aflorando en la porción sur del área de estudio, en sobre todo sobre la carretera a San Antón.
- Litología y espesor.- Roca color gris rojizo de textura porfídica y fluidal con 10 a 15 % de fenocristales de 2 a 5 mm mayormente plagioclasa subhedral de 2-3 mm, sanidino euhedrales de 4-5 mm y cuarzo subhedral a anhedral en una matriz desvitrificada, pómez colapsada y líticos aislados, su espesor llega a los 300 m en las partes altas
- Relaciones estratigráficas: La Ignimbrita El Órgano suprayace discordantemente a la Formación El Abra al sur de la zona, localmente la Ignimbrita descansa sobre la Toba Álamos y se encuentra cubierta por depósitos aluviales y coluviales.
- Edad: Ruiz (1980) la fechó utilizando el método K/Ar de  $29.12 \pm 0.32$  Ma. en las mina de fluorita Las Cuevas, establecen que esta ignimbrita salió con el colapso de la ahora nombrada Caldera de Milpa Grande.

### Deposito coluvial (Qcl).

Estos depósitos se encuentran sobre todo aguas arriba del Rio Santa María al poniente de la zona de estudio, las laderas de los cerros se encuentran cubiertas por este material producto de la desintegración y depositación.

Guerrero-Ibarra (2011) separa estos depósitos en dos grupos: en primer lugar los que forman terrazas en las márgenes del rio; formados por clastos y bloques de gran tamaño que llegan a alcanzar el metro de diámetro engullidos en material limo-arenoso, generalmente estos bloques son una combinación de bloques redondeados por el rodamiento que sufren por la actividad fluvial combinados con materiales de caída de las laderas, su espesor puede llegar a los 10 m de espesor. La segunda categoría corresponde a depósitos englobados en material limo-arenoso de bloques y clastos que descansan en las pendientes, estos clastos tienen su origen en las rocas volcánicas encontradas en la zona, es decir de la riodacita del Carmen, la toba Álamos y de la Ignimbrita El Órgano, el deposito más reconocible de esta categoría se encuentra al norponiente de la zona, en el margen sur del Rio Santa María, donde toda ladera sur está ocupada por un deposito grueso sin consolidar de fragmentos angulares de riodacita del Carmen e Ignimbrita el Órgano en una matriz limosa de color rosáceo

### Aluvión (Qal)

Estos depósitos arrastrados por corrientes de agua se encuentran en partes bajas y depresiones, se encuentran formando terrazas en el cauce del rio principalmente. Es la unidad más superficial, se encuentra compuesta de arenas limos y gravas.

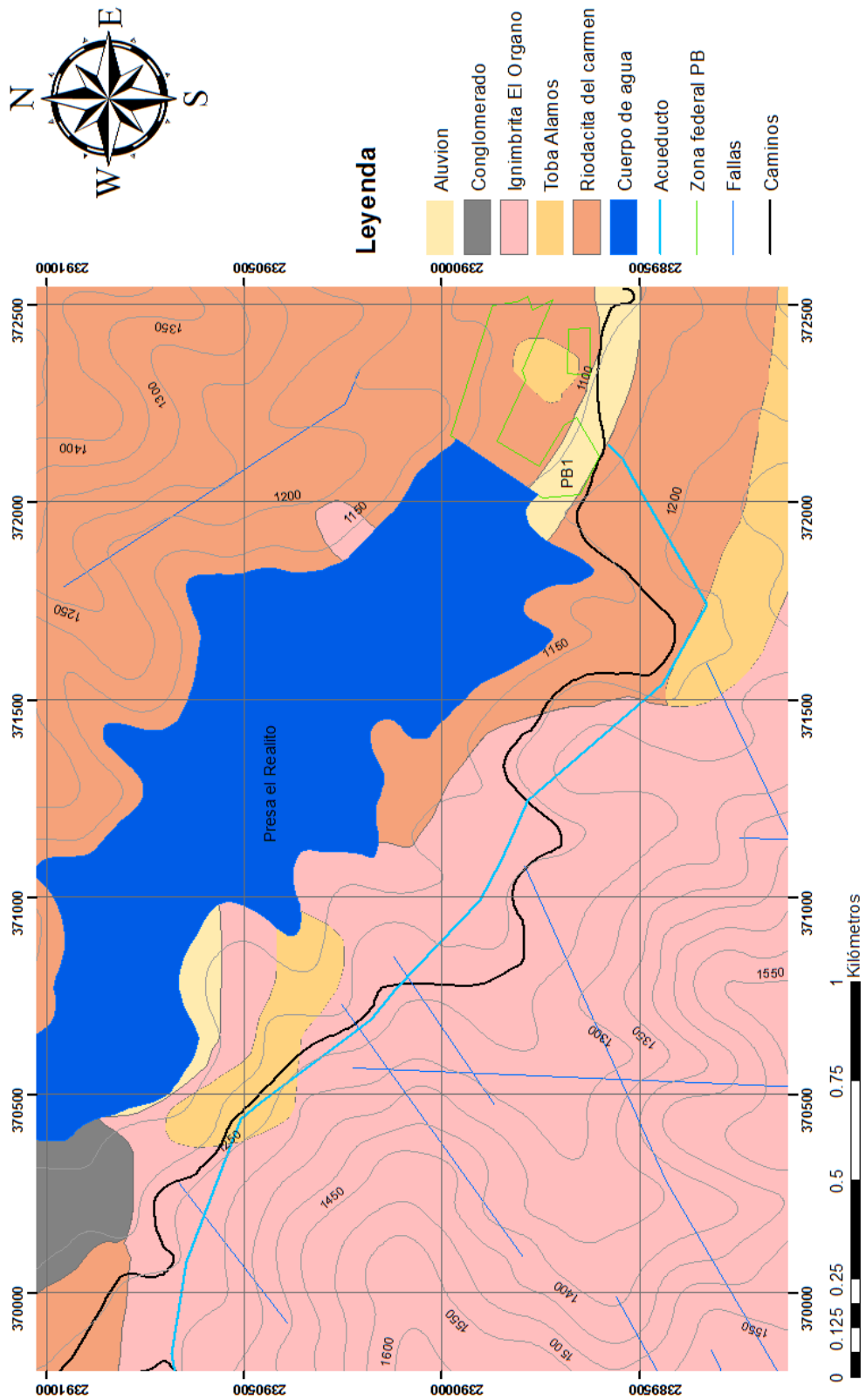


Figura 5.- Mapa geológico de la zona el Realito, modificado de Labarthe-Hernández et al. (1989).

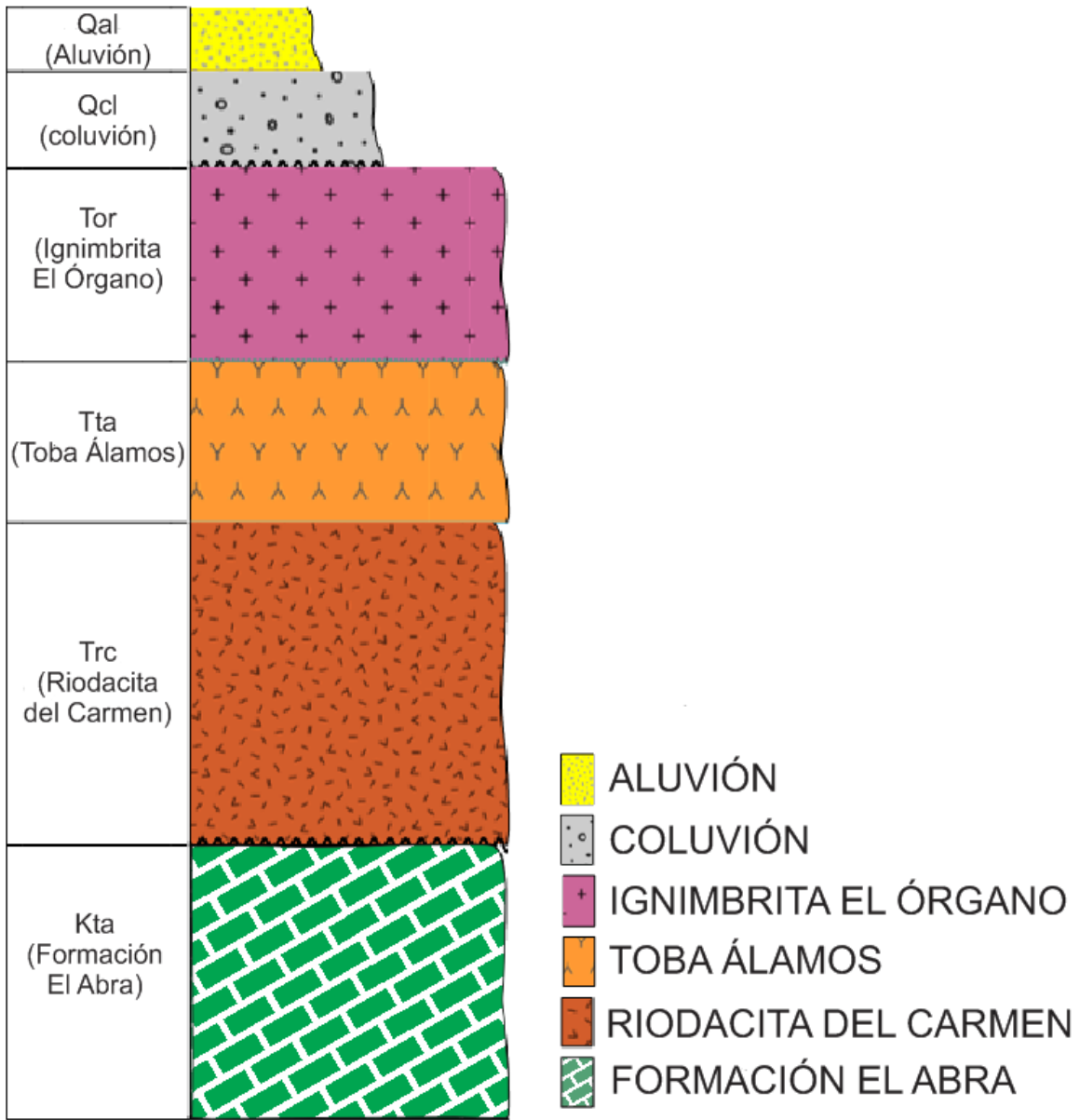


Figura 6.- Estratigrafía del área de estudio en la presa El Realito

### 1.5- Hidrografía.

Una de las variables que más intervienen en un estudio de esta índole es sin duda la que se refiere a la precipitación, la presencia de humedad modifica de gran manera las condiciones mecánicas de los elementos, en este caso de los bloques de roca y del material



no consolidado, por lo que conocer los datos pluviométricos de la zona es de gran importancia para afrontar y estimar las condiciones que pueden llegar a generarse.

La zona posee el contraste que existe en el estado de San Luis Potosí, donde la variación de climas, fauna y flora varían ampliamente a lo largo y ancho de la entidad.

El clima de la región en la que se encuentra el área de estudio varía de seco estepario a desértico según Köppen, modificado por García-Amaro (2004), la Comisión Estatal del Agua (CONAGUA, 2005) del estado de Guanajuato como parte de su estudio integral para la presa El Realito denominado “Manifestación del impacto ambiental, modalidad regional, sector hidráulico” enmarca tres diferentes climas usando 11 diferentes estaciones climatológicas las cuales varían en función de la ubicación, sobre todo la altitud, y la vegetación, a grandes rasgos la temperatura media anual es cercana a los 18° C mientras que en el mes más fríos este varía entre 3° C y 18° C, en los meses cálidos es mayor a los 18° C con variaciones que fluctúan hasta en 14° C llegando a más de 30° C .

Referente al tamaño de las cuencas de las presas CONAGUA nos dice que la cuenca El Realito abarca un área de 3,390.66 km<sup>2</sup>, en esta cuenca el escurrimiento generado por esta superficie no es aprovechada por la presa El Realito dado que aguas arriba se encuentran dos presas que almacenan una considerable cantidad de la precipitación, refiriéndose de esta forma a la presa La Muñeca y la presa Ing. Valentín Gama que capta un área de 308.94 km<sup>2</sup> y 1,222.33 km<sup>2</sup> con capacidades son de 25 Mm<sup>3</sup> , 9.5 Mm<sup>3</sup> quedando la presa El Realito con un área de captación del Realito es solo de 1,859.39 km<sup>2</sup> y una capacidad de 50 Mm<sup>3</sup>.

La cuenca tiene una pendiente de 0.00956, longitud de 91,771 km y un área de 3,390.66 km<sup>2</sup>. El escurrimiento medio anual es de 94.2 millones de metros cúbicos con un máximo de 249.2 y un mínimo de 37.8 millones de metros cúbicos. En la Figura 7 se aprecia la variación anual del escurrimiento y en la Tabla 1 tenemos los escurrimientos mensuales.

La precipitación máxima probable para la obra es de 197 mm para toda la cuenca, el escurrimiento promedio obtenido del estudio tomando en cuenta la precipitación anual, el tipo de suelo así como su uso es de: 94.2 millones de metros cúbicos anuales, con un mínimo de 37.8 Mm<sup>3</sup> y un máximo de 249.2 Mm<sup>3</sup>.

A pesar de que las precipitaciones bajas sean características de zonas secas en el lugar se han presentado lluvias extraordinarias de las cuales no se tiene un dato exacto en cuanto a la cantidad en mm, sin embargo estas lluvias acontecidas el día 17 de junio del 2016 dejaron como resultado la primera evidencia de la inestabilidad de los cortes y de re movilización de material. Los sucesos descritos nos muestran, que si bien la presencia de agua es generalmente baja, es una variable que afecta la zona y por lo tanto es conveniente fijar distintos escenarios de influencia en base a la información existente.

Tabla 1.- Volúmenes mensuales de escurrimiento en El Realito, tomado de: “CONAGUA; Estado de Guanajuato, Manifestación del impacto ambiental, modalidad regional, sector hidráulico”.

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
MIN	0.0	0.0	0.0	0.0	1.4	1.6	2.0	4.4	2.8	0.7	0.0	0.0	37.8
MAX	9.6	10.3	12.0	14.9	20.0	46.3	101.1	35.9	49.6	22.1	11.2	14.8	249.2
PROMEDIO	2.5	1.5	1.9	4.0	8.0	15.8	18.8	13.5	17.2	6.9	2.1	2.2	94.2

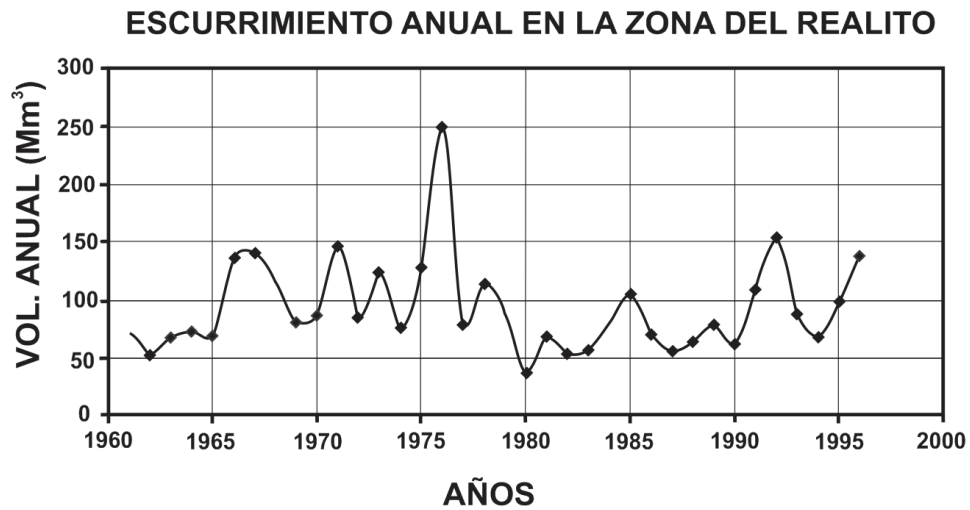


Figura 7.- Escurrecimientos de la zona, tomada de CONAGUA; Estado de Guanajuato: “Manifestación del impacto ambiental, modalidad regional, sector hidráulico”.

### 1.6.- Geomorfología.

La geomorfología está directamente relacionada a las características de las rocas volcánicas presentes, y a la desintegración de estas a causa del paso del tiempo, la humedad y su posterior arrastre y depositación que ha generado abanicos y terrazas de material que va finos a gravas y en el caso de los depósitos en las laderas de los cerros incluyen depósitos con fragmentos de roca angulosa.

El drenaje actual de la zona es de forma dendrítica con un fondo rocoso efímero con desarrollo de meandros en las causas mayores, esta red comienza con una red de cárcavas, la red principal sobre la que se encuentra el Rio Santa María es el resultado de una falla lateral izquierda. Gran parte del material arrastrado por el rio se encuentra cubierto por la actual presa El Realito encontrando los mayores depósitos en la parte sur del rio y aguas abajo del actual embalse.

Las rocas sedimentarias de la región forman sierras alargadas con contornos redondeados la cual posee una orientación NW-SE con anticlinales y sinclinales como estructuras internas originadas por la transpresión y transtesión causadas por la falla lateral izquierda en el cauce del río Santa María. Esta secuencia sedimentaria ha sido cubierta por la secuencia de rocas volcánicas a las cuales se les asocia la evolución del relieve, los procesos de meteorización, erosión y denudación aunados a los procesos tectónicos le han dado forma a la topografía hasta dejar la zona como es en la actualidad.

La Ignimbrita El Órgano se presenta picachos altamente fracturados en forma de torres con caídas abruptas y con bases de contornos redondeados. De igual manera se observan patrones reticulares de lineamientos debido a las diaclasas formadas durante el enfriamiento. La riodacita del Carmen se caracteriza por tener formas muy accidentadas donde se ubican barrancas profundas de márgenes prácticamente verticales lo que originó estrechas gargantas y saltos de varias decenas de metros.

Si bien la asociación a calderas de colapso no se ha podido comprobar como parte del origen de las brechas ni de las altas elevaciones al sur de la presa el Realito que enmarcarían los límites de la misma los estudios realizados actualmente por Hernández-García, una anterior caldera en su trabajo recepcional de licenciatura, García-Hernández (2015), cerca de esta misma área marca estas altas elevaciones como parte de una caldera que aún sigue delimitándose.

Mediante el análisis del mapa de pendientes realizado a partir del modelo digital de elevaciones, mostrado en la Figura 8, encontramos las pendientes más elevadas alcanzan el rango de 55°-60° principalmente en la parte donde se encuentra el contacto entre la

Ignimbrita El Órgano y la brecha, la zona donde ha ocurrido flujo de escombros presenta una inclinación que llega a alcanzar hasta  $45^\circ$ , mientras que en la estación ER-001 donde encuentran las rocas altamente alteradas con formación de cuñas, las pendientes son igualmente muy elevadas, por su parte la zona nororiente muestra de igual manera inclinaciones considerables por lo que afectaciones de masas deslizantes pueden llegar a la zona del vaso de la presa, mediante observaciones de campo durante la construcción de la presa detectaron problemas de estabilidad en esta zona, finalmente en la zona de brecha se levantaron 3 perfiles topográficos, los ángulos obtenidos son mayores que el ángulo de reposo del material, aunado a los previos desprendimientos de bloques y flujo de suelo.

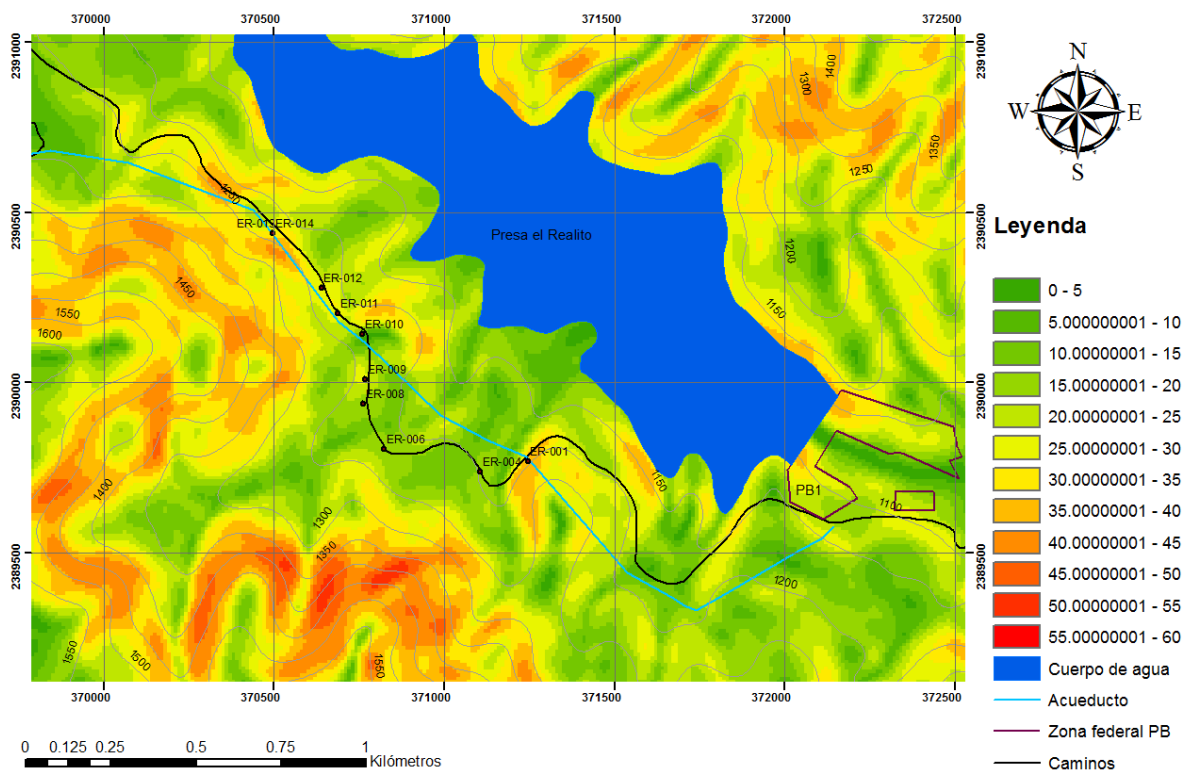


Figura 8.- Mapa de pendientes del área con las estaciones levantadas.

## **1.7- Geología estructural.**

Zanella-Carrizales (2013) en su tesis de licenciatura asocia los principales sistemas de fracturamiento a las estructuras de mayor tamaño que llegan a presentarse en la zona, estos corresponden a dos grupos, el primero de ellos corresponde a una falla lateral izquierda que gobierna el curso del Rio Santa María, como consecuencia de la transtensión por esta falla lateral se asocian otras fallas con orientación NW-SE, mientras que el segundo grupo lo asocia a fallas extensionales con rumbo NE-SW, sistema que bascula la secuencia volcánica hacia el SE.

La geología estructural de la zona se explica mediante la Figura 9 en donde se presentan tres etapas evolutivas, una primera donde las fallas laterales comienzan sus efectos a la zona, posteriormente en la etapa 2 comienzan los esfuerzos de transpresión y transtensión originando las grietas secundarias R y R' comenzando la deformación de las secuencias, se tiene contemplado que estos dos eventos ocurrieron en el oligoceno medio. La tercera etapa en la que se presentan las fallas normales no tiene asignada una edad, esta se sobrepone a las etapas anteriores por lo que se puede decir que es más joven.

Las rocas de la región se encuentran en algunos casos rellenas de calcita asociada eventos posteriores al enfriamiento de la roca, durante el cual normalmente se rellenan de sílice, esto se asocia sobre todo a las zonas de transtensión que afectan la zona calcárea sobre la que descansa el paquete de rocas volcánicas, además cabe resaltar que la calcita de igual manera rellena algunas de las fracturas secundarias originadas por las fallas laterales son las que aseguran la impermeabilidad de la zona sobre la que se encuentra la obra de almacenaje hidráulico.

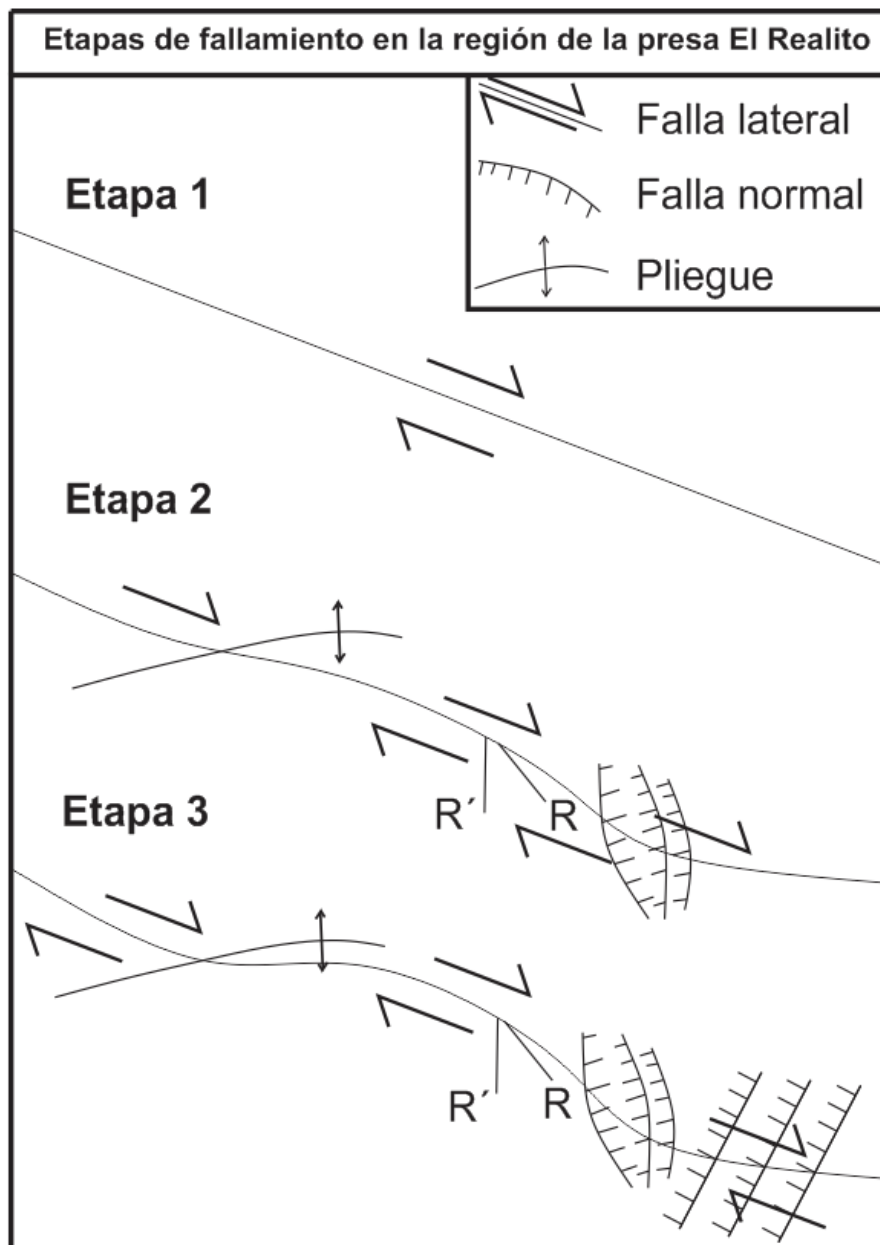


Figura 9.- Etapas de fallamiento en la región de la presa El Realito, tomada de Zanella Carrizales (2013).

De igual manera aparecen bloques deslizados pertenecientes en algunos casos a la Ignimbrita El Órgano se deslizaron hasta alcanzar el fondo del cauce del Rio Santa María en un orden caótico, en el margen izquierdo del rio (al norte), muy cerca a la cortina de la Presa el Realito se pueden observar estos bloques cuyo origen se establece en las partes más altas, ya que la ignimbrita es la que corona estas sierras.

Los megabloques en ambos márgenes están limitados por fallas producidas del propio colapso, el deslizamiento de un bloque contra otro originó fallas internas, estas no guardan ningún arreglo predominante, pero si se encuentran en mayor cantidad en la parte norte.

En cuanto a las brechas encontradas en el área se mencionan principalmente brechas generadas durante el emplazamiento de las lavas (autobrechas), y las encontradas en la traza de la carretera se asocian a brechas de colapso de las regiones topográficas más elevadas.

Como parte de este trabajo se tomaron 15 secciones con nombre ER-001, ER-002,...ER-014 (Figura 10) que se encuentran a lo largo de la carretera pertenecientes a La Ignimbrita El Órgano y una sección más cerca del vaso de la presa El Realito con el nombre de ERB-001 siendo tomados los datos sobre la riodacita del Carmen que aflora en ese lugar, no se tomaron más datos ni estaciones de la riodacita debido a que la mayoría de esta se encuentra cubierta por el nivel del agua o el acceso es extremadamente complicado.

Los datos obtenidos se tomaron como base para el análisis geomecánico así como para el análisis cinemático que complementa junto con las propiedades físicas de la roca los requerimientos propios del análisis geotécnico.



Figura 10.- Talud ER-001 en el cual se observan 3 grupos de familias en la Ignimbrita el Órgano.



## **2. Metodología de levantamiento y de análisis de estabilidad.**

El levantamiento de las estaciones en geotecnia suele ser muy detallado, generalmente se expresa la necesidad de que las estaciones tengan un tamaño que va de 5 a 15 m, de corroborar tanto *in situ* como en laboratorio los valores asignados para la fricción de la roca, la resistencia del material y el grado de alteración, desgraciadamente esta tarea se complica cuando el trabajo no está asociada a grandes obras o proyectos que solventen estas pruebas basadas en la toma de numerosos testigos de barrenación.

Las primeras limitantes en el proyecto presente surgen desde el momento en que no se cuenta con testigos de exploración ni con el equipo para hacer las pruebas necesarias como lo serían las pruebas triaxiales para obtener el ángulo de fricción interna, ni la cohesión del material, ni los esfuerzos principales, sin embargo la obtención precisa de las características geomecánicas lo es todo, ya que una metodología adecuada aunada a la experiencia del geotecnista nos guía a la interpretación correcta tanto de las clasificaciones del macizo rocoso como de la elaboración de modelos y cálculos de la problemática presente en la cual interviene desde el grado de estabilidad hasta las medidas de prevención y mitigación de todos aquellos sucesos que pueden llegar a perjudicar el área.

Una metodología óptima para estos casos consta de tres puntos en los cuales las características de la zona y del material juegan el punto de partida para obtener los resultados competentes a la problemática planteada, estos puntos son:

- Trabajo de campo.
- Laboratorio.
- Trabajo de gabinete.

Trabajo de campo.

Durante las visitas a la presa El Realito comenzando en el mes de febrero del 2016 se procedió a realizar el levantamiento estructural y geotécnico a la par con la toma de muestras de roca y ensayos de resistencia mediante el martillo de Schmidt, de igual manera se levantaron perfiles topográficos para el análisis de estabilidad límite, además se tomaron muestras de suelo para su posterior análisis granulométrico y determinación de límites de Attenberg. Las visitas cumplieron con el propósito de la identificación de la litología y de las condiciones que presenta la roca como lo son la meteorización y las condiciones de agua en las diferentes estaciones del año.

Laboratorio.

Se analizaron los resultados de las pruebas de resistencia del martillo de Schmidt y su equivalencia con la resistencia a compresión simple, así como pruebas de absorción y densidad datos que aunados a los obtenidos en campo como los son las rugosidad y la meteorización nos arrojan resultados importantes orientados a la determinación de la fricción y los esfuerzos que se pueden llegar a presentar. En tanto a las muestras de suelo recolectadas se procedió al análisis granulométrico mediante el método de tamizado en húmedo y tamizado mecánico complementando el análisis mediante la prueba del hidrómetro para la fracción fina, por último se efectuaron las pruebas de plasticidad.

El trabajo de escritorio es el punto más largo, en él se recopiló la información necesaria para comenzar con el proyecto, la obtención de mapas y estudios previos marca el punto de partida y un camino con el cual se continúa durante todo el proceso. Como punto

de culminación se procedió a la interpretación de los análisis de laboratorio en los cuales se obtuvo la información requerida para comenzar con la evaluación del análisis geomecánico y cinemático para determinar la estabilidad del área que corresponde al tramo carretero elegido para este trabajo, a su vez la digitalización y creación de mapas reforzó el análisis geotécnico para concluir con el estudio y metas propuestas.

## **2.1- Análisis geomecánico.**

### **2.1.1- Clasificación geomecánica RMR (*Rock Mass Rating*).**

La clasificación geomecánica RMR o clasificación geomecánica de Bieniawski, fue presentada por el Ingeniero Bieniawski (1973) y modificada sucesivamente en 1976, 1979, 1984 y 1989, esta última se presenta en la Tabla 2. Esta técnica permite realizar una clasificación de las rocas *in situ* y estimar el tiempo de mantenimiento y longitud entre los elementos estructurales que soportan las cargas de la bóveda o túnel sin estibar. Su uso es aplicable principalmente en la construcción de túneles, taludes y cimentaciones. Consta de un índice de calidad independiente de la estructura, y un factor de corrección.

El RMR se obtiene estimando cinco parámetros:

- Resistencia de la roca inalterada (*Uniaxial Compressive Strength, USC*).
- Índice de calidad de la roca (*Rock Quality Designation, RQD*).
- Espaciamiento entre las discontinuidades.
- Condición de las discontinuidades (apertura, rugosidad, continuidad, relleno, meteorización).
- Condiciones del agua subterránea (flujo en las juntas).

Se agrega un sexto parámetro para corrección para túneles, taludes o cimentaciones.

- Orientación de las discontinuidades.

La forma clásica de estimar el RQD, Ecuación 1, requiere de los testigos de exploración y la razón de los fragmentos mayores a 10 cm entre el total del barrenado (Ecuación 1), como en este caso no se cuentan con estos barrenos se tomó la metodología de Priest y Hudson (1976) en el cual se estima el índice de calidad de la roca mediante la aplicación de la frecuencia de discontinuidades por metro ( $\lambda$ ), Ecuación 2, finalmente se aplica la Ecuación 3 la cual aproxima de forma exponencial los valores de RQD mediante la aplicación de la frecuencia de las discontinuidades por metro. La Figura 11 muestra la función de frecuencia de discontinuidades comparada con los valores obtenidos de RQD y una función lineal (Ecuación 4) la cual se puede utilizar para la aproximación cuando el número de discontinuidades por metro ( $\lambda$ ) está en el rango de 6–16 m<sup>-1</sup>.

Ecuación 1.- Cálculo tradicional de RQD.

$$\text{RQD} = \frac{\sum \text{longitud de nucleos} \geq 100\text{mm}}{\text{Longitud total del barrenado}} * 100$$

Ecuación 2.- Frecuencia de discontinuidades por metro.

$$\lambda = \frac{\text{Número de discontinuidades}}{\text{Longitud de medida}} * 100$$

Ecuación 3.- Cálculo de RQD mediante el uso de frecuencia de discontinuidades por metro.

$$\text{RQD} = 100e^{-0.1\lambda}(.01\lambda + 1)$$

Ecuación 4.- RQD mediante ecuación lineal de frecuencia de discontinuidades por metro.

$$RQD = 110.4 - 3.68\lambda$$

Tabla 2.- Clasificación geomecánica RMR, Bieniawski (1989).

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		100%-90%	90%-75%	75%-50%	50%-25%	<25%		
	Puntuación		20	17	13	6	3		
3	Separación entre diaclasas		>2m	2 - 0.6m	0.6 - 0.2 m	0.2 - 0.06 m	< 0.06 m		
	Puntuación		20	15	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades (Jcond 89)	Longitud de las discontinuidades	<1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m		
		Puntuación	6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	< 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	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno blando < 5 mm	Relleno blando > 5 mm		
		Puntuación	6	4	2	1	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 L / min	10 - 25 L / min	25 - 125 L / min	> 125 L / min		
		Relación: Presión de agua - tensión principal mayor	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		
<b>Corrección por la orientación de las discontinuidades</b>									
Dirección de buzamiento			Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables		
Puntuación	Tuneles		0	-2	-5	-10	-12		
	Cimentaciones		0	-2	-7	-15	-25		
	Taludes		0	-5	-25	-50	-60		

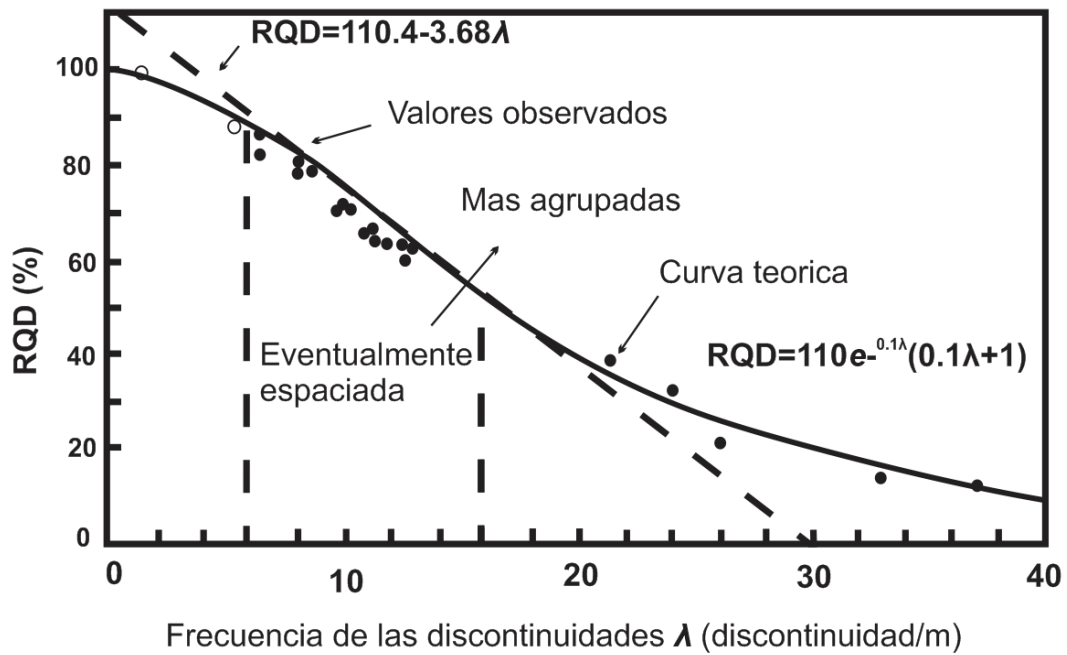


Figura 11.- Relación entre RQD y la separación de las diaclasas, tomado de Zhang (2005).



Figura 12.- Imagen escalada de talud estación sobre la ignimbrita el órgano mostrando las direcciones de las familias principales.

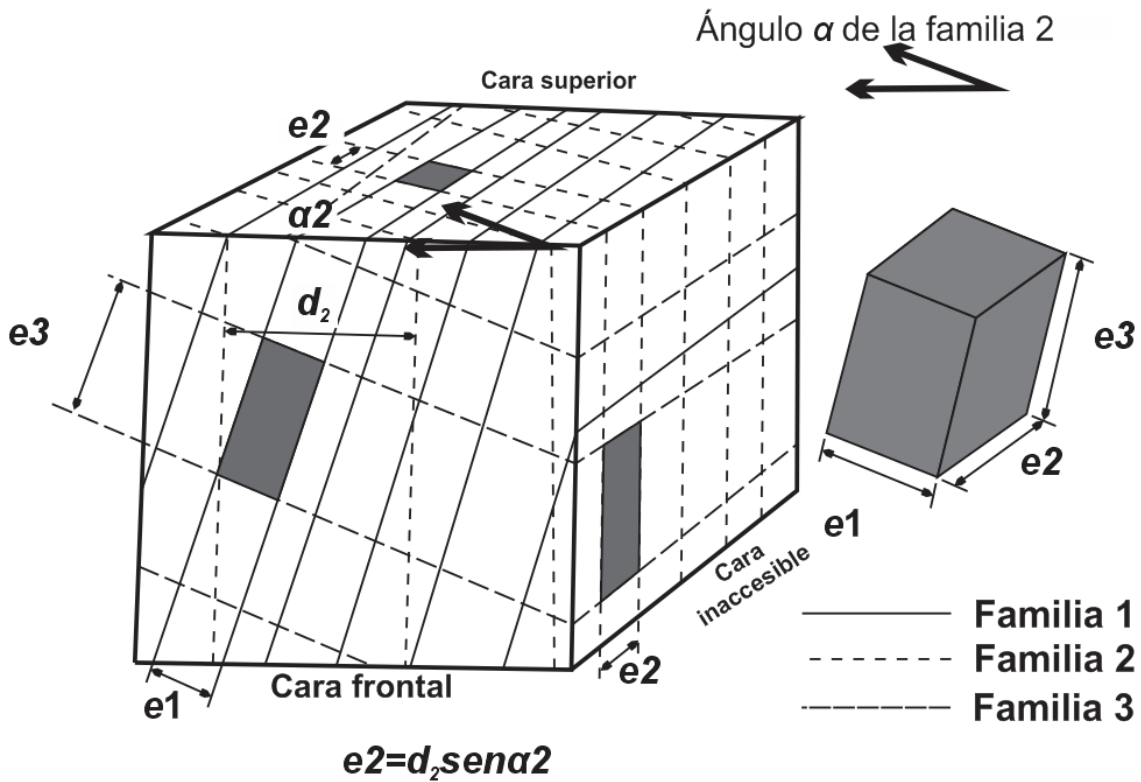


Figura 13.- Ángulo alfa en familias de discontinuidades, tomada de González de Vallejo et al. (2002).

Finalmente se obtienen los resultados de las distancias totales de los bloques en el talud corregido por el ángulo  $\alpha$ , tal como se muestra en la Figura 13, y se procede a obtener el factor  $\lambda$  con la ecuación arriba descrita (Ecuación 2), a la vez que se realiza la estadística correspondiente a los datos tomados con la finalidad de determinar un tamaño promedio de los bloques (media) lo cual será utilizado posteriormente para la obtención del RMR y *Slope Mass Rating* (SMR), *Geological Strength Index* (GSI) y el módulo de elasticidad. En la Tabla 3 se muestra la forma del cálculo para determinar el tamaño medio de los bloques y en la Figura 14 el origen y el resultado de estos cálculos, la imagen del perfil y el histograma referente a la distribución de la dimensión corregidas.

Tabla 3.- Tabla estadística para la determinación del RQD a partir de la medición de los bloques en una imagen escalada del talud.

No.	$\alpha$	Medida(cm)	Long. real (cm)
1	45	28.871	20.415
2	45	14.611	10.332
3	45	20.039	14.170
4	45	27.539	19.473
5	45	28.264	19.986
6	45	2.245	1.587
7	45	26.081	18.442
8	45	41.536	29.370
9	45	9.229	6.526
10	45	3.868	2.735
11	45	23.219	16.418
12	45	8.235	5.823
13	45	14.098	9.969
14	45	7.769	5.494
15	45	5.786	4.091
16	45	15.219	10.761
17	45	22.54	15.938
18	45	12.745	9.012
19	45	33.445	23.649
20	45	35.428	25.051
21	45	34.426	24.343
22	45	39.418	27.873
23	45	22.824	16.139
24	45	19.971	14.122
25	60	31.584	27.353
26	60	15.473	13.400
27	60	19.862	17.201
28	60	37.928	32.847
29	60	4.765	4.127
30	60	26.579	23.018
31	60	44.813	38.809
32	60	52.026	45.056
33	60	68.254	59.110
34	60	70.252	60.840
35	60	22.632	19.600
36	60	14.884	12.890
37	60	35.546	30.784
38	60	19.648	17.016
39	60	35.476	30.723
40	60	55.519	48.081
41	60	48.748	42.217
42	60	11.225	9.721
43	60	18.64	16.143
44	60	31.895	27.622
45	60	12.732	11.026
46	60	17.242	14.932
47	60	24.574	21.282
48	60	69.342	60.052
49	60	52.947	45.853
<b>Total</b>		1339.992	1081.420

Línea	Longitud (cm)
L1	141.79
L2	316.62
L3	139.58
L4	329.67
L5	351.86
L6	267.43
<b>Total</b>	1546.94

**Columna1**

Media	22.06979666
Error típico	2.146747715
Mediana	18.44205196
Moda	#N/A
Desviación estándar	15.02723401
Varianza de la muestra	225.8177619
Curtois	0.708008143
Coefficiente de asimetría	1.08304838
Rango	59.25256194
Mínimo	1.587454724
Máximo	60.84001667
Suma	1081.420036
Cuenta	49

**Tamaño promedio** ←

IQ	16.85
h (diaconish)	9.21

**Total de discontinuidades** ←

BIN	Frecuencia	% acumulado
1	0	0.00%
11	12	24.49%
21	17	59.18%
31	11	81.63%
41	2	85.71%
51	4	93.88%
61	3	100.00%
y mayor...	0	100.00%

**Longitud total de las discontinuidades** ←





Figura 14.- Fotografía escalada para a determinación del RQD e histograma resultante del análisis estadístico.

### 2.1.2- Clasificación geomecánica SMR.

De igual manera se clasificaron los taludes expuestos por medio del SMR, Romana (1995), esta clasificación está adaptada de la clasificación RMR de Bieniawski orientada a taludes, la cual, además de hacer una clasificación del estado general del corte nos da sugerencias de soporte y/o corrección. El SMR se basa en un RMR básico, sin aplicar la

corrección por la orientación de las discontinuidades, sumado a 4 factores de ajuste adicionales basados en el posicionamiento de las discontinuidades presentes en la roca (Ecuación 5).

- F1: hace referencia a la relación entre el rumbo del talud y el rumbo de la junta.
- F2: Toma como dato el valor de la inclinación de las juntas.
- F3: Aparece como una relación entre el echado del talud y el echado de la discontinuidad.
- F4: Es la consideración del tipo de intervención aplicada para crear el talud.

En la Tabla 4 se tienen estos factores que forman el SMR.

Ecuación 5.- Cálculo de SMR.

$$SMR = RMR + (F1 * F2 * F3) + F4$$

Tabla 4.- Clasificación geomecánica SMR, Romana (1995).

Caso			Muy favorable	Favorable	Normal	Desfavorable	Muy desfavorable
F1	P	$\alpha\rho-\alpha f$	>30°	30°-20°	20°-10°	10°-5°	<5°
	T	$\alpha\rho-\alpha f 180^\circ$					
	P/T	F1	0.15	0.4	0.7	0.85	1
F2	F2	$\psi\rho$	<20°	20°-30°	30°-35°	25°-45°	>45°
	P	F2	0.15	0.4	0.7	0.85	1
	T	F2	1	1	1	1	1
F3	P	$\psi\rho-\psi f$	>10	10°-0°	0°	0°-(-10°)	<-10°
	T	$\psi\rho+\psi f$	<110°	110°-120°	>120°	0°-(-10°)	----
	P/T	F3	0	-6	-25	-50	-60
<i>P</i> Rotura plana o cuña <i>T</i> Rotura por vuelco <i><math>\psi\rho</math></i> Echado de las juntas			<i><math>\alpha\rho</math></i> Dirección del echado del talud <i><math>\alpha f</math></i> Dirección del echado de la discontinuidad <i><math>\psi f</math></i> Echado del talud				
Factor de ajuste por el meto de excavación							
F4	Talud natural	Precorte	Voladura suave	Voladura o excavación mecánica	Voladura deficiente		
	15	10	8	0	-8		

### 2.1.3- Clasificación geomecánica.

Finalmente el GSI de Hoek *et al.*, originalmente presentado en 1995 el cual se ha actualizado en varias ocasiones, 1998, 2000, 2001,2006. El GSI es un índice de resistencia geológica que estima la reducción de la resistencia del macizo para diferentes condiciones geológicas, esta caracterización es simple ya que está basado en la interpretación de las condiciones de la roca. Tamaño y desintegración son valorados en el eje vertical y en el horizontal tenemos la condición superficial de las fracturas tales como rugosidad, y alteración. La determinación clásica del GSI se realiza en base a la Figura 15.

Ya que el GSI se basa más en descripciones cualitativas de las características del macizo rocoso en lugar de fórmulas y datos cuantitativos como lo son el RMR y el SMR muchos autores han tratado de relacionar las dos clasificaciones anteriores mediante relaciones numéricas, tal es el caso de Hoek y Brown (1997), Hoek *et al.* (2013) y Russo (2009), para este caso se tomara el trabajo de Hoek *et al.* (2013).

Hoek establece mediante un par de fórmulas (Ecuación 6 y Ecuación 7) la relación de la condición de las juntas del RMR del 89 y del 76 y el GSI y lo compara mediante el valor del GSI tomado en campo (Figura 16).

Ecuación 6.- Relación J.Cond<sub>89</sub> y GSI.

$$GSI = 1.5J. Cond_{89} + \frac{RQD}{2}$$

Ecuación 7.- Relación J.Cond<sub>76</sub> y GSI.

$$GSI = 2J. Cond_{76} + \frac{RQD}{2}$$

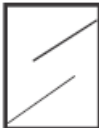





<p><b>GEOLOGICAL STRESS INDEX (GSI) PARA ROCAS DIACLASADAS (HOEH Y MARINOS, 2000).</b></p> <p>A partir de la litología, estructura y condiciones superficiales de las discontinuidades, se estima el valor promedio del GSI. No se debe tratar de ser muy preciso, es suficiente con dar un rango. La tabla no aplica para estructuras controladas por fallas, donde planos estructurales débiles están presentes en una dirección desfavorable con respecto al frente de excavación, estos dominan el comportamiento del macizo rocoso. Las zonas de falla son propensas a la alteración como resultado de los cambios de humedad que pueden reducirse cuando el agua esta presente. Cuando se trabaja en rocas de regular o mala calidad cambian las condiciones por el cambio de humedad. La presión del agua la presión del agua se trata con un análisis de estrés efectivo.</p> <p><b>ESTRUCTURA</b></p>		<p><b>CONDICIONES DE SUPERFICIE</b></p> <p><b>MUY BUENAS.</b> Superficies muy rugosas, superficies no meteorizadas, frescas.</p> <p><b>BUENAS.</b> Superficies rugosas, ligeramente meteorizadas y manchadas con hierro.</p> <p><b>REGULAR.</b> Superficies lisas, moderadamente meteorizadas y alteradas.</p> <p><b>POBRE.</b> Superficies con espejos de falla, con alto grado de meteorización y rellenos compactos o relleno de fragmentos angulares.</p> <p><b>MUY POBRE.</b> Superficies con espejos de falla, con alto grado de meteorización con rellenos de arcilla suave.</p>								
		<p><b>DECRECE LA CALIDAD DE LA SUPERFICIE ROCOSA</b> →</p>								
<p><b>DECRECE EL ENTRABAMIENTO DE LOS BLOQUES</b> ↓</p>		90	80	70	60	50	40	30	20	10
 <p><b>INTACTA O MASIVA.-</b> Especímenes de roca intacta o masiva <i>in-situ</i>, roca con discontinuidades amplias y espaciadas.</p>								N/A	N/A	
 <p><b>FRACTURADA.-</b> Macizo rocoso con bloques entrelazados, consistente en bloques cúbicos formados por tres intersecciones de discontinuidades.</p>										
 <p><b>MUY FRACTURADA.-</b> Macizo parcialmente perturbado con bloques entrelazados y angulares, formados por cuatro o más discontinuidades.</p>										
 <p><b>FRACTURADA/PERTURBADA.-</b> Macizo rocoso plegado formado por bloques angulares formados por la intersección de varios sistemas de discontinuidades.</p>										
 <p><b>DESINTEGRADA.-</b> Macizo rocoso altamente fracturado con mezcla de fragmentos angulares y redondeados.</p>										
 <p><b>FOLIADA/LAMINADA.-</b> Se carece de bloques debido al debil material presente en los planos de foliación de cizalla.</p>		N/A	N/A							

Figura 15.- Caracterización del macizo rocoso en función de los bloques basado en el entramamiento y las condiciones de las juntas, Adaptada de Hoek (2006).

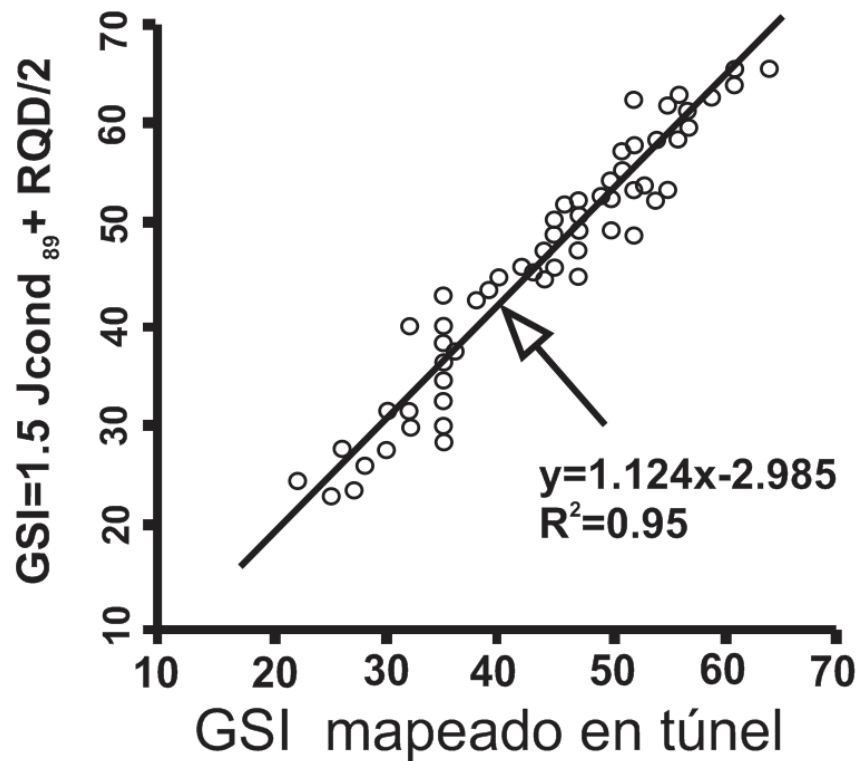


Figura 16.- Comparación entre el GSI mapeado y el obtenido de J. Cond<sub>89</sub> y RQD.

#### 2.1.4-Martillo de Schmidt.

Para determinar la resistencia de la roca se procedió a utilizar el martillo de Schmidt, dato requerido para determinar las clasificaciones geomecánicas anteriormente descritas.

En un principio el martillo de Schmidt se ideó para medir la resistencia del concreto, posteriormente este instrumento se ha adaptado para poder estimar la resistencia de la roca a compresión simple, es altamente usado debido a la simplicidad de su manejo pudiéndose usar en el macizo rocoso así como en las discontinuidades que llegan a aparecer. Su funcionamiento consiste en medir el rebote que genera el golpeteo de la punta sobre el cuerpo rígido y posteriormente compararlo con un gráfico de Miller (1965) el cual contempla como parámetros a la densidad de la roca y la orientación del martillo al momento del ensayo, la forma más aceptada para ejecutar el ensayo es con el martillo orientado verticalmente con la

punta hacia abajo, de tal manera que el rebote sea el mínimo posible, de no ser así se aplica una corrección dependiendo de la posición del esclerómetro, finalmente se aplica la fórmula de Kihc y Teymen (2008) la cual se aplica para 19 tipos diferentes de roca. La Figura 17 muestra la corrección del número de rebote y su relación con la compresión simple de forma gráfica, mientras que la Ecuación 8 y la Figura 18 muestran la relación propuesta por Kihc y Teymen (2008), corrección que en este caso se dio después de la corrección por orientación.

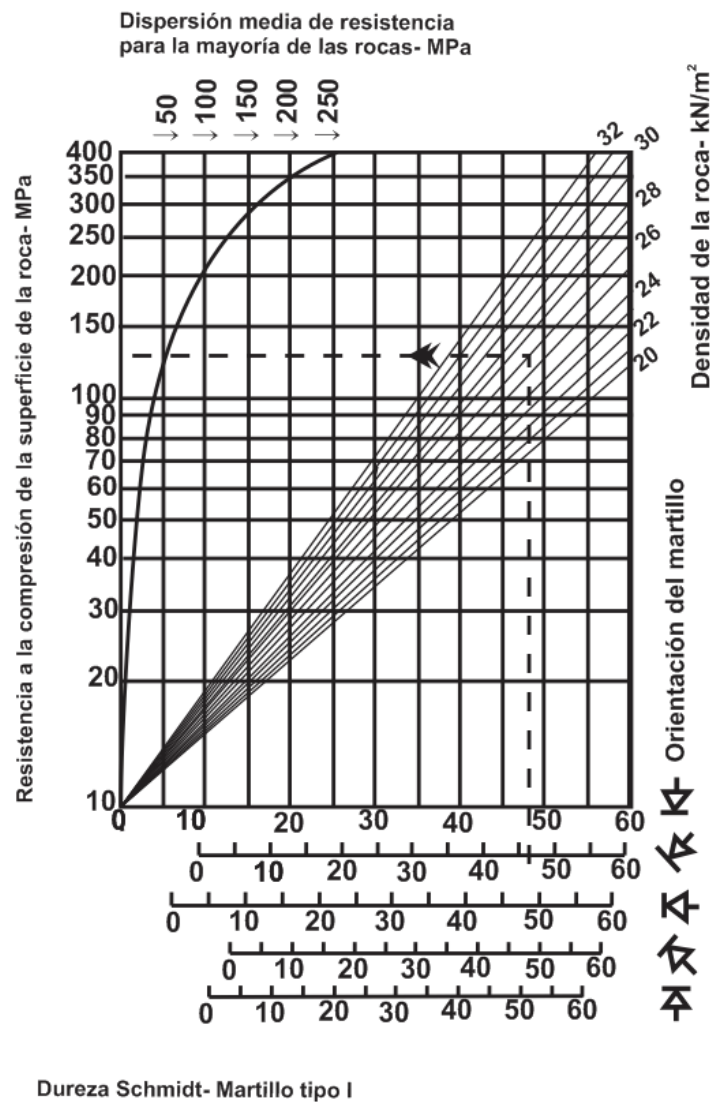


Figura 17.- Correlación para el martillo Schmidt entre resistencia a compresión, densidad de la roca y rebote, Fuente: Miller (1965).

Ecuación 8.- Correlación del martillo de Schmidt y UCS, Kihc & Teymen, 2008.

$$UCS = 0.0137N^{2.2721}$$

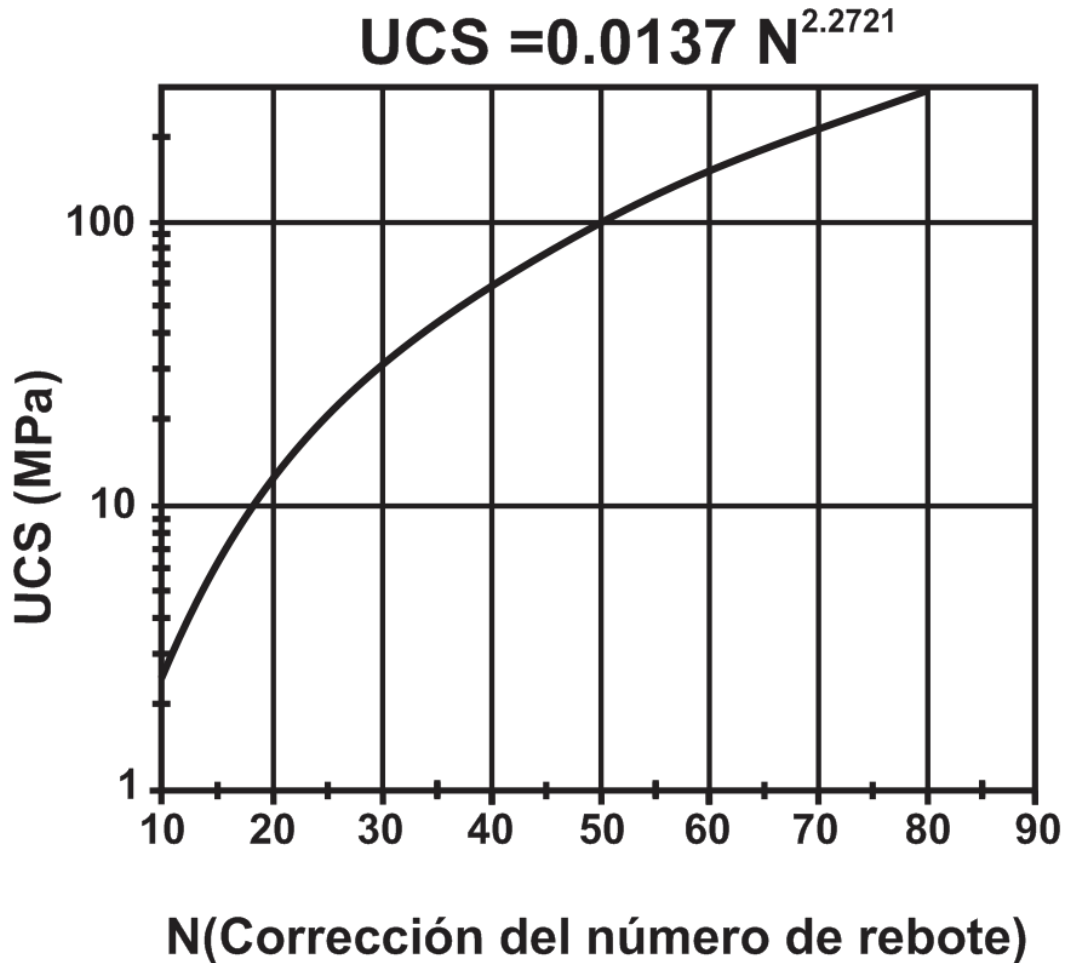


Figura 18.- Correlación y fórmula de Martillo de Schmidt - UCS por número de rebote “N” (Kihc & Teymen 2008).

Si bien el valor correcto para determinar la resistencia utilizando el martillo de Schmidt se ha fijado como el valor de las cinco lecturas más altas sobre una discontinuidad, en este caso se ha hecho la estadística correspondiente a los datos obtenidos tomando el primer cuartil de cada estación como valor de seguridad para los cálculos de estabilidad que se verán más adelante y el valor más bajo obtenido como el valor de la resistencia de la

discontinuidad en su estado de alteración más avanzado, el martillo de Schmidt además de ser una herramienta sumamente practica da la facilidad de obtener parámetros tales como el ángulo de fricción pico, aunado al peine de Barton, y la cohesión instantánea, ambas condiciones utilizadas en este trabajo. Los valores obtenidos referentes a la resistencia de la roca se observan en los diagramas de caja de la Figura 19.

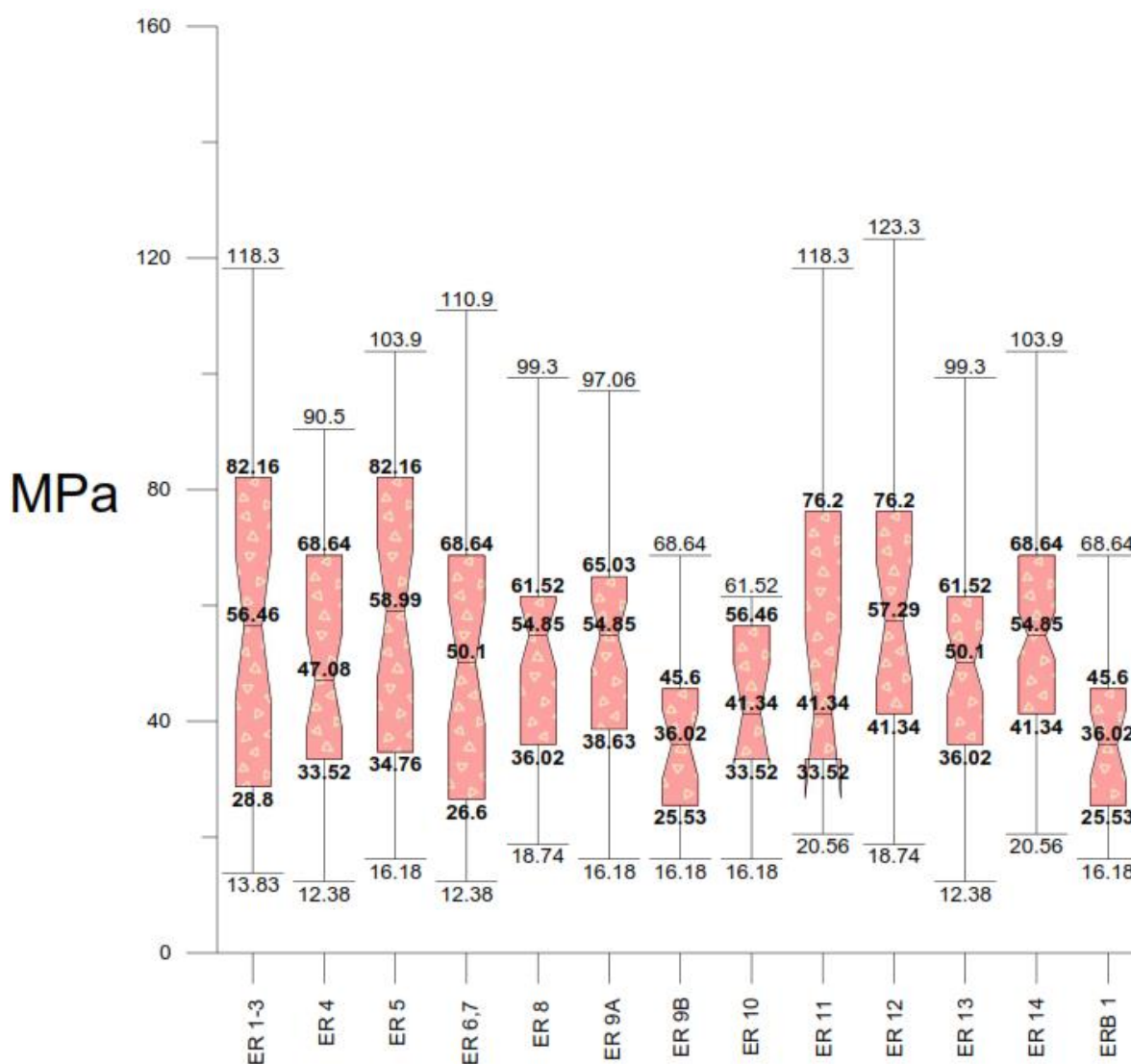


Figura 19.- Gráfica de cajas correspondiente a las resistencias obtenidas con el martillo de Schmidt.



## 2.2- Mecanismos de Falla en Taludes y análisis cinemático.

Durante las visitas a campo se observaron la tendencia de las rocas a la ocurrencia de fenómenos tales como como deslizamiento de cuñas y deslizamiento planar (Figura 20 a), caída de bloques (Figura 20 b), de igual manera se observaron rocas con una tendencia a colapsar debido a pandeo, por otra parte las masas de suelo también presentan tendencia al deslizamiento (Figura 20 c), flujos de escombros y deslizamiento de suelos como los ocurrido el día 17 de junio del 2016 donde un corto periodo de lluvias extraordinarias llegó a afectar la circulación de la carretera llegando a cubrir con hasta 50 cm de material suelto que va e material fino (limos y arcilla) a bloques de hasta 1.5 m (Figura 20 d).



Figura 20.- Diferentes mecanismos de falla que se han presentado en el tramo carretero: a) deslizamiento en bloques, b) caídos, c) deslizamiento de tierra, d) flujo de escombros.

Después del análisis geomecánico de la roca se procedió a realizar el análisis cinemático, en el cual se analizan los esfuerzos que interfieren en la estabilidad, tanto aquellos que se oponen al movimiento como aquellos esfuerzos que lo provocan.

Analizar la inestabilidad de taludes en roca se basa en dos procesos: Análisis de fábrica y análisis cinemático. El análisis de fábrica estructural del corte realizado para así determinar las orientaciones de los planos y determinar si estos son propicios para que ocurra un deslizamiento, lo que se conoce como orientaciones desfavorables en cuanto al análisis cinemático una vez obtenido un primer resultado de la viabilidad del deslizamiento del bloque sobre una o más discontinuidades se procede a analizar el equilibrio entre las fuerzas que se oponen al deslizamiento ante aquellas que lo inducen.

Los deslizamientos consisten en un movimiento de masas, ya sean rocas, residuos o suelos, comunmente generado por los procesos de erosion y denudacion, sin embargo los empujes hidraulicos, los movimientos sismicos, y la gravedad ademas del factor antropogenico tambien son causantes de los deslizamientos, un deslizamiento se compone de la forma en la que se presenta en la Figura 21.

Mediante la terminología recomendada por la *International Association for Engineering Geology* (IAEG) explicada en la Ecuación 9 y ejemplificada en la Figura 22 se puede obtener el volumen aproximado generado por el deslizamiento.

Ecuación 9.- Volumen del deslizamiento.

$$\text{Vol}_{\text{des.}} = \left( \frac{1}{6} \pi D_r \times W_r \times L_r \right) F_{\text{ex}}$$

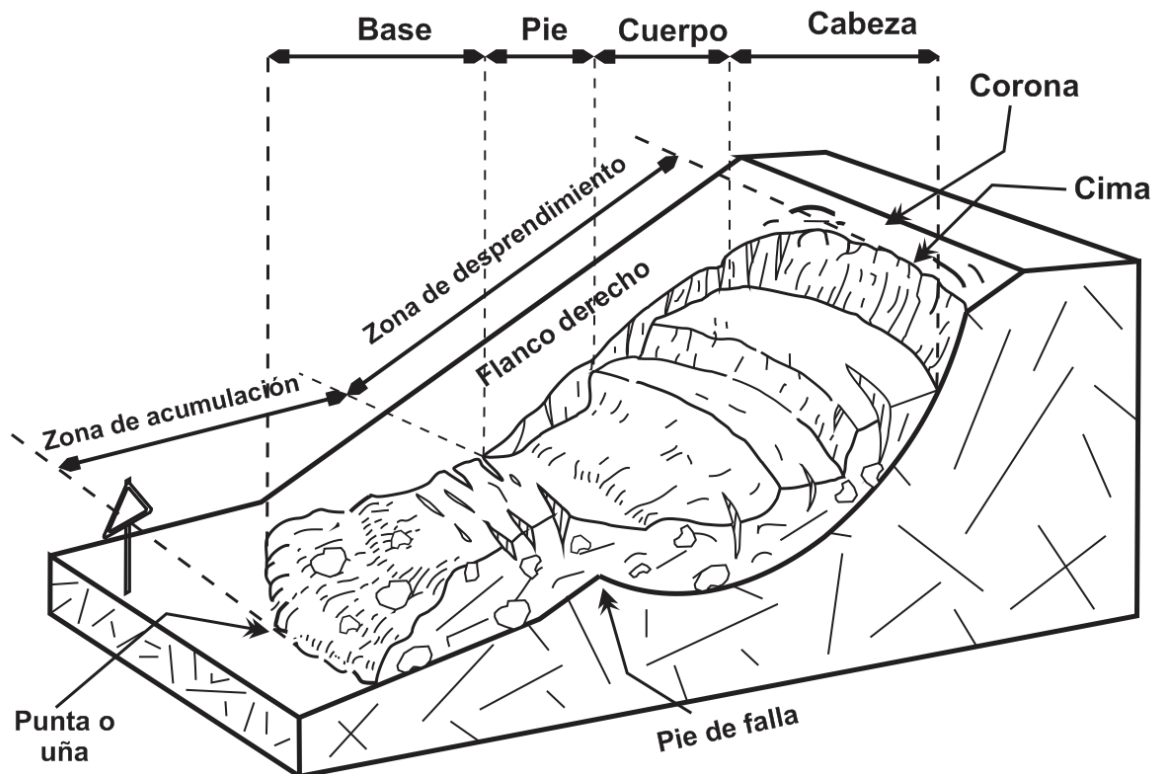


Figura 21.- Partes que conforman un deslizamiento, tomado de Deslizamientos: Análisis geotécnicos, Suarez-Díaz, (2009).

Donde:

- $W_d$  (Ancho de la masa deslizada): Medida más grande perpendicular a la longitud de la masa deslizada ( $L_d$ ).
- $W_r$  (Ancho de superficie de falla): Ancho máximo entre flancos de la masa desplazada, perpendicular a  $L_r$ .
- $L_d$  (Longitud de la masa deslizada): Longitud mínima entre la cabeza y la punta.
- $L_r$  (Longitud de la superficie de falla): Longitud mínima entre la corona y la superficie de falla.

- $D_d$  (Profundidad de la masa deslizada): Profundidad máxima perpendicular al plano  $W_d-L_d$ .
- $D_r$  (Profundidad de la superficie de falla): Mayor profundidad de la superficie de falla con referencia a la superficie del terreno, perpendicular al plano  $W_r-L_r$ .
- $L$  (Longitud total): Distancia mínima entre la punta a la corona.
- $L_c$  (Longitud de la línea central): Distancia entre la punta y la corona medidos en los puntos medios entre los bordes laterales.
- $F_{ex}$ : Factor de expansión del suelo al ser perturbado.

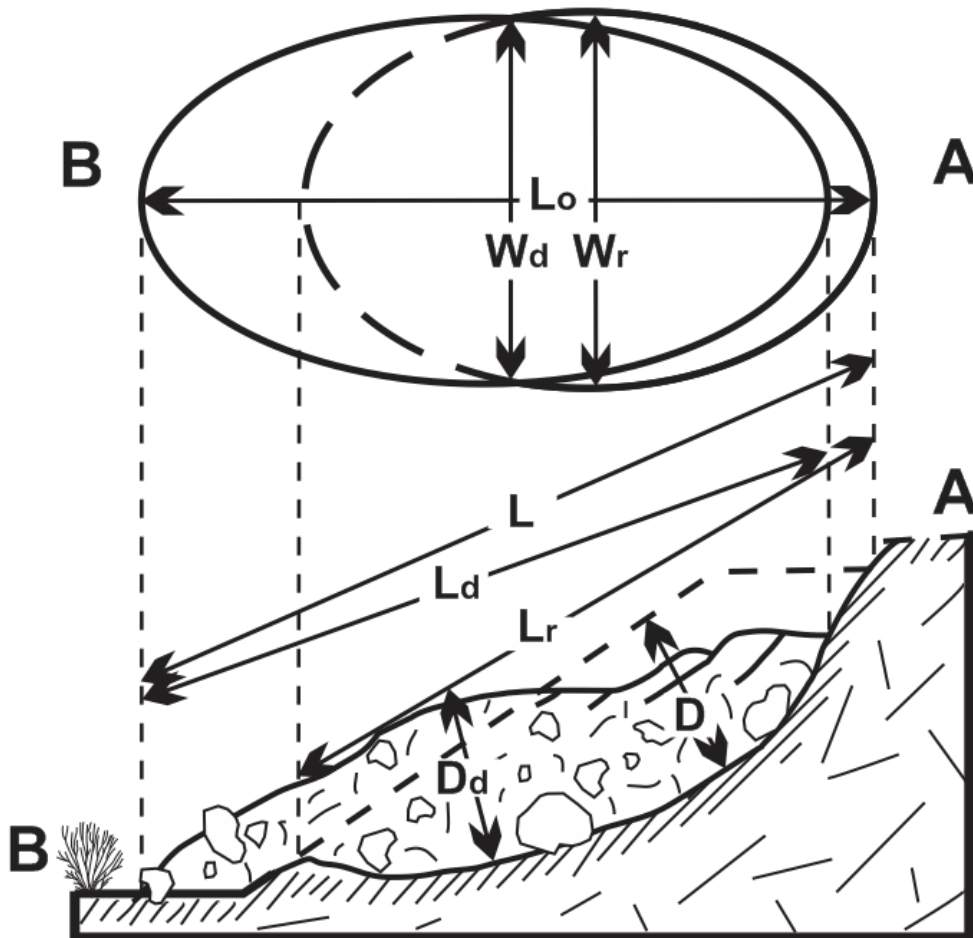


Figura 22.- Dimensiones de los movimientos en masa, IAEG Commission on Landslides (1990), tomado de: Deslizamientos: Análisis geotécnicos, Suarez-Díaz, (2009).

Los movimientos que se producen se clasifican según el criterio de Suarez-Díaz (2009) modificado de Varnes (1978) de la siguiente forma:

### **2.2.1- Caído.**

Un desprendimiento se define como: un bloque separado de una pendiente o talud generalmente producido por una superficie de corte pequeña y cuyo movimiento se desarrolla generalmente en el aire. La masa que se desprende presenta recorridos variados, puede colapsar en caída libre, rodar, saltar, rebotar o una combinación de los anteriores hasta quedar en reposo a una distancia al pie de talud o a una distancia considerable dependiendo de las condiciones y características del terreno además de la energía potencial que el cuerpo posea.

Los caídos pueden ser desde pequeñas masas hasta bloques de varias toneladas, tal como se observa en la Figura 23. Se agrupan en caídos de roca: los cuales son bloques generalmente de roca sana que se puede generar pequeños fragmentos con el impacto de caída, y caídos de detritos o residuos: los cuales se presentan como fragmentos de roca, y los caídos de tierra los cuales están compuestos de una fracción fina y media de suelo o masas blandas. La velocidad de caída de un bloque depende únicamente de la fuerza gravitacional que ejerce el planeta, en la Ecuación 10 se establece la relación entre la caída y la altura a la cual se encuentra el bloque inestable.

Ecuación 10.- Velocidad de caída.

$$V = \sqrt{2gh}$$

Donde:

- V (m/s): Velocidad de caída.
- g (m/s<sup>2</sup>): Aceleración gravitacional.

- (m): Altura de caída.

Dentro de estos eventos se han encontrado varios en la zona, tal como se observa en la Figura 24, donde un bloque de roca de varias toneladas ha caído sobre la carretera causando un daño moderado.

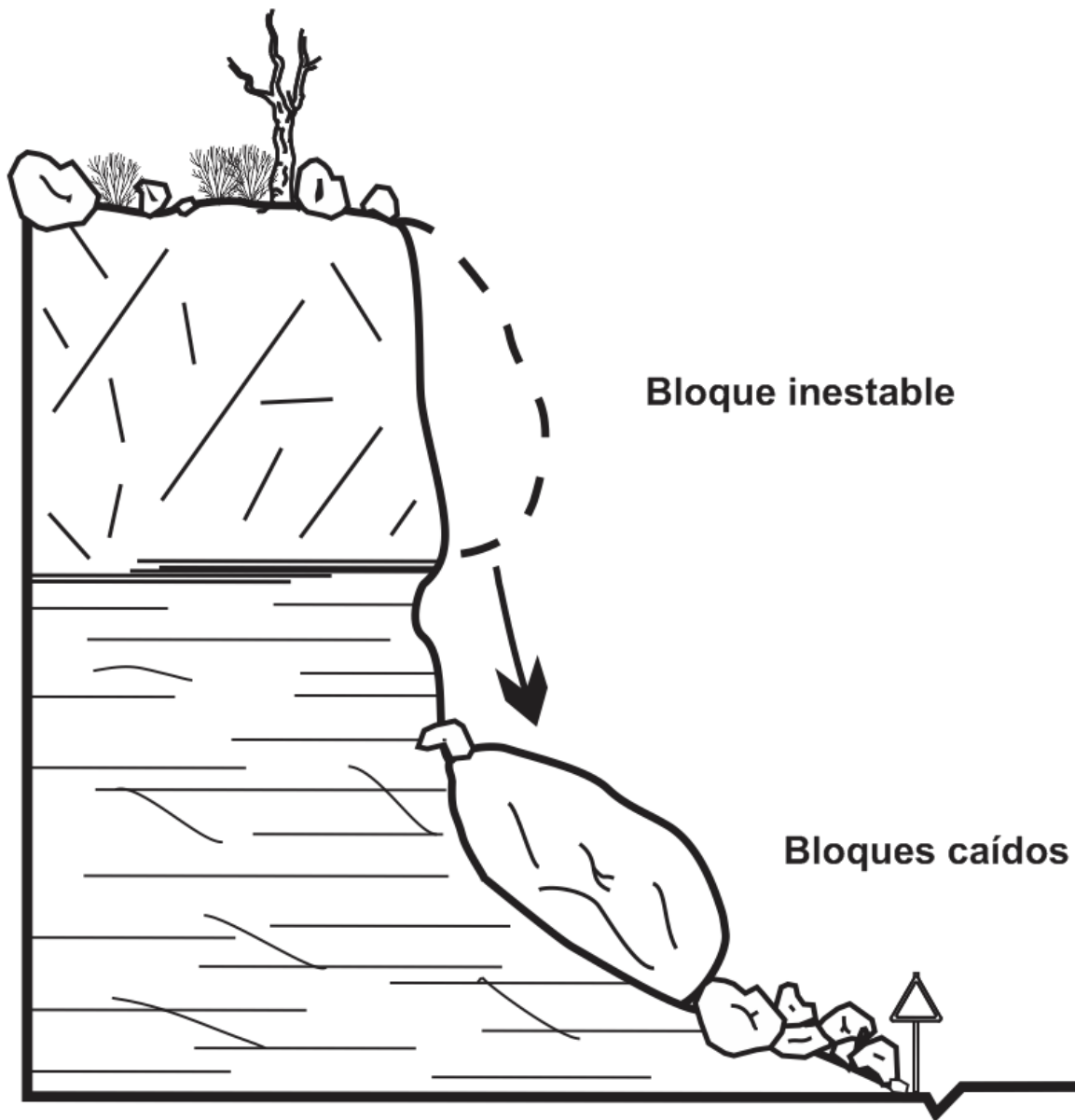


Figura 23.- Bloques en caída libre en roca fracturada, tomado de: Deslizamientos: Análisis geotécnicos, Suarez-Díaz, (2009).



Figura 24.- Bloque de gran tamaño caído en zona de brecha en la carretera Tierra Nueva- El Realito cuyo impacto y remoción manual daño la zona de asfalto.

### **2.2.2- Vuelco.**

Este movimiento se refiere al vuelco de estratos o rotaciones hacia adelante y hacia el exterior de un talud o ladera. Para poder predecir este tipo de fenómenos es importante conocer la geometría del macizo, el principal factor a considerar en un desplome una vez que se han identificado las condiciones propicias para un vuelco es la fuerza de gravedad, seguidamente analizar los empujes del agua, de hielo o nieve, así como la fuerza de empuje del terreno que intervienen en las grietas.

Se identifican dos procesos dentro del mecanismo de vuelco.

- Vuelco por flexión o pandeo (Figura 25).

Este mecanismo se desarrolla por la combinación de flexiones pseudocontinuas del material debido al movimiento acumulado en la base desencadenándose un movimiento por la transmisión de esfuerzos al pie del talud, Las columnas continuas generan grietas de tracción al flexionarse hacia adelante y posteriormente se rompen por flexión.

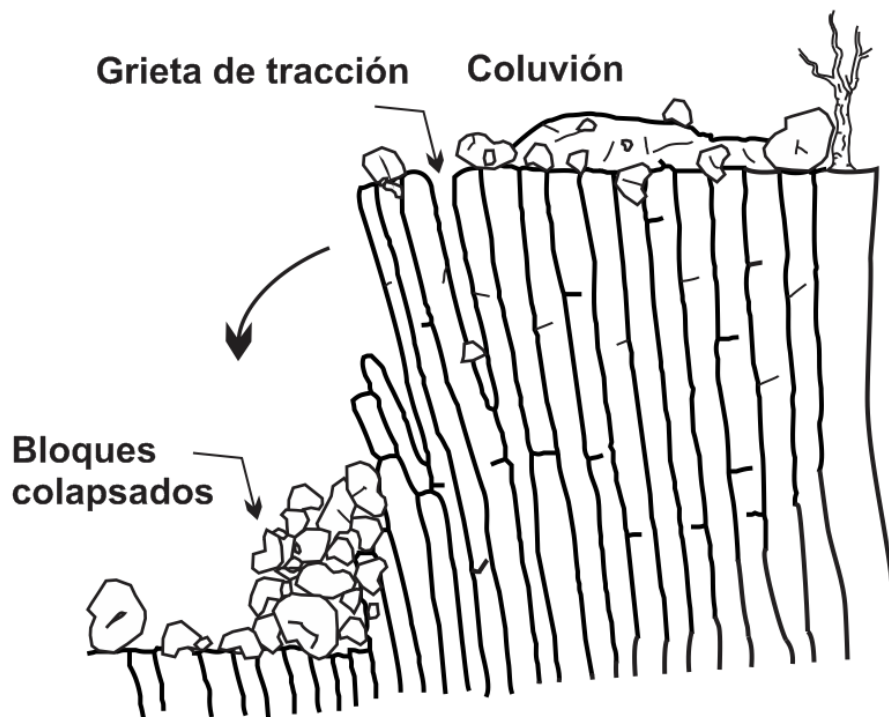


Figura 25.- Vuelco por flexión, tomada de: Ramírez Oyanguren et al. en el libro “Mecánica de rocas: fundamentos e ingeniería de taludes”.

- Desplome (Figura 26).

El bloque cae en un movimiento inicial brusco o giro apoyándose en su base. Este movimiento suele presentarse en bordes acantilados rocosos o de materiales areno-arcillosos. Normalmente los desplomes suelen suceder en pendientes donde el talud ha sido cortado rápidamente, en la naturaleza es raro ver estas condiciones. Al iniciarse el vuelco su desarrollo se ve cada vez más en un estado



de inestabilidad, al comenzar la formación de las grietas de tracción se amplía la permeabilidad debido a la porosidad secundaria o fracturamiento, lo que genera empujes de agua, hielo o inclusive de material suelto depositado en la ranuras.

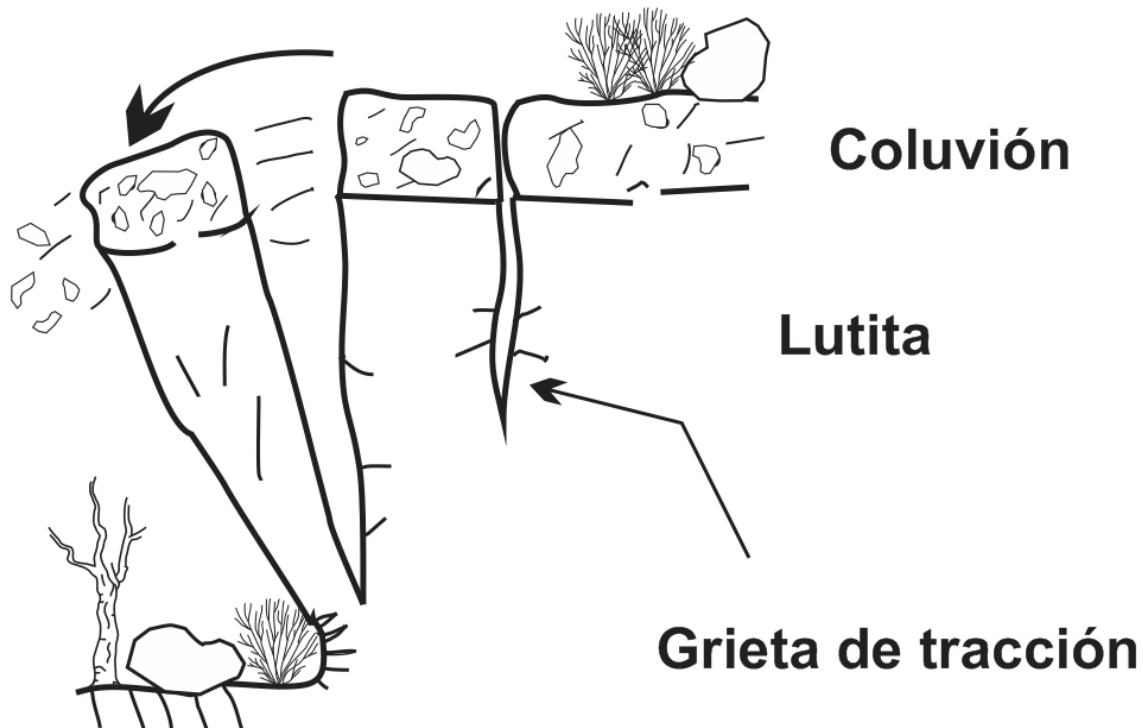


Figura 26.- Desplome, tomada de Ramírez Oyanguren *et al.* en el libro *Mecánica de rocas: fundamentos e ingeniería de taludes*”.

- Vuelco de bloques

En esta tipología las columnas están formadas por bloques con espacios relativamente amplios. Los bloques de la base son más cortos y reciben la carga de vuelco de los bloques que están encima generalmente más largos.

Una clasificación más amplia agregando las tipologías citadas por Goodman y Bray (1976) nos habla de vuelcos mixtos y secundarios.

- El vuelco mixto se da cuando las juntas transversales son numerosas y los movimientos de los bloques dan como resultado un pandeo general de la columna, es decir es un vuelco por flexión en bloques.
- El vuelco secundario por su parte es aquel en el que las condiciones necesarias para el vuelco parecen no existir, es decir el vuelco se origina por otras fuentes de inestabilidad.

Las condiciones necesarias para este mecanismo se enlistan a continuación:

1. El rumbo de las capas debe ser aproximadamente paralelo al del talud. Un rango de 15-30° entre las orientaciones de estos dos planos han sido citadas por varios autores como la condición que genera la inestabilidad.
2. El echado de las capas debe tender hacia el interior del talud.

Una vez analizadas las condiciones estructurales se procede a realizar el análisis cinemático. Tomando como referencia el modelo de Hoek y Bray (1981) podemos hacer un primer análisis de las condiciones de estabilidad.

- El vuelco ocurrirá cuando el cociente formado entre el ancho del bloque entre su altura sea menor que la tangente del ángulo de inclinación de la discontinuidad sobre la que descansa.

Ecuación 11.- Relación geométrica propicia para vuelco.

$$\frac{\Delta x}{y} < \tan \alpha$$

- Si la condición anterior no se cumple podemos pensar que el problema de inestabilidad corresponde más a un problema de deslizamiento y no a vuelco,

de ser así la forma más fácil para poder analizar este fenómeno es en base al ángulo de fricción del cuerpo y el ángulo de inclinación de la discontinuidad sobre la que reposa el cuerpo, si esta última es mayor sucederá el deslizamiento del cuerpo.

Ecuación 12.- Relación entre fricción e inclinación de un cuerpo deslizante.

$$\tan \alpha > \tan \phi$$

- De cumplir con las dos condiciones el bloque experimentara deslizamiento con vuelco como los muestra la Figura 27.

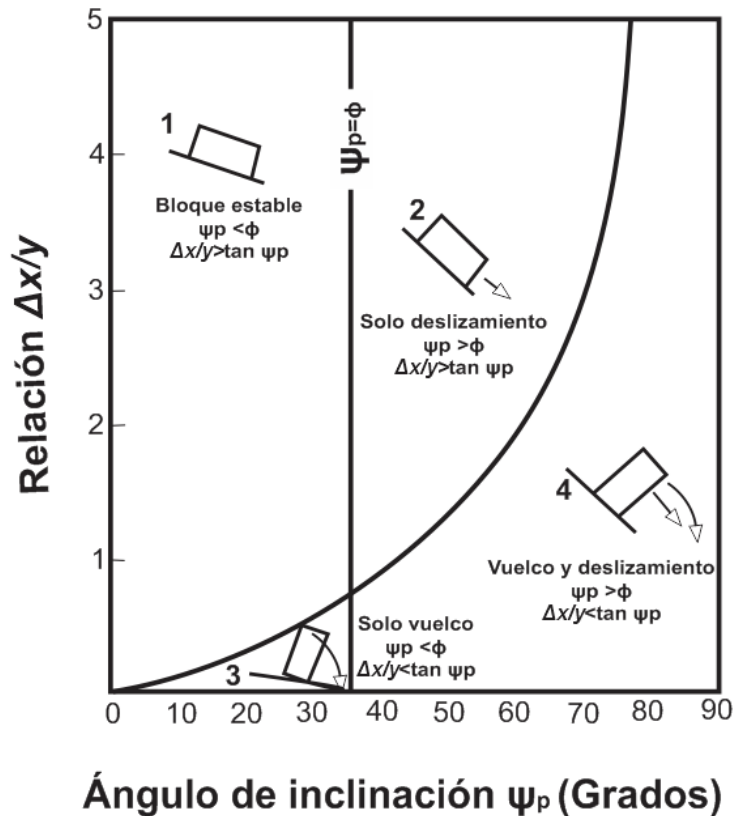


Figura 27.- Condiciones de vuelco de un bloque aislado, modificado de Kliche (1999 p. 41).

Existen modelos recientes más nuevos que involucran un estudio más complejo, pero que no ofrecen cambios significativos en los resultados con referencia al modelo anterior.

El factor de seguridad en todo caso mediante el análisis de equilibrio límite está dado por el cociente entre los factores estabilizadores y los momentos que generan el vuelco como se aprecia en las ecuaciones 13 a 18, por su parte en la Figura 28 se representan los esfuerzos que actúan.

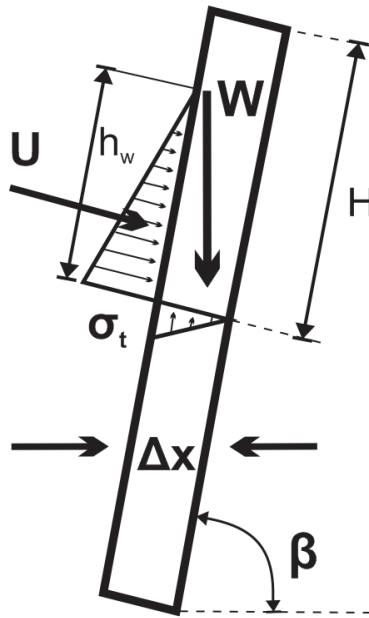


Figura 28.- Representación de los esfuerzos actuantes en un bloque dispuesto a fallo por vuelco.

Ecuación 13.- Peso del bloque.

$$W = hY_w$$

Ecuación 14.- Momentos estabilizantes.

$$M_e = \frac{\Delta x}{2} (W \sin \beta) + \frac{1}{2} \Delta x^2 \sigma_t$$

Ecuación 15.- Momentos volcantes.

$$M_v = \frac{h}{2} (W \cos \beta) + \frac{1}{3} h_w \left( \frac{1}{2} h_w^2 Y_w \right)$$

Agregando un factor sísmico la ecuación de momentos volcantes se bifurca en dos, una en la cual existe una junta en la base y una en la que no existe.

Ecuación 16.- Momento volcante sin junta.

$$M_v = \frac{h}{2}(W \cos \beta) + a \frac{h}{2} W \sin \beta + a \frac{\Delta x}{2} W \cos \beta + \frac{1}{6} W \gamma_w h_w y_w^2$$

Ecuación 17.- Momento volcante con junta.

$$M_v = \frac{h}{2}(W \cos \beta) + a \frac{h}{2} W \sin \beta + a \frac{\Delta x}{2} W \cos \beta + \frac{1}{6} W \gamma_w h_w y_w^2 + \frac{1}{3} (\gamma_w h_w^2 \Delta x^2)$$

Donde:

$$y_w = \frac{h_w}{\sin \beta}$$

Ecuación 18.- Factor de seguridad en vuelco.

$$FS = \frac{M_e}{M_v}$$

Donde:

- $M_v$  (KN\*m): Momentos resistentes.
- $M_e$  (kg): Momentos actuantes.
- $W$  (KN): Peso del bloque.
- $h_w$  (m): Altura del agua.
- $\gamma_w$  (KN/m<sup>3</sup>): Densidad del agua.
- $\Delta x$  (m): Ancho del bloque.
- $h$  (m): Altura del bloque.
- $\beta$  (grados): Ángulo entre la horizontal y parte delantera del bloque. (90- $\alpha$ ).
- $\sigma_t$  (MPa): Fuerza cortante.
- $\alpha$ : Aceleración horizontal máxima producida por un sismo o voladura (en tanto por 1 de g).

### **2.2.3- Rotura planar.**

Cuando el plano inferior de un bloque tiene un buzamiento menor que la cara del talud en cuestión se produce lo que se conoce como un deslizamiento planar o rotura planar, generalmente este caso se analiza por sus características como un problema en dos dimensiones ya que el largo de la estructura al igual que otros grupos de discontinuidades no involucran condiciones que ayuden o perjudiquen a la estabilidad del bloque.

Las condiciones estructurales para que el fallamiento planar son las siguientes:

- El rumbo de la discontinuidad planar debe de estar  $20^\circ$  dentro del rumbo de la cara del talud, en ambas direcciones:  $\alpha_d = \alpha_t \pm 20^\circ$ .
- El echado de la discontinuidad planar debe ser menor que el echado de la cara del talud, además de inclinarse hacia dicha cara.  $\psi_d < \psi_t$ .
- El echado de la discontinuidad debe ser mayor que el ángulo de fricción de la superficie de deslizamiento.  $\psi_d > \phi$ .

Mediante el cociente entre las fuerzas que se oponen al movimiento y aquellas que lo inducen podemos determinar el factor de seguridad. Las fuerzas que inducen la rotura pueden ser la remoción de material como un corte a lo largo de la carretera, el peso del propio cuerpo, el empuje del agua, el cambio de un estado seco a uno saturado como es el caso de lluvias prolongadas o cortas en las que el relleno cambie las condiciones de fricción, fuerzas originadas durante un sismo o hasta la carga de estructuras que puedan encontrarse sobre los bloques, mientras que las fuerzas que se oponen al movimiento serían la fricción, cohesión y la fuerza de anclajes, si es que estas existen.

Ecuación 19.- Factor de seguridad mediante el análisis cinemático de un movimiento planar.

$$FS = \frac{c'A + [W \cos \psi_d - u - v \sin(\psi_d)] \tan \phi - \alpha W \sin(\psi_d)] \tan \phi}{W \sin \psi_d + V \cos(\psi_d) + \alpha W \cos(\psi_d)}$$

Ecuación 20.- Longitud del plano de discontinuidad.

$$A = \frac{H - z}{\sin \psi_d}$$

Ecuación 21.- Cálculo de fuerzas intersticiales sobre el plano de deslizamiento.

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w z_w \frac{H - z}{\sin \psi_d}$$

Ecuación 22.- Cálculo de fuerzas intersticiales sobre la grieta de tracción.

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w z_w^2$$

El peso del bloque se calcula dependiendo de la geometría, en este caso tenemos dos casos los cuales se presentan en la Figura 29, el primero donde la grieta de tracción aparece sobre la cresta del talud, y el segundo donde la grieta se presenta sobre la cara del talud, las componentes del bloque sobre la superficie se describen en la Ecuación 23 y Ecuación 24.

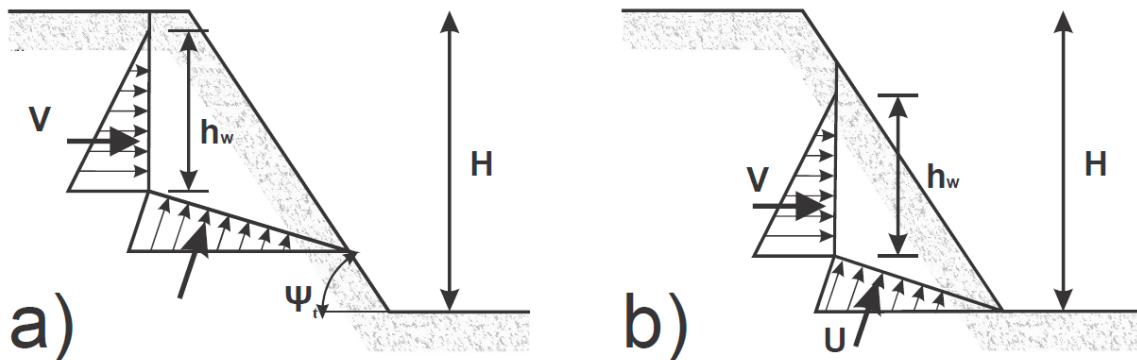


Figura 29.- a) Rotura planar con grieta de tracción sobre la cresta del talud. b) Rotura planar con grieta de tracción sobre la cara del talud.

Ecuación 23.- Peso de la masa deslizante, geometría caso a.

$$W = \frac{1}{2} \gamma_r H^2 \left[ \frac{1 - \left(\frac{z}{H}\right)^2}{\tan \psi_d} - \frac{1}{\tan \psi_t} \right]$$

Ecuación 24.- Peso de la masa deslizante, geometría caso b.

$$W = \frac{1}{2} \gamma_r H^2 \frac{(1 - \frac{z}{H})^2 (\frac{\tan \psi_t}{\tan \psi_d} - 1)}{\tan \psi_d}$$

Donde:

- H (m): Altura del talud.
- Z (m): Altura de la grieta de tracción.
- $z_w$  (m): Altura del agua en la grieta de tracción.
- c (MPa): Cohesión efectiva de la superficie de deslizamiento.
- $\phi$  (grados): Ángulo de fricción residual de la superficie de deslizamiento.
- A (m<sup>2</sup>): Área de la superficie de deslizamiento (supuesta de ancho unidad).
- $\Psi_p$  (grados): Ángulo que forma el plano de deslizamiento con la horizontal.
- $\Psi_t$  (grados): Ángulo del talud con la horizontal.
- U (KN/m): Resultante de las presiones intersticiales sobre el plano de deslizamiento.
- V (KN/m): Resultante de las presiones intersticiales en la grieta de tracción.
- W (KN/m): Peso de la masa deslizante.
- $\gamma_r$  (KN/m<sup>3</sup>): Peso específico de la roca.
- $\gamma_w$  (KN/m<sup>3</sup>): Peso específico del agua.
- $\alpha$ : Aceleración horizontal máxima producida por un sismo o voladura (en tanto por 1 de g).

Un bloque que presenta las condiciones de deslizamiento planar se presenta sobre el tramo carretero, este se observa en la Figura 30.





Figura 30.- Bloques que muestran un deslizamiento planar previo de bajo ángulo, ubicados en la carretera Tierra Nueva- El Realito.

#### ***2.2.4- Rotura de cuña***

La rotura en cuña es un deslizamiento traslacional guiado por dos o más planos de discontinuidad como fallas, diaclasas, estratificación y esquistosidad. Generalmente se presentan en macizos rocosos con discontinuidades bien marcadas, con resistencia alta y teniendo presente la condición de que las discontinuidades bucen hacia la cara del talud en ángulo oblicuo con la pared de corte que es lo que desencadena el movimiento.

Existen dos tipos de cuñas, la primera llamada cuña directa (Figura 31) se presenta cuando las dos discontinuidades buzan en sentidos diferentes, la segunda denominada cuña inversa (Figura 32), esta se presenta al estar inclinados los dos planos de deslizamiento en el mismo sentido. Mediante el análisis estereográfico se determina que una cuña es inversa cuando la línea “P”, o línea de deslizamiento queda comprendida entre las líneas Ta y Tb, que

surgen del cruce de los planos que conforman la cuña con el plano que representa a la cara del talud ( $T_a < i < T_b$ ) (Figura 33).

Dependiendo de las condiciones de la cuña esta puede ceder en un lapso de tiempo que va de los pocos segundos o minutos hasta un movimiento que puede tardar meses o inclusive años, de igual manera la magnitud de este evento puede generar algunos metros cúbicos de material caído hasta masas que pueden alcanzar grandes áreas de destrucción.

El cálculo del coeficiente de seguridad en la rotura en cuña es muy similar a la rotura planar, solo que en este caso existen dos planos a considerar para realizar el análisis de las resultantes de los esfuerzos, e igualmente apoyarlo con el análisis estereográfico.

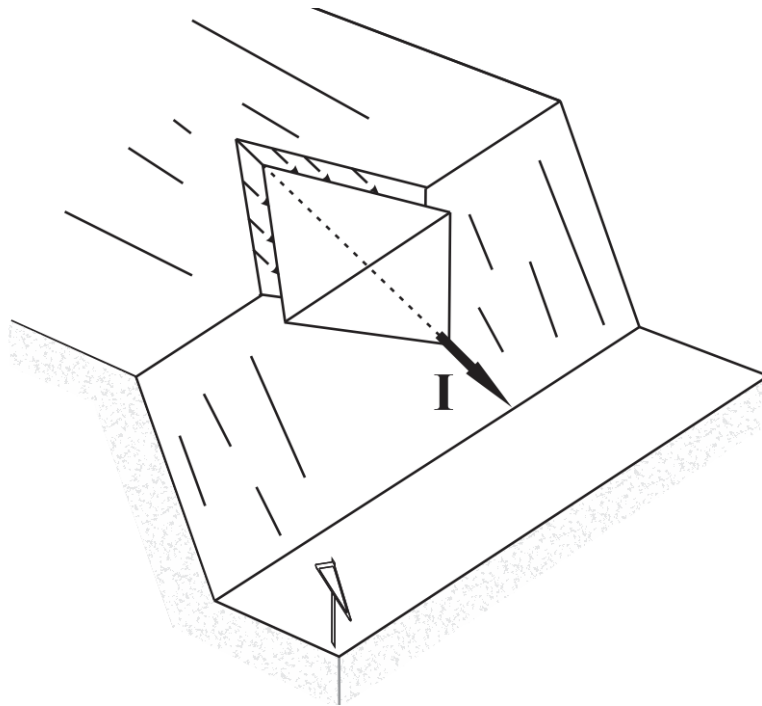


Figura 31.- Cuña directa en perfil en un talud carretero, en ella se observa la línea de intersección o línea de deslizamiento y los planos de las familias buzando en sentidos diferentes.

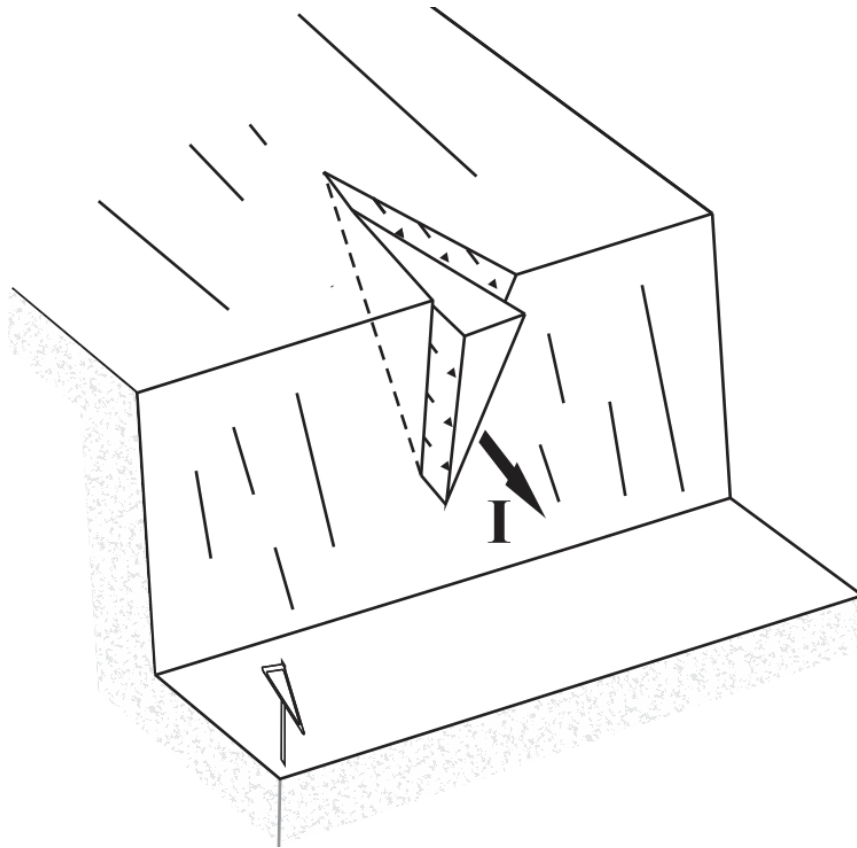


Figura 32.- Cuña inversa en perfil en un talud carretero, se observa la línea de deslizamiento “I”, entre los planos de deslizamiento que buzan en el mismo sentido.

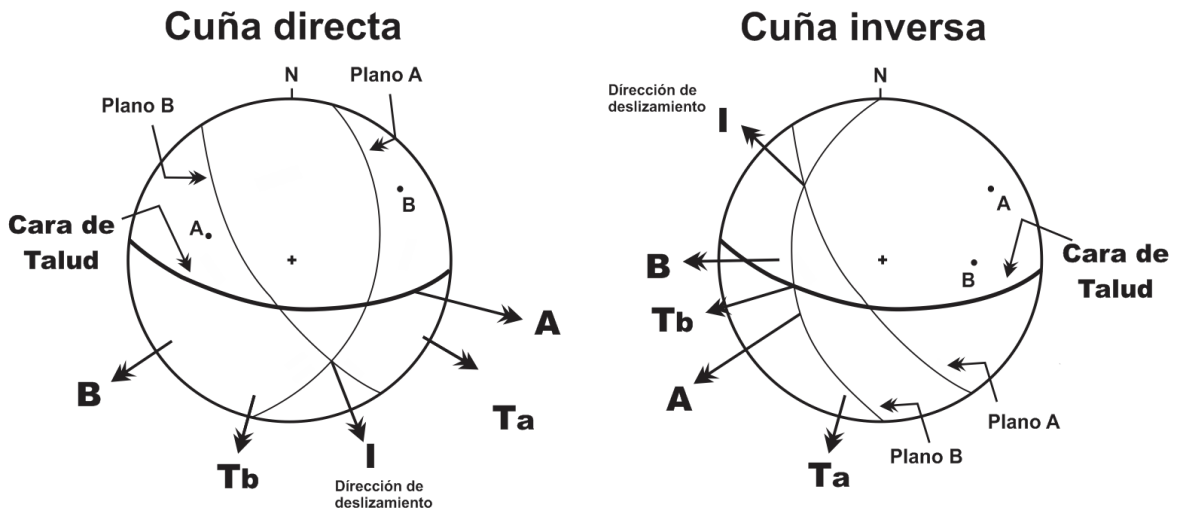


Figura 33.- Criterio de análisis para cuñas inversas y directas donde: A=Dir, buzamiento plano A, B=Dir. buzamiento plano B, I=Intersección de los planos A y B, Ta=Intersección de los planos A y talud, Tb=Intersección de los planos B y talud.

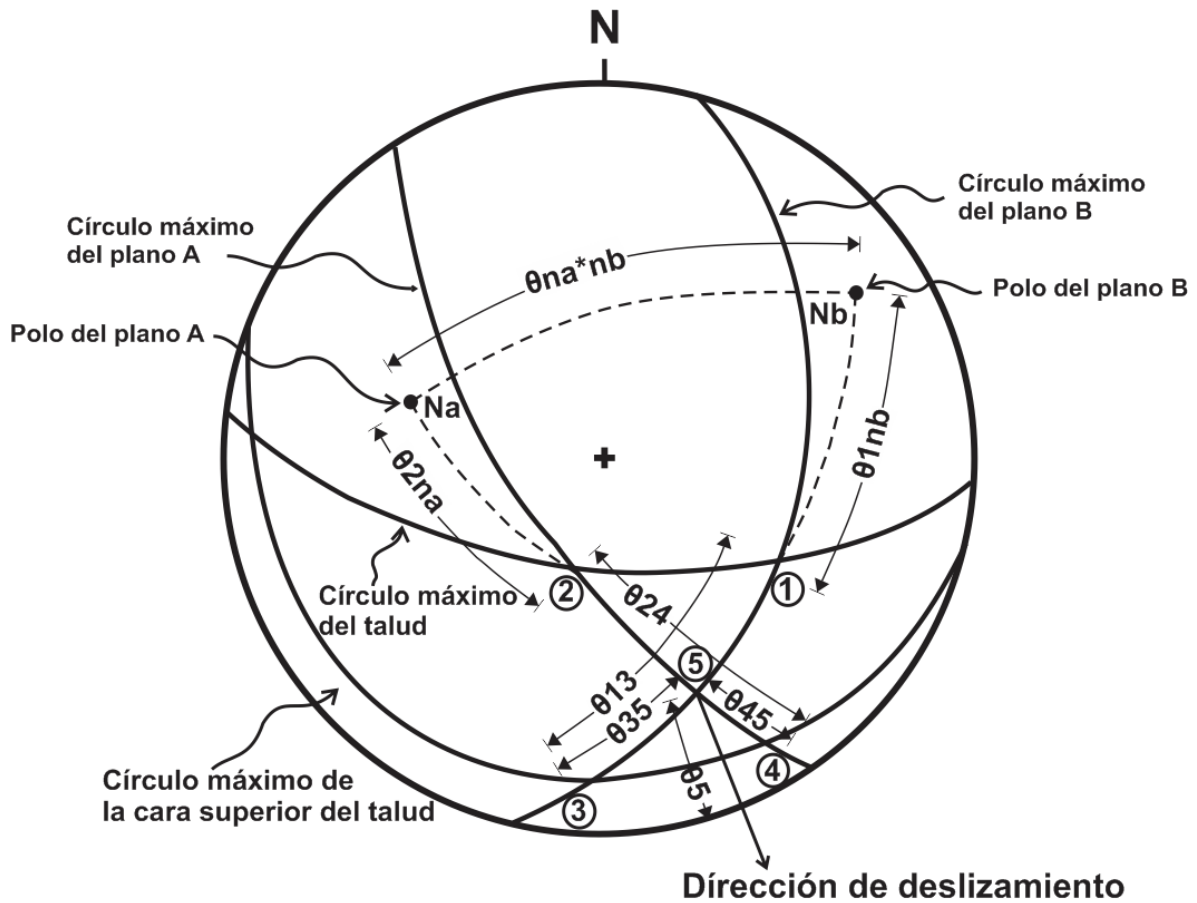


Figura 34.- Representación estereográfica de la rotura en cuña, se representan las relaciones geométricas a partir de los polos, las líneas de intersección entre los planos de deslizamiento, la cara del talud y la cara superior, así mismo la línea de deslizamiento.

El análisis para el método de equilibrio límite en la cuña está más soportado por el análisis estructural que en el caso de la falla planar. Para su análisis Hoek *et. al.* (1981) desarrollo un método en el cual a partir de ángulos entre puntos determinados de la geometría de la cuña, obtenidos a partir de la proyección estereográfica, se puede obtener el factor de seguridad utilizando la Ecuación 25, los factores adimensionales se obtienen siguiendo la Figura 34. En la Figura 35 se observa una cuña en el área de estudio.

Ecuación 25.- Factor de seguridad por el método de equilibrio límite para cuña.

$$FS = \frac{3}{\gamma H} (C_A X + C_B Y) + (A - \frac{\gamma_w}{2\gamma} X) \tan \phi_A + (B - \frac{\gamma_w}{2\gamma} Y) \tan \phi_B$$

Ecuación 26.- Factores adimensionales de la geometría de la cuña.

$$X = \frac{\sin \theta_{24}}{\sin \theta_{45} \cos \theta_{2na}}$$

$$Y = \frac{\sin \theta_{13}}{\sin \theta_{35} \cos \theta_{1nb}}$$

$$A = \frac{\cos \psi_a - \cos \psi_b \cos \theta_{na*nb}}{\sin \psi_5 \sin^2 \theta_{na*nb}}$$

$$B = \frac{\cos \psi_b - \cos \psi_a \cos \theta_{na*na}}{\sin \psi_5 \sin^2 \theta_{na*nb}}$$

Donde:

- H (m): Altura total de la cuña.
- c (MPa): Cohesión efectiva de la superficie de deslizamiento.
- $\phi$  (grados): Ángulo de fricción residual de la superficie de deslizamiento.
- $\gamma$  (KN/m<sup>3</sup>): Peso específico de la roca.
- $\gamma_w$  (KN/m<sup>3</sup>): Peso específico del agua.
- X, Y, A, B: Factores adimensionales que representa la geometría de la cuña.
- $\Psi_a, \Psi_b$  (grados): Buzamiento de los planos A y B.
- $\Psi_5$  (grados): Inclinación de los planos de intersección.
- $\theta_{ij}$  (grados): Ángulo que forman las rectas de intersección.



Figura 35.- Cuña de 4.5 m de alto ubicada en la carretera Tierra Nueva- El Realito, la discontinuidad de la derecha es casi vertical y perpendicular al frente del corte.

### ***2.2.5- Cono de fricción.***

Dentro de las componentes más importantes en la estabilidad de un bloque se tiene a la fricción, esta fuerza depende de varios factores, entre ellos podemos citar la rugosidad, la resistencia de la roca, el ángulo sobre el que descansa el cuerpo y claro está el peso del bloque. En la Figura 36 se puede ver un esquema de estos factores descompuestos vectorialmente. De acuerdo a la posición se tienen dos componentes (Ecuación 27) una componente tangencial (S) y una fuerza en la normal (N), directamente relacionadas con el peso del bloque (W), y con el ángulo del plano con respecto a la horizontal también se puede observar la fuerza de fricción  $R_f$  (Ecuación 28) en la misma dirección a la fuerza tangencial del cuerpo pero en

sentido contrario, esta es generada por la fuerza normal multiplicada por el coeficiente de fricción de la superficie, el coeficiente de fricción es la tangente del ángulo de fricción, por ultimo al equilibrio del bloque agregamos la cohesión como fuerza que se opone al deslizamiento.

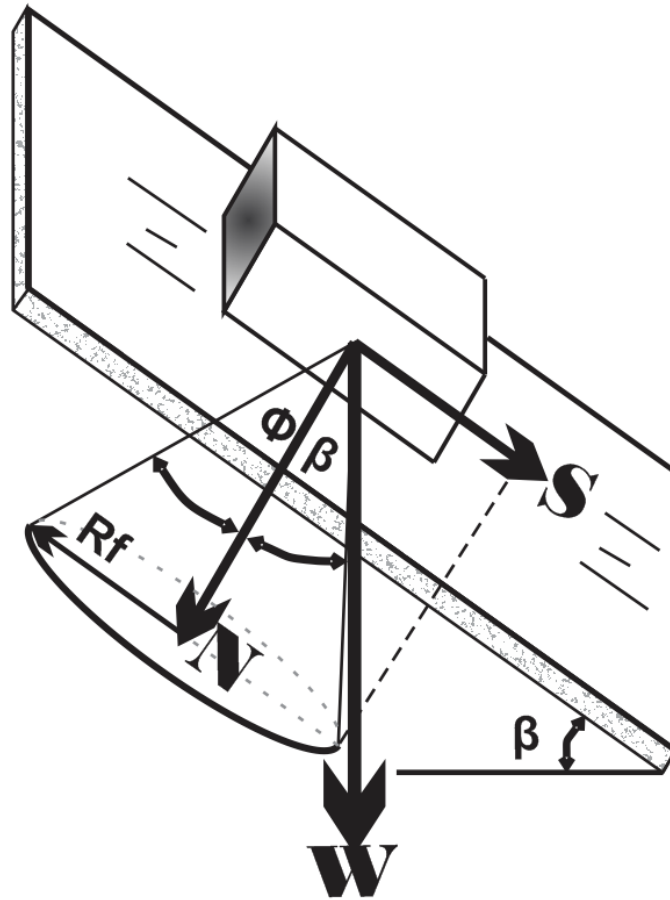


Figura 36.- Cono de fricción representando los esfuerzos actuantes de un objeto sobre un plano inclinado.

Ecuación 27.- Fuerzas normal y tangencial de un bloque sobre un plano inclinado.

$$S = W * \sin \beta$$

$$N = W * \cos \beta$$

Ecuación 28.- Fuerza de fricción resultante.

$$R_f = N * \tan \Phi = W * \cos \beta * \tan \Phi$$

Un factor que generalmente no se estima con la importancia debida es la rugosidad, por lo general solo se atribuye un ángulo de fricción básico al material y posteriormente se procede a realizar los cálculos correspondientes, sin embargo la existencia de la rugosidad, el ángulo de dilatación y la humedad son factores que intervienen ampliamente en la magnitud de esta fuerza, por lo que su integración al problema es de suma importancia.

En mecánica la rugosidad es el conjunto de irregularidades que posee una superficie. En un principio los criterios de rotura de mecánica de rocas trataban la rugosidad de la junta como un incremento del ángulo de rozamiento sin embargo la rugosidad fue ganando importancia hasta convertirse en el parámetro JRC (*Joint Roughness Coefficient*) del criterio de Barton (1973 – 1990). Dependiendo de la escala se habla de aspereza o de rugosidad. A pequeña escala (mm-cm), la aspereza de una junta puede ser rugosa, suave o pulida. A mayor escala (dm-m), la rugosidad puede ser plana, ondulada o escalonada. Existen diferentes métodos para la obtención del JRC; barras graduadas, discos con brújula, ensayos in situ - como el de inclinación o *Tilt test*, ensayos de corte directo y, por supuesto, métodos modernos mediante fotointerpretación, laser escáner y análisis fractal de imagen, sin embargo los métodos simplificados como el del peine de Barton o perfilometro son de gran ayuda en el trabajo de campo, llegando incluso a una valoración rápida dependiendo de la escala utilizada, en la Figura 37 se ilustra el grado de rugosidad de las juntas a una escala relativamente pequeña. Las asperezas en la superficie llegan a aumentar en gran medida el ángulo la rugosidad se considera como una serie de dientes de sierra llamadas asperitas.



Barton (1973) desarrolló un modelo que permite conocer la resistencia al corte en superficies rugosas, posteriormente en base a ensayos y observaciones Barton y Choubey (1977) postularon la Ecuación 29.

Barton considero que la resistencia al cortante es la suma de tres componentes:

- Una componente de fricción  $\phi_b$ .
- La rugosidad JRC, o una componente geométrica.
- Una componente de falla por la rugosidad  $\frac{JCS}{\sigma_n}$ .

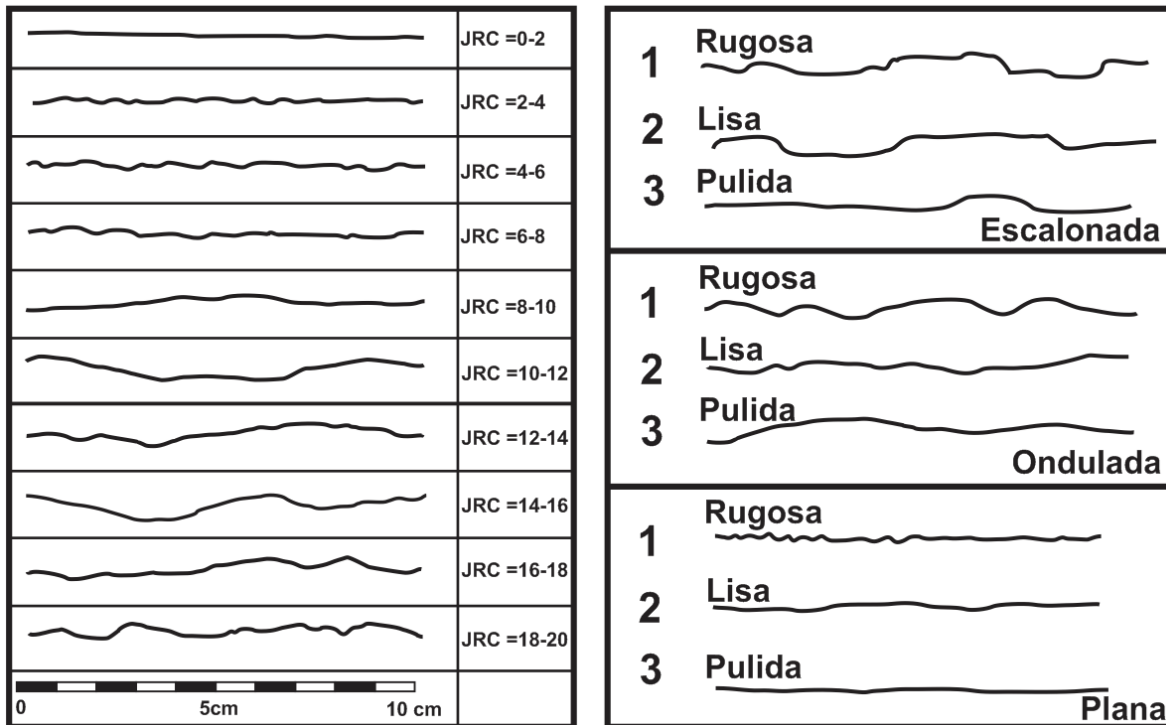


Figura 37.- Determinación del JRC (Barton, 1977) y perfiles de rugosidad entre 1m y 10m (ISMR 1981).

Por su parte la utilización del peine de Barton y del Martillo de Schmidt juega un papel fundamental en la obtención de la cohesión y de la fricción. En cuanto a la fricción tenemos tres componentes, el primero la fricción básica ( $\phi_b$ ) dada por las características del

material y generalmente obtenido mediante el *Tilt Test* (Figura 38), el ángulo de fricción básico se utiliza normalmente cuando la roca se encuentra con una superficie lisa y sin meteorizar, posteriormente se obtiene el ángulo de fricción pico ( $\phi_p$ ) el cual considera la rugosidad de la junta, la resistencia del material y la presión a la que está sometida la roca por su propio peso, finalmente se considera el ángulo de fricción residual ( $\phi_r$ ) el cual agrega un estado de alteración por el cual las asperitas de la superficie se van limando hasta dejar esta nueva condición friccionante, donde la resistencia al movimiento ya no solo depende de la forma y composición del material si no que se le agrega la resistencia del material.

Por su parte la cohesión no se puede apreciar en las formulas anteriores, es por eso que Hoek *et al.* (1995) propone los valores de cohesión y fricción instantánea mediante la Ecuación 33 y Ecuación 34.

Ecuación 29.- Resistencia al corte.

$$\tau = \sigma_n \tan[\phi_r + JRC * \log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right)]$$

Ecuación 30.- Ángulo de inclinación o dilatancia.

$$i = JRC * \log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right)$$

Ecuación 31.- Ángulo de fricción pico.

$$\phi_p = \phi_b + i$$

Ecuación 32.- Ángulo de fricción residual.

$$\phi_r = (\phi_p - 20) + 20\left(\frac{r}{R}\right)$$

Ecuación 33.- Ángulo de fricción instantánea.

$$\phi_i = \arctan \frac{\partial \tau}{\partial \sigma_n}$$

$$\frac{\partial \tau}{\partial \sigma_n} = \tan \left[ \text{JRC} * \log_{10} \left( \frac{\text{JCS}}{\sigma_n} \right) + \phi_r \right] - \frac{\pi \text{JRC}}{180 * \ln 10} \left\{ \tan \left[ \text{JRC} * \log_{10} \left( \frac{\text{JCS}}{\sigma_n} \right) + \phi_r \right] + 1 \right\}$$

Ecuación 34.- Cohesión instantánea.

$$c_i = \tau - \tan \phi_i$$

Donde:

- $\tau$  (MPa): Resistencia al corte.
- JRC: Coeficiente de rugosidad de la junta que se obtiene mediante el peine de Barton.
- JCS (MPa): Resistencia a la compresión en la fractura obtenido mediante el martillo de Schmidt, método similar a la compresión uniaxial (USC) si la roca es inalterada.
- $\sigma_n$  (MPa): Esfuerzo normal efectivo.
- $i$  (grados): Ángulo de dilatancia obtenido de la rugosidad de la junta.
- $\phi_b$  (grados): Ángulo de fricción básico.
- $\phi_p$  (grados): : Ángulo de fricción pico.
- $\phi_r$  (grados): Ángulo de fricción residual.
- $r$ : Rebote del martillo de Schmidt en la roca alterada.
- $R$ : Rebote del martillo de Schmidt en la roca intacta.
- $\phi_i$  (grados): : Ángulo de fricción instantáneo.
- $c_i$  (MPa): Cohesión instantánea.



Figura 38.- *Tilt Test* realizado en campo en un bloque de la ignimbrita el órgano donde el ángulo obtenido es de  $30^\circ$  en condición seca.

#### **2.2.6- Debris flow.**

El flujo de escombros se define de acuerdo a Takahashi (1980) como “el flujo conformado por una mezcla viscosa y sedimentos de todos los tamaños con acumulaciones de cantos rodados que se vuelcan en el frente de la onda y forman lóbulos, detrás del cual siguen los granos más finos”, esto se observa en la Figura 39.

Cuando el desplazamiento es de material seco, se trata de un deslizamiento de suelo, por lo tanto su estudio corresponde a la mecánica de suelos pero cuando el flujo es saturado, se relaciona con el de una mezcla de agua con sedimentos y su análisis entra en el campo de la hidráulica. El fluido que se conforma en este fenómeno forma una masa que entra dentro de la denominación de fluido no newtoniano, Un fluido no newtoniano es aquél cuya viscosidad (resistencia a fluir) varía con el gradiente de tensión que se le aplica.

Estos fenómenos generalmente se presentan durante periodos de lluvias intensos durante un largo periodo de tiempo, sin embargo se han registrado estos fenómenos durante lluvias extraordinarias de periodos cortos pero con una precipitación muy elevada. Los

movimientos que se generan son muy parecidos a los encontrados en el concreto durante su vaciado o durante su mezclado en una revolvedora, y esto se explica principalmente debido a la relación sedimento-agua que se asemeja mucho al debrís. Sharpe (1960) explica que la diferencia entre un deslizamiento y un flujo es que en el primero no existe una deformación interna a diferencia de lo ocurrido en los flujos.

El término *debris flow* es algo ambiguo en la literatura, pues para muchos autores un flujo de barro y uno de detritos son sinónimos mientras que para otros son casi iguales. Friedman y Sanders (1978) describen un flujo de detritos como una masa plástica que se origina al incrementarse los sedimentos lo que genera un aumento en la densidad y en la viscosidad mientras que para Middleton y Southard (1984) añaden que una de las características principales de un flujo de detritos es la presencia de una matriz de grano fino la cual mantiene el flujo en estado laminar al incrementar la viscosidad y por otro lado permite que los bloques de roca se mantengan suspendidos al incrementar la cohesión y la resistencia del fluido. La mayoría de los autores también añaden que el flujo de detritos es un movimiento de lento a rápido en el cual la parte de los sedimentos son mayores a la parte del agua, además de ser alargados y estrechos y generar una especie de lóbulo en áreas de flujo libre. El problema con las características mencionadas para el flujo de escombros es que el flujo de lodos tiene las mismas características.

Lewis y McConchie (1994) dividen por su parte el flujo de detritos en cohesivo y no cohesivo donde la parte continua formada por material fino y agua sostiene a la parte dispersa formada por arenas, gravas hasta bloques. En el flujo de detritos no cohesivos la mecánica por la cual los fragmentos más grandes son sostenidos es el choque entre las partículas,

mientras que en el flujo cohesivo los clastos son soportados por la matriz de material fino, generalmente se considera que con un contenido que va del 5 % al 10 % de material arcillo limoso es suficiente para crear un flujo de detritos cohesivo.

Desde el punto de vista de la hidráulica un flujo está gobernado por cuatro características del fluido: viscosidad de la mezcla, turbulencia, fricción y colisión entre las partículas.

Brea *et al.* (2005) describen que dependiendo de su relación sedimento-agua en volumen podemos clasificarlos de la siguiente manera:

- Si la relación es  $\leq 40$  % de sedimento contenido en el agua en volumen, se clasifica como flujo de aguas con sedimentos en suspensión, y su flujo es muy similar a un flujo de agua.
- Si la relación es 45-55% podemos clasificarlo como un flujo barro.
- El debris se presenta cuando los materiales clásticos son los que tienen mayor presencia en el flujo, su concentración de sedimentos y clastos puede llegar a alcanzar hasta el 90 % del peso.

Los flujos de agua ocurren ante un régimen turbulento, un flujo de barro ocurre cuando la mezcla tiene predominantemente condiciones de viscosidad altas y los flujos de detritos ocurren ante la presencia de tensiones dispersivas, eso no implica que en un mismo evento no varíen las concentraciones de material fino-clastos-agua, por lo que se puede encontrar distintos tipos de flujos dependiendo del lugar y del tiempo durante un mismo flujo.

Se puede apreciar la composición de la siguiente forma:

- Región 1.- Caracterizada por la presencia de fragmentos de roca con alto grado de desorden que asemejan hincharse hacia el exterior.
- Región 2.- Se encuentran guijarros de diversos tamaños al frente en una mezcla de agua lodosa muy turbulenta.
- Región 3.- se presenta como una mezcla de agua lodosa con alta concentración de barro combinado con arena y guijarros.

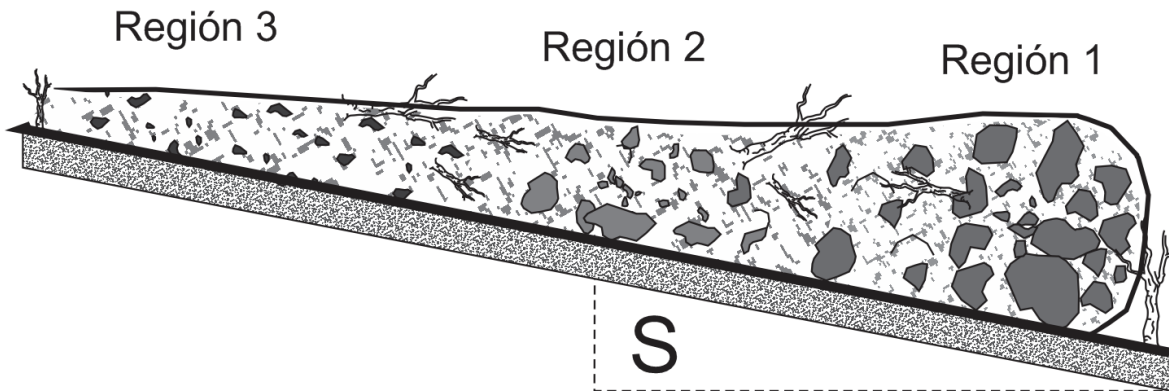


Figura 39.- Composición de flujo de escombros donde se presentan tres zonas principales en las cuales la concentración y el tamaño de sólidos es la principal variación.

La velocidad del flujo se puede calcular mediante la sobreelevación que genera el flujo al correr por las curvas del canal, en el lado exterior de la curva se deposita material con lo que origina una diferencia de alturas entre los límites de la zanja (Figura 40). Se realizó una comparativa entre los métodos de Manning a partir de su ecuación para la velocidad del agua en canales abiertos, Ecuaciones 35-37, y Johnson y Rodine (1984), Ecuación 38, para la evaluación de la velocidad del flujo debido que la mayoría de los modelos para determinar las características de estos eventos utilizan datos difíciles, por no decir imposibles de obtener, tales como la densidad de la mezcla, viscosidad, porcentaje de agua, porcentaje de material

solido etc., datos solo medibles en el momento, mientras que las ecuaciones anteriores dan un acercamiento a la velocidad del flujo utilizando datos obtenidos después del flujo.

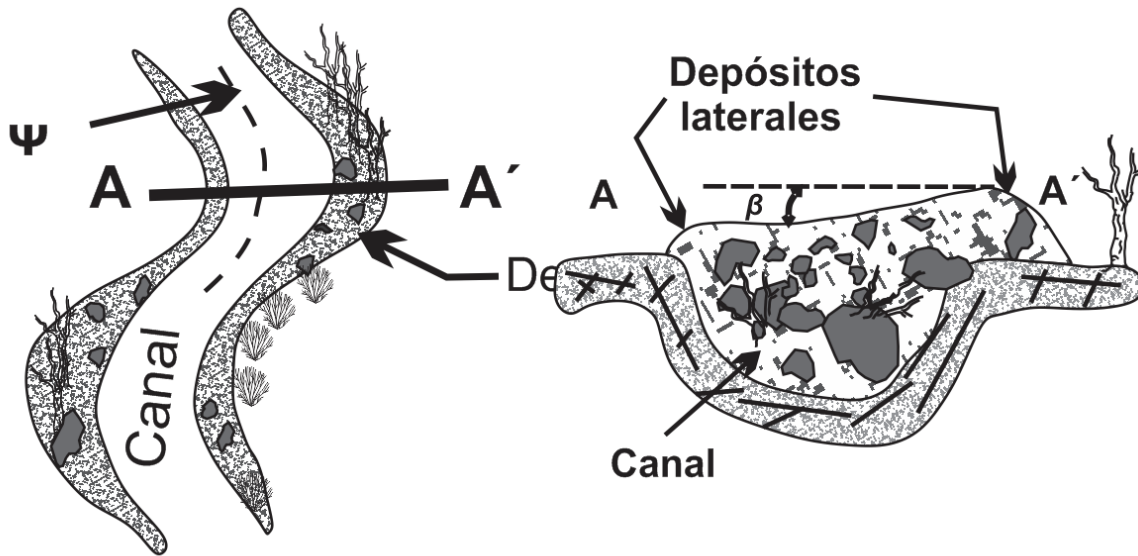


Figura 40.- Sobreelevación generada por *debris flow*, Johnson y Rodine (1984). La acumulación se presenta sobre todo en las curvas del canal, por sus características de ancho del canal, pendiente y material de fondo.

Ecuación 35.- Radio hidráulico de un canal.

$$R = \frac{A}{P}$$

Ecuación 36.- Velocidad de un flujo, Manning (1889).

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

Ecuación 37.- Coeficiente de rugosidad de un canal, Manning (1889).

$$n = \frac{0.0926 R^{\frac{2}{6}}}{1.16 + 2 \log \frac{R}{d_{84}}}$$



Donde:

- V (m/s): Velocidad del flujo.
- n: Coeficiente de rugosidad (adimensional).
- A (m<sup>2</sup>): Área mojada.
- P (m): Perímetro mojado.
- R (m): Radio hidráulico (A/P).
- S (m/m): Pendiente del cauce.
- D<sub>84</sub> (m): Diámetro de las partículas del fondo del cauce.

Ecuación 38.- Velocidad de flujo Johnson y Rodine (1984).

$$V = (g * r * \sin \varphi \tan \psi)^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

- V (m/s): Velocidad del flujo.
- g (m/s<sup>2</sup>): Constante gravitacional.
- r (m): Radio de curvatura.
- $\varphi$ (grados): Pendiente del canal.
- $\Psi$ (grados): Sobre inclinación del flujo en curva.

En este trabajo se sustituye el coeficiente de rugosidad en la ecuación de Manning “n” en base a los diferentes tamaños de partículas en el lecho del canal dado que la ecuación original lo toma en base a agua solamente, en este caso se utiliza la Tabla 5 La Figura 41 muestra material depositado en la zona de estudio.

Tabla 5.- Rugosidad entre el lecho del cauce y la mezcla del flujo, Xu y Feng (1979).

Tipo de flujo	Características del cauce	Pendiente	Valores de n (Manning) para diferentes profundidades			
			0.5 m	1.0 m	2.0 m	4.0 m
Flujos no viscosos donde predominan los materiales de partículas gruesas	Canal angosto y empinado con gradas y contracciones. El material del lecho son rocas de 0.5 a 2.0 m	0.15-0.22	0.2	0.25	0.33	0.5
	Canal con muchas curvas y gradas. El material del lecho son piedras de 0.3 a 0.5 m	0.08-0.15	0.1	0.125	0.167	0.25
	Canal ancho y recto. El material del lecho es piedra de hasta 0.3 m, arena y grava	0.02-0.08	0.056	0.071	0.1	0.125
Flujo viscoso, predominan los materiales de partículas finas (limos y arcillas)	Canal angosto y meándrico. El material del lecho son piedras grandes, arena y grava, que forman bloqueos y gradas	0.12-0.16	0.056	0.067	0.083	0.1
	Canal comparativamente reto. El material del lecho son piedras, arena y grava	0.08-0.12	0.036	0.042	0.05	0.06
	Canal ancho y recto. El material del lecho son piedras de menos de 0.3 m, arena y grava	0.04-0.08	0.029	0.036	0.042	0.05



Figura 41.- Material depositado durante flujo de escombros en la margen sur del Rio Santa María.

### 2.2.7.-Método de dovelas.

Para el cálculo de taludes compuestos de material suelto, poco compactados o de roca altamente fracturada es conveniente seguir con los métodos de equilibrio límite, en este caso los métodos de dovelas.

El método de dovelas originalmente consiste en realizar el equilibrio de fuerzas que se generan en superficies circulares o curvas, sin embargo los métodos más recientes pueden generar superficies más complejas relacionando distintos factores en el análisis, es decir, complementando con sumatorias de fuerzas de forma bidimensional (X, Y), así como la sumatoria de momentos, los métodos de dovelas se clasifican en aproximados, los cuales no cumplen con todas las condiciones de la estática, y precisos, aquellos métodos que si cumplen con todo el equilibrio, en la Tabla 6 podemos ver algunos de los métodos de cálculos y sus características.

El esquema de cálculo utilizado en los métodos completos se ve en la Figura 42.

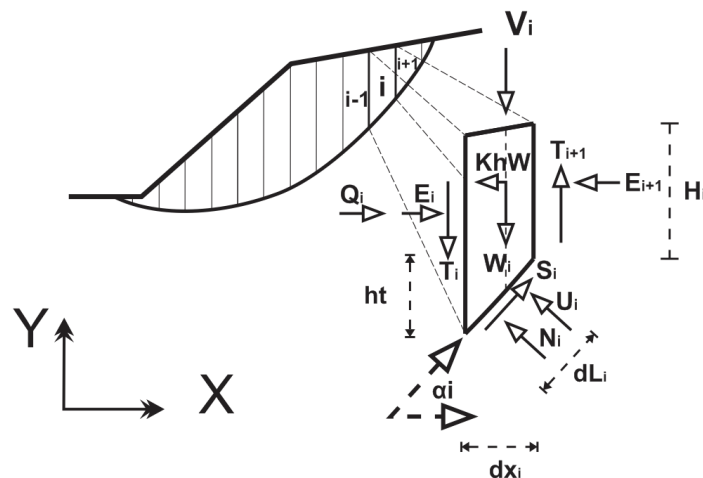


Figura 42.- Método de cálculo utilizado, tomado de: *SSAP 2010 "un passo oltre..." (SLOPE STABILITY ANALYSIS PROGRAM) Manuale di Riferimento Versione 4.8.8 (2017)*, Borselli (2017).

Donde:

- $\alpha_i$ : Ángulo de inclinación de la dovela.
- $dL_i$ : Longitud de la base de la dovela.
- $dx_i$ : Ancho de la dovela.
- $H_i$ : Altura de la dovela.
- $h_i$ : Altura donde se aplican las fuerzas.
- $W_i$ : Peso de la dovela.
- $N_i$ : Fuerza normal en la base ( $N_i = W_i \cos(\alpha_i)$ ).
- $S_i$ : Resistencia al corte en la base.
- $U_i$ : Presión de poro.
- $T_i$ : Corte sobre los lados.
- $E_i$ : Fuerza normal sobre los lados.
- $K_h$ : Coeficiente sísmico horizontal.
- $Q_i$ : Fuerzas horizontales externas (sismo, apoyos, anclas...).
- $V_i$ : Fuerzas externas verticales (sobrecarga, sismos...).

El análisis de los cortes se realizará mediante el programa SSAP 2010 4.8.4. Parte de los datos requeridos por este programa son sencillos de obtener y de introducir por su práctica interfaz.

- Perfil topográfico a detalle: Para acercar los resultados lo ms posible a la realidad, para este caso en particular se cuenta con un Modelo Digital de Elevaciones (MDE)

a 10 m además de perfiles elaborados a detalle y complementados con las curvas topográficas.


- Geología: La determinación no solo de la litología, si no del grado de alteración y del grado de perturbación del talud juegan un factor de gran repercusión en la estabilidad y en el modelado y análisis.
- Datos físicos del material: Datos como Resistencia a la compresión ( $\sigma_{ci}$ ) la cohesión, el peso volumétrico seco ( $P_{vol}$ ) y el peso volumétrico saturado ( $P_{volsat}$ ), fricción, factor de disturbio ( $D$ ) y el parámetro de la roca intacta ( $m_i$ ).
- Agua subterránea: El nivel piezómetro del agua en el lugar debe estimarse o en dado caso de considerarse conveniente modelarse en diferentes niveles, el agua además de elevar el peso del material por la saturación y producir empujes disminuye las tensiones negativas y aumenta la presión de poro, lo que desencadena la inestabilidad.
- Cargas externas: La existencia de edificaciones, obras que aseguran el talud o las mismas cargas sísmicas de la región.

El método de cálculo a seguir es el de Morgenster-Price (1965), método utilizado por el programa SSAP, entre muchos otros, este se toma como de alta exactitud, al grado que muchos de los demás autores comparan sus resultados con los obtenidos mediante Morgenstern, de igual manera se puede separar el talud por estratos y así crear zonas de perturbación del macizo dependiendo de la intervención en el corte, ya sea mecánica o por voladura y por la intensidad de estos (Tabla 7).

Tabla 6.- Métodos de cálculo, superficies que arroja y condiciones de equilibrio que utiliza.

<b>Método</b>	<b>Superficies de falla</b>	<b>Equilibrio</b>
Talud infinito	Rectas	Momentos y fuerzas
Bloques o cuñas	Tramos rectos formando una cuña	De fuerzas
Espiral logarítmica (Frohlich, 1953)	Espiral logarítmica	Momentos y fuerzas
Arco circular (Pettersen, 1916), (Fellenius, 1922)	Circulares	Momentos y fuerzas
Ordinario o de Fellenius (Fellenius, 1927)	Circulares	De fuerzas
Bishop simplificado (Bishop, 1955)	Circulares	De momentos
Janbú simplificado (Janbú, 1968)	Cualquier forma de superficie de falla	De fuerzas
Sueco modificado, U.S. Army Corps of Engineers (1970)	Cualquier forma de superficie de falla	De fuerzas
Lowe y Karafiath (1959)	Cualquier forma de superficie de falla	De fuerzas
Morgenstern y Price (1965)	Cualquier forma de superficie de falla	Momentos y fuerzas
Spencer (1976)	Cualquier forma de superficie de falla	Momentos y fuerzas
Sarma (1973)	Cualquier forma de superficie de falla	Momentos y fuerzas
Borselli (2016)	Cualquier forma de superficie de falla	Momentos y fuerzas
Elementos finitos	Cualquier forma de superficie de falla	Análisis de esfuerzos y deformaciones

Tabla 7.- Factor de disturbio D, modificado de Hoek *et al.* (2012).

Apariencia del macizo rocoso	Descripción del macizo rocoso	Valor D sugerido
	<p>Excelente calidad de voladura controlada o excavación con tuneladora, TBM, con resultados de alteración mínima del macizo rocoso confinado circundante al túnel</p>	<p>D = 0</p>
	<p>Excavación mecánica o manual en macizos rocosos de mala calidad (sin voladuras) con un alteración mínima del macizo circundante.</p> <p>Cuando aparezcan problemas de deformación en el piso durante el avance, la alteración puede ser severa a menos que se coloquen una contrabóveda temporal, tal como se muestra en la figura.</p>	<p>D = 0</p> <p>D = 0.5 No invert</p>
	<p>Voladura de muy mala calidad en un túnel en roca competente con daños locales severos, extendiéndose 2 ó 3 m en el macizo rocoso circundante</p>	<p>D = 0.8</p>
	<p>Pequeñas voladuras en túneles de ingeniería civil dan lugar a pequeños daños en el macizo rocoso , particularmente si se usan voladuras de contorno como se muestra en el lado izquierdo de la fotografía. Sin embargo la liberación de tensión se traduce en alteración</p>	<p>D = 0.7 Buena voladura</p> <p>D = 1 Voladura deficiente</p>
	<p>Los taludes en las grandes minas a cielo abierto sufren alteraciones significativas debido a las grandes voladuras de producción y también debido a la relajación de tensiones al retirar el estéril de recubrimiento.</p> <p>En algunas rocas blandas la excavación puede llevarse a cabo mediante el ripado y empuje de tractores de orugas y el grado de afección a los taludes será menor.</p>	<p>D = 1 Voladuras de producción</p> <p>D = 0.7 Excavación Mecánica</p>

### **3. Resultados de la estabilidad de taludes.**

#### **3.1- Análisis geomecánico.**

Para la obtención de las clasificaciones geomecánicas se crearon una serie de tablas las cuales relacionan el factor de discontinuidades por metro ( $\lambda$ ), y por tanto el RQD, con el RMR y el SMR, posteriormente el RQD y el JCond<sub>89</sub> para obtener un valor del GSI, finalmente en las mismas tablas se calcularon el Módulo de Elasticidad teniendo como dato base el GSI. La Tabla 8 muestra las diferentes clasificaciones para la estación ER-002 presentada en la Figura 43, fotografía escalada donde se aprecian as líneas guía para la obtención del RQD, el resto de las tablas restantes se muestran en los anexos.

La clasificación geomecánica de los taludes arroja resultados muy variables, dependiendo del tipo de corte, el grado de intervención y el grado de alteración se encuentra una gama considerable de resultados, sin embargo las diferentes clasificaciones nos arrojan resultados más o menos homogéneos en la evaluación de cada sitio.

El RMR, aplicado a taludes, va de 32 a 63 variando de una descripción pobre en la región oriente a una clasificación regular en la zona central del tramo carretero, en esta región el RQD a diferencia de la zona Este es mayor, encontrándose bloques de gran tamaño con fracturas espaciadas, sin embargo la orientación de estas hace posible la aparición de estructuras en cuña y de deslizamiento planar.

Por su parte el SMR varía entre 57 a 69 e igual que la clasificación anterior nos dice que en la parte oriente se presentan cuñas debido al alto fracturamiento, mientras que al avanzar hacia el poniente, los bloques se vuelven cada vez más grandes y presentan mejores



condiciones, es decir, en las primeras estaciones aparece una condición de estabilidad que va de “Parcialmente estable” a una condición “Estable” hacia la estación ER-009. El SMR nos dice que se deben presentar una serie de remediaciones que van desde la remoción de bloques peligrosos hasta la colocación de mallas ancladas a las paredes.

Finalmente, el GSI (Tabla 9) muestra una variación de 63 a 91 que va de una calificación regular donde se presentan muchas discontinuidades generalmente alteradas por presentarse en la traza de un camino anterior a una condición excelente donde el corte es reciente y no se ha afectado mucho a la roca, dejando grandes bloques con baja alteración.

Un resumen de los resultados obtenidos se muestra en la Tabla 10.



Figura 43.- Talud ER-002 escalado a 1m donde se ven líneas guías para la medición de las discontinuidades.

Tabla 8.- Clasificación geomecánica de la estación ER-002.

<b>ER-002</b>		Bieniawsky (1978) GPa	Gokceoglu (2003) GPa
Modulo de elasticidad (E Mpa)	14.00	13.08	
	Hoek & Brown (1997)	Hoek et al. (2013)	
GSI	52.00	68.72	
	Regular	Buena	
ROD	57.63	Regular	
RMR	32.00	Pobre	
SMR	57.00	Parcialmente estable	
A		6.10	

ROCK MASS RAITING (BIENIAWSKI, 1989)		Clasificación	Puntuación
Resistencia de la matriz rocosa (USC)	-----	28.80	4
Indice de calidad de la roca (RQD)	-----	57.63	13
Separación entre diaclasas	-----	0.16	8
	Longitud de la discontinuidad	5	2
	Abertura(mm)	4	1
	Rugosidad	Ligeramente rugosa	3
	Relleno	Ninguno	6
	Ateración	Ligeramente alterada	5
	-----	Seco	15
	-----	Medias	-25
Agua freática	-----		
Orientación de las discontinuidades			
		RMR	32

Clase	Descripción	Tiempo Medio Sostrén
Clase IV	Pobre	5 horas/ 15 min

SLOPE MASS RAITING (ROM/ANA, 1985)		Clasificación	Puntuación
Tipo de rotura		Cuña	
ROCK MASS RAITING (RMR)		-----	57
Paralelismo entre la discontinuidad y el talud		258	223
Inclinación del plano de discontinuidad		-----	72
Relación entre el echado del talud y plano de discontinuidad		75	48
Factor de ajuste según el método de excavación		-----	Voladura o mecánico
			SMR
			57

Caso	Descripción	Estabilidad	Roturas	Tratamiento
Caso III	Normal	Parcialmente estable	Algunas juntas o muchas cuñas	Sistemático

Tabla 9.- Resultado de la estimación del GSI en los taludes carreteros.







<p><b>GEOLOGICAL STRESS INDEX (GSI) PARA ROCAS DIACLASADAS (HOEH Y MARINOS, 2000).</b></p> <p>A partir de la litología, estructura y condiciones superficiales de las discontinuidades, se estima el valor promedio del GSI. No se debe tratar de ser muy preciso, es suficiente con dar un rango. La tabla no aplica para estructuras controladas por fallas, donde planos estructurales débiles están presentes en una dirección desfavorable con respecto al frente de excavación, estos dominan el comportamiento del macizo rocoso. Las zonas de falla son propensas a la alteración como resultado de los cambios de humedad que pueden reducirse cuando el agua esta presente. Cuando se trabaja en rocas de regular o mala calidad cambian las condiciones por el cambio de humedad. La presión del agua la presión del agua se trata con un análisis de estrés efectivo.</p>		<p><b>CONDICIONES DE SUPERFICIE</b></p> <p><b>MUY BUENAS.</b> Superficies muy rugosas, superficies no meteorizadas, frescas.</p> <p><b>BUENAS.</b> Superficies rugosas, ligeramente meteorizadas y manchadas con hierro.</p> <p><b>REGULAR.</b> Superficies lisas, moderadamente meteorizadas y alteradas.</p> <p><b>POBRE.</b> Superficies con espejos de falla, con alto grado de meteorización y relleno compactos o relleno de fragmentos angulares.</p> <p><b>MUY POBRE.</b> Superficies con espejos de falla, con alto grado de meteorización con rellenos de arcilla suave.</p>	
<p><b>ESTRUCTURA</b></p>		<p><b>DECRECE LA CALIDAD DE LA SUPERFICIE ROCOSA</b> →</p>	
 <p><b>INTACTA O MASIVA.-</b> Especímenes de roca intacta o masiva <i>in-situ</i>, roca con discontinuidades amplias y espaciadas.</p>	90		N/A N/A
 <p><b>FRACTURADA.-</b> Macizo rocoso con bloques entrelazados, consistente en bloques cúbicos formados por tres intersecciones de discontinuidades.</p>	80		
 <p><b>MUY FRACTURADA.-</b> Macizo parcialmente perturbado con bloques entrelazados y angulares, formados por cuatro o mas discontinuidades.</p>	70		
 <p><b>FRACTURADA/PERTURBADA.-</b> Macizo rocoso plegado formado por bloques angulares formados por la intersección de varios sistemas de discontinuidades.</p>	60	50	
 <p><b>DESINTEGRADA.-</b> Macizo rocoso altamente fracturado con mezcla de fragmentos angulares y redondeados.</p>	50	40	
 <p><b>FOLIADA/LAMINADA.-</b> Se carece de bloques debido al debil material presente en los planos de foliación de cizalla.</p>	40	30	
	30	20	
	20	10	
	10		
	N/A	N/A	

Tabla 10.- Resultados del análisis geomecánico de los taludes.

	ER-001	ER-002	ER-003	ER-004	ER-005	ER-006	ER-007	ER-008	ER-009	ER-010	ER-012	ER-013	ER-013 b	ER-014
RQD	66.45	57.63	61.88	56.40	60.93	75.48	81.26	75.64	90.17	86.98	91.81	84.25	86.45	90.74
RMR	34.00	32.00	32.00	49.00	54.00	56.00	63.00	54.00	44.00	61.00	44.00	56.00	61.00	63.00
SMR	59.00	57.00	57.00	53.10	58.10	55.00	63.00	59.00	69.00	66.00	69.00	60.10	60.00	67.10
GSI	75.33	68.72	71.91	63.30	74.20	79.11	86.44	76.23	90.12	87.73	91.36	85.69	87.34	89.06
E (GPa)	20.15	13.08	16.11	9.17	18.71	25.80	41.67	21.37	53.02	45.35	57.48	39.67	44.19	49.44

### 3.2.- Análisis cinemático de la estabilidad de taludes.

Durante los recorridos por los diferentes taludes de la zona y en base a los datos obtenidos, estructurales y físicos de los materiales, además de las condiciones propuestas para los casos planteados en el capítulo tres sobre metodología aunado al estudio de análisis sísmico presentado por Gómez-González, y Barboza-Gudiño (2013) se ha considerado diferentes escenarios sísmicos, se detectaron cinco casos tendientes al colapso. La forma de deslizamiento se ha marcado dentro del fenómeno de cuña en dos de estos perfiles, dos en caso de deslizamiento planar, y por último un caso de deslizamiento en suelos, se analizaron dos perfiles que presentan FS bajos.

El factor de seguridad de los diferentes cortes se realizó mediante tablas creadas para el deslizamiento planar y el deslizamiento en cuña, por su parte la zona de avalancha de material no consolidado se realizó mediante el programa SSAP a través de la metodología de Morgenster-Price (1965).

#### 3.2.1.- Deslizamiento en bloques.

Talud 1

El primer perfil está dentro de la estación ER-002 con coordenadas X:371227.349, Y:2389758.844 que corresponde a la Ignimbrita el Órgano, en esta zona se tiene el mayor grado de fracturamiento dentro de las estaciones de roca, los estereogramas realizados

muestran una tendencia al deslizamiento en cuña. Mediante el análisis estructural se reconocieron tres sistemas de discontinuidades originadas a partir de cuatro familias de fracturas que permiten el deslizamiento del bloque a través de una línea de intersección entre los planos, las tres cuñas se han clasificado como directas, dos de estas cuñas tienen un ángulo de inclinación en su línea de intersección mayor que el ángulo de fricción asignado a la roca mientras que la tercera a pesar de tener una orientación casi igual a la dirección del talud no posee un echado lo suficientemente grande para vencer la fuerza de la fricción del propio bloque por lo que su factor de seguridad es alto, esta cuña en particular se representa en el estereograma encontrado en la Figura 44 donde los planos 1 y 2 corresponden a la cara del talud y a la cara superior, la 3 y 4 corresponden a los planos de deslizamiento, su análisis se encuentra en la Tabla 11. Las figuras 45 y 46 establecen la geometría de las condiciones inestables y el cálculo del FS correspondiente se representan en las Tablas 12 y 13.

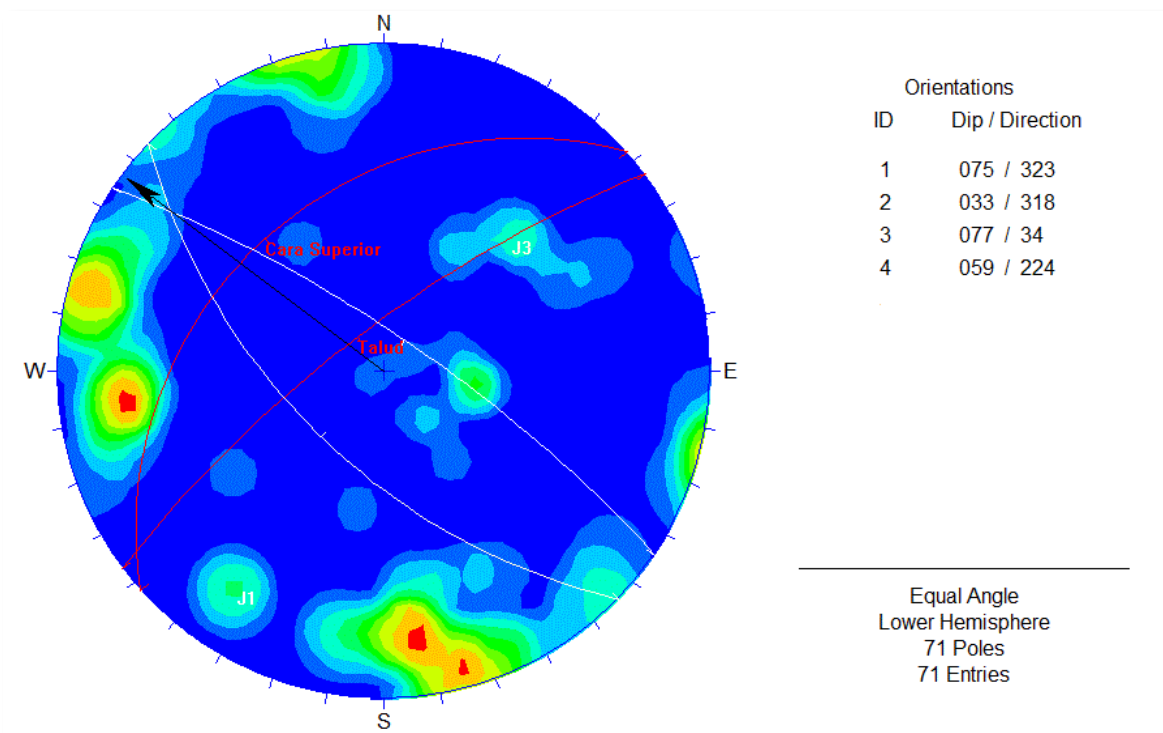


Figura 44.- Estereograma del talud 1, condición más favorable al tener el ángulo de deslizamiento muy bajo.

Tabla 11.- Cálculo de factor de seguridad condición más estable, donde se presenta ángulo I bajo.

Datos de entrada		Valores de funciones		Cálculo de parámetros geométricos		
Arco	Ángulo	Sin	Cos			
ψa	77	0.9744	0.2250	$A = \frac{\cos \psi_a - \cos \psi_b \cos \theta_{na-nb}}{\sin \psi_b \sin^2 \theta_{na-nb}}$	4.4160	
ψb	59	0.8572	0.5150	$B = \frac{\cos \psi_b - \cos \psi_a \cos \theta_{na-na}}{\sin \psi_a \sin^2 \theta_{na-nb}}$	2.5511	
ψ5	14	0.2419	0.9703	$X = \frac{\sin \theta_{24}}{\sin \theta_{45} \cos \theta_{2na}}$	2.7939	
θna*nb	132.81	0.7336	-0.6796	$Y = \frac{\sin \theta_{13}}{\sin \theta_{35} \cos \theta_{1nb}}$	2.6266	
θ24	44.6	0.7022	0.7120			
θ45	21.94	0.3736	0.9276			
θ2na	47.73	0.7400	0.6726			
θ13	35.61	0.5823	0.8130			
θ35	22.93	0.3896	0.9210			
θ1nb	55.32	0.8223	0.5690			
				<b>Fricción</b>	<b>tan</b>	
				φa	40.3908	
				φb	40.3908	
					0.8508	
					0.8508	
Datos geomecánicos		Barton y Bandis (1990)		Observaciones		
γ (KN/m <sup>3</sup> )	9.810	JCS(Mpa)	28.800	<b>La representación estereográfica marca una baja pendiente en las líneas de intersección, por lo que las fuerzas de fricción son grandes en comparación de la actuante de la fuerza del deslizamiento y de los empujes, lo cual genera un alto grado de estabilidad.</b>		
γr (KN/m <sup>3</sup> )	25.025	r	17			
H (m)	4.500	R	55			
Rugosidad (JRC)	10	Φb	30			
γ/2γr	0.196	τ	0.2301			
3cA/γrH	0.0003	σ <sub>n</sub> (Mpa)	0.1093			
3cB/γrH	0.0003	dr	1.99			
cA (MPa)	0.013	Φp	54.209			
cB (MPa)	0.013	Φr	40.391			
<b>Coefficiente de seguridad (Hoek et al. 1973)</b>						<b>FS</b>
$FS = \frac{3}{\gamma H} (C_A X + C_B Y) + (A - \frac{\gamma_w}{2\gamma} X) \tan \phi_A + (B - \frac{\gamma_w}{2\gamma} Y) \tan \phi_B$					Seco y con cohesión	
					5.026	Cohesión y saturación
					5.928	Seco y sin cohesión
					1.507	Saturación y sin cohesión

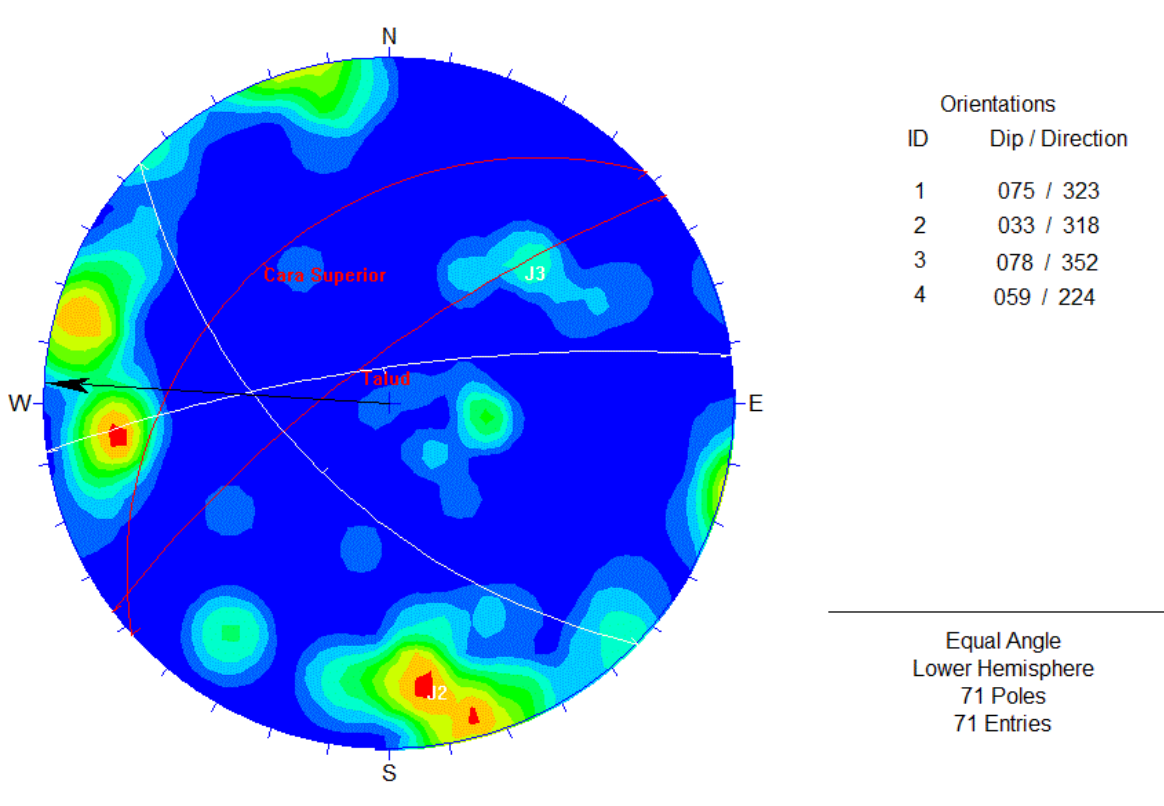


Figura 45.- Estereograma del talud 1, condición inestable 1, la línea de intersección buza a la izquierda del talud.

Tabla 12.- Cálculo de factor de seguridad condición inestable, condición más desfavorable en estado seco.

Datos de entrada		Valores de funciones		Cálculo de parámetros geométricos	
Arco	Ángulo	Sin	Cos	$A = \frac{\cos \psi_a - \cos \psi_b \cos \theta_{na-nb}}{\sin \psi_b \sin^2 \theta_{na-nb}}$	0.9350
$\psi_a$	59	0.8572	0.5150	$B = \frac{\cos \psi_b - \cos \psi_a \cos \theta_{na-na}}{\sin \psi_b \sin^2 \theta_{na-nb}}$	-0.3292
$\psi_b$	78	0.9781	0.2079	$X = \frac{\sin \theta_{24}}{\sin \theta_{45} \cos \theta_{2na}}$	3.7319
$\psi_5$	48	0.7431	0.6691	$Y = \frac{\sin \theta_{13}}{\sin \theta_{35} \cos \theta_{1nb}}$	6.4697
$\theta_{na-nb}$	112.37	0.9247	-0.3806		
$\theta_{24}$	56.72	0.8360	0.5487		
$\theta_{45}$	26.6	0.4478	0.8942		
$\theta_{2na}$	59.98	0.8659	0.5003		
$\theta_{13}$	35.92	0.5867	0.8098		
$\theta_{35}$	21.01	0.3585	0.9335		
$\theta_{1nb}$	75.35	0.9675	0.2529		
				Fricción	tan
				$\phi_a$	42.0047
				$\phi_b$	42.0047
					0.9006
					0.9006
Datos geomecánicos		Barton y Bandis (1990)		Observaciones	
$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	9.810	JCS(Mpa)	28.800	La geometría del bloque formado por las líneas de la cuña lo someten a un menor factor de seguridad el encontrarse con una línea de intersección de 48 y una dirección casi perpendicular con respecto a la cara del talud	
$\gamma_r$ (KN/m <sup>3</sup> )	25.025	r	17		
H (m)	4.500	R	55		
Rugosidad (JRC)	10	$\Phi_b$	30		
$\gamma/2\gamma_r$	0.196	$\tau$ (MPa)	0.1849		
$3c_A/\gamma_r H$	0.240	$\sigma_n$ (MPa)	0.0754		
$3c_B/\gamma_r H$	0.240	dt	2.33		
$c_A$ (MPa)	0.009	$\Phi_p$	55.823		
$c_B$ (MPa)	0.009	$\Phi_r$	42.005		
Coeficiente de seguridad (Hoek et al. 1973)					
$FS = \frac{3}{\gamma H} (C_A X + C_B Y) + (A - \frac{\gamma_w}{2\gamma} X) \tan \phi_A + (B - \frac{\gamma_w}{2\gamma} Y) \tan \phi_B$					Seco y con cohesión
					1.198
					0.546
					0.164
					Saturación y sin cohesión
					0.546
					Saturación y sin cohesión
					0.164

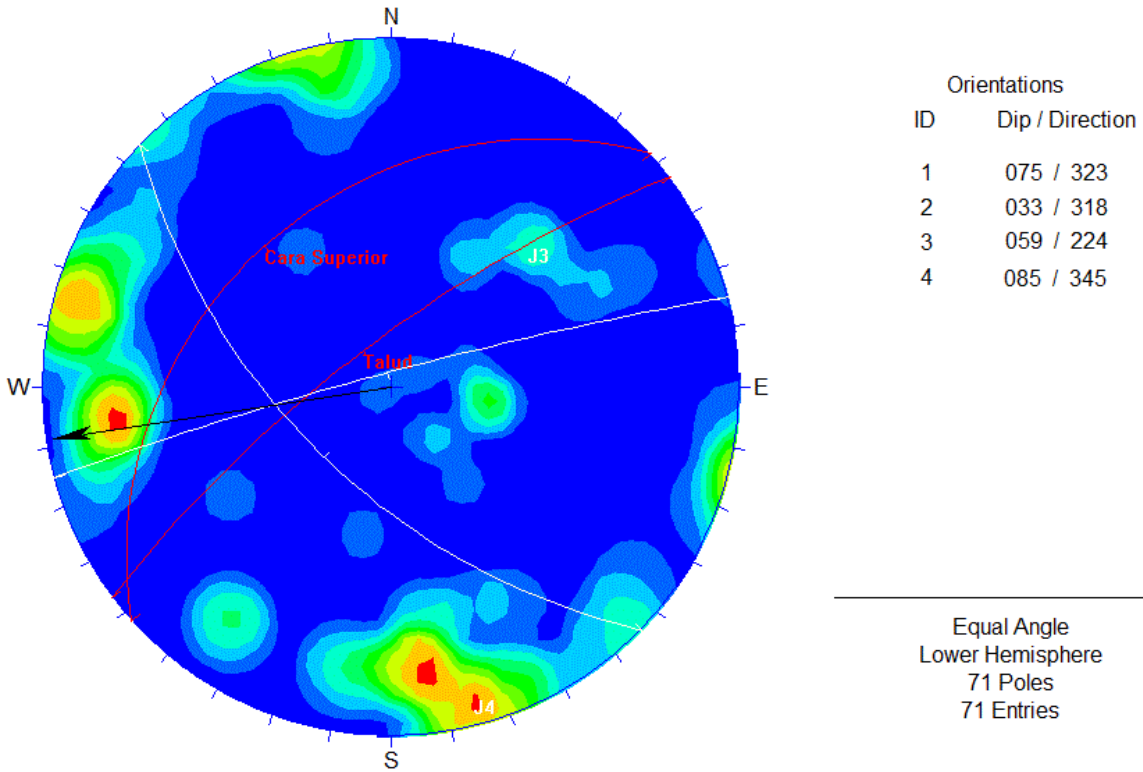


Figura 46.- Estereograma del talud 1, condición inestable 2, la línea I buza en alto grado a la izquierda, sin embargo el FS muestra tendencia al deslizamiento.

Tabla 13.- Cálculo de factor de seguridad condición inestable 2.

Datos de entrada		Valores de funciones		Cálculo de parámetros geométricos		
Arco	Ángulo	Sin	Cos	$A = \frac{\cos \psi_a - \cos \psi_b \cos \theta_{na \cdot nb}}{\sin \psi_s \sin^2 \theta_{na \cdot nb}}$	0.7931	
$\psi_a$	59	0.8572	0.5150	$B = \frac{\cos \psi_b - \cos \psi_a \cos \theta_{na \cdot na}}{\sin \psi_s \sin^2 \theta_{na \cdot nb}}$	-0.4806	
$\psi_b$	85	0.9962	0.0872	$X = \frac{\sin \theta_{24}}{\sin \theta_{45} \cos \theta_{2na}}$	5.8057	
$\psi_s$	53	0.7986	0.6018	$Y = \frac{\sin \theta_{13}}{\sin \theta_{35} \cos \theta_{1nb}}$	76.7997	
$\theta_{na \cdot nb}$	111.65	0.9295	-0.3689	Fricción		
$\theta_{24}$	48.57	0.7498	0.6617	$\phi_a$	42.4652	
$\theta_{45}$	36.3	0.5920	0.8059	$\phi_b$	42.4652	
$\theta_{2na}$	77.4	0.9759	0.2181	tan		
$\theta_{13}$	35.61	0.5823	0.8130	0.9152		
$\theta_{35}$	4.48	0.0781	0.9969	0.9152		
$\theta_{1nb}$	84.43	0.9953	0.0971			
Datos geomecánicos		Barton y Bandis (1990)		Observaciones		
$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	9.810	JCS(Mpa)	28.800	Las línea de intersección se encuentran buzando hacia un costado del talud, lo que en un principio marca un grado de estabilidad alto, sin embargo al encontrarse actuando las fuerzas intersticiales con el ángulo de inclinación tan alto provocan un factor de seguridad muy bajo.		
$\gamma_r$ (KN/m <sup>3</sup> )	25.025	r	17			
H (m)	4.500	R	55			
Rugosidad (JRC)	10	$\Phi_b$	30			
$\gamma/2\gamma_r$	0.196	$\tau$ (Mpa)	0.1743			
$3c_A/\gamma_r H$	1.147	$\sigma_n$ (Mpa)	0.0678			
$3c_B/\gamma_r H$	1.147	$dt$	1.94			
$c_A$ (MPa)	0.043	$\Phi_p$	56.283			
$c_B$ (MPa)	0.043	$\Phi_r$	42.465			
Coeficiente de seguridad (Hoek et al. 1973)				FS	95.013	Seco y con cohesión
$FS = \frac{3}{\gamma H} (C_A X + C_B Y) + (A - \frac{\gamma_w X}{2\gamma}) \tan \phi_A + (B - \frac{\gamma_w Y}{2\gamma}) \tan \phi_B$				80.195	Cohesión y saturación	
				0.286	Seco y sin cohesión	
				0.086	Saturación y sin cohesión	



Figura 47.- Deslizamiento en cuña en el talud 1, estación ER-002.



## Talud 2

En la estación ER-009 con coordenadas X: 370769.008, Y:2390010.888 se encuentran dos casos particulares por lo que se han hecho cálculos para estas dos condiciones de inestabilidad. En primer lugar tenemos un deslizamiento en cuña directa: como se puede ver en las Figuras 48 y 49, sobre la corona se presenta la grieta de tracción característica de este tipo de deslizamientos, la geología estructural de este talud revela una cuña bien marcada tendiente a deslizarse hacia el oriente. El análisis cinemático en la Tabla 14 permite suponer que bajo las acciones de fuertes empujes hidrostáticos y ausencia de cohesión la cuña, aunque sigue estable, ya se encuentra en un factor bajo en el cual la estabilidad está comprometida. Se considera que normalmente el bloque se encuentra seco y sin cohesión, y como se puede observar, su FS supera ampliamente las 1.3 unidades, número en el cual se considera realizar algún tipo de intervención, esto se debe principalmente al echado de la fractura casi vertical que permite al entrabamiento de la roca.

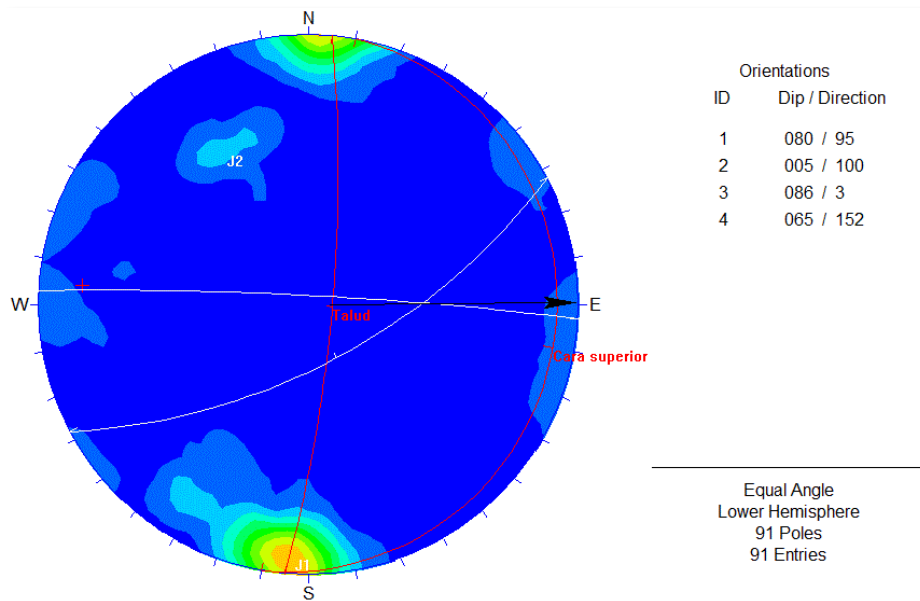


Figura 48.- Estereograma del talud 2, estación ER-009 con una cuña con un plano cercano a la vertical.



Figura 49.- Cuña en talud 2, estación ER-009 donde una de las familias redirige el esfuerzo del bloque sobre la roca del talud generando una condición de estabilidad.

Tabla 14.- Análisis cinemático del talud 2, cuña con discontinuidad vertical.

Datos de entrada		Valores de funciones		Cálculo de parámetros geométricos	
Arco	Ángulo	sin	cos		
$\psi_a$	86	0.9976	0.0698	$A = \frac{\cos \psi_a - \cos \psi_b \cos \theta_{na-nb}}{\sin \psi_5 \sin^2 \theta_{na-nb}}$	
$\psi_b$	65	0.9063	0.4226	1.2275	
$\psi_5$	45	0.7071	0.7071	$B = \frac{\cos \psi_b - \cos \psi_a \cos \theta_{na-na}}{\sin \psi_5 \sin^2 \theta_{na-nb}}$	
$\theta_{na} \cdot nb$	138.24	0.6660	-0.7459	1.2604	
$\theta_{24}$	89.47	1.0000	0.0093	$X = \frac{\sin \theta_{24}}{\sin \theta_{45} \cos \theta_{2na}}$	
$\theta_{45}$	46.79	0.7288	0.6847	2.9653	
$\theta_{2na}$	62.44	0.8865	0.4627	$Y = \frac{\sin \theta_{13}}{\sin \theta_{35} \cos \theta_{1nb}}$	
$\theta_{13}$	66.96	0.9202	0.3914	1.2228	
$\theta_{35}$	75.67	0.9689	0.2475	<b>Fricción</b>	
$\theta_{1nb}$	39.04	0.6299	0.7767	<b>tan</b>	
<b>Datos geomecánicos</b>		<b>Barton y Bandis (1990)</b>		$\phi_a$	37.0576
$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	9.810	JCS(Mpa)	28.800	$\phi_b$	37.0576
$\gamma_r$ (KN/m <sup>3</sup> )	25.025	r	17	0.7551	
H (m)	4.000	R	55	0.7551	
Rugosidad (JRC)	8	$\Phi_b$	30	<b>Una de las discontinuidades del bloque descansa sobre el talud, lo que genera un estado de seguridad alto aunque la inclinación general de la cuña sea de alto grado.</b>	
$\gamma/2\gamma_r$	0.196	$\tau$	0.1130		
$3cA/\gamma rH$	0.203	$\sigma_n$ (Mpa)	0.0708		
$3cB/\gamma rH$	0.203	$d\tau$	1.50		
cA (MPa)	0.007	$\Phi_p$	50.876		
cB (MPa)	0.007	$\Phi_r$	37.058		
<b>Coefficiente de seguridad (Hoek et al. 1973)</b>					
$FS = \frac{3}{\gamma H} (C_A X + C_B Y) + (A - \frac{\gamma_x}{2\gamma} X) \tan \phi_A + (B - \frac{\gamma_x}{2\gamma} Y) \tan \phi_B$				2.728	Seco y con cohesión
				2.108	Cohesión y saturación
				1.879	Seco y sin cohesión
				1.259	Saturación y sin cohesión

### Talud 3

El segundo talud de la estación ER-009 con coordenadas X:370607.917, Y:2390378.516 corresponde a un deslizamiento planar el cual presenta un plano de deslizamiento con una inclinación bastante alta. Muestra además una grieta de tracción mayor a cinco centímetros de amplitud que corre casi hasta la base, donde se puede ver una fisura escalonada que se ha propuesto como una condición de rugosidad bastante grande para el cálculo, por ultimo esta grieta presenta cohesión mayor por no tratarse solo de la junta, si no de la roca.

En la Figura 50 tenemos tres fotografías de este caso particular, en la parte a se observa el talud de frente con la roca fracturada, en la sección b se observa la grieta escalonada de la que se hace mención, y en la parte c observamos la amplitud de la grieta de tracción encontrada en la corona, mientras que la Figura 51 muestra la tendencia del movimiento del bloque.

En la Tabla 15 y Tabla 16 referente al análisis cinemático, vemos que la principal condición que lo mantiene estable es la fricción generada por esa superficie escalonada establecida como rugosidad, lo que produce un efecto sobre la base en la cual el cuerpo descarga parte del esfuerzo producido por su propio peso, esto se observa en la condición seca y con cohesión, aunada a la condición seca y sin cohesión donde a pesar de tener un factor algo bajo aún se mantiene con un valor superior a la unidad. Las condiciones en la cuales la humedad juega parte de la estabilidad hace ver que el bloque sigue en pie al no haberse presentado un empuje lo suficientemente grande para volcar el cuerpo, sin embargo

este se encuentra en el límite del equilibrio tal como se observa en la condición tres, ya que al pasar a una condición donde existe un empuje el bloque se desliza fácilmente.



Figura 50.- Deslizamiento planar en talud 3, estación ER-009, en la imagen a) observamos una imagen general del talud, en la figura b) la grieta que corre casi hasta la base con un alto grado de rugosidad y en la figura c) la apertura de la grieta de tracción.

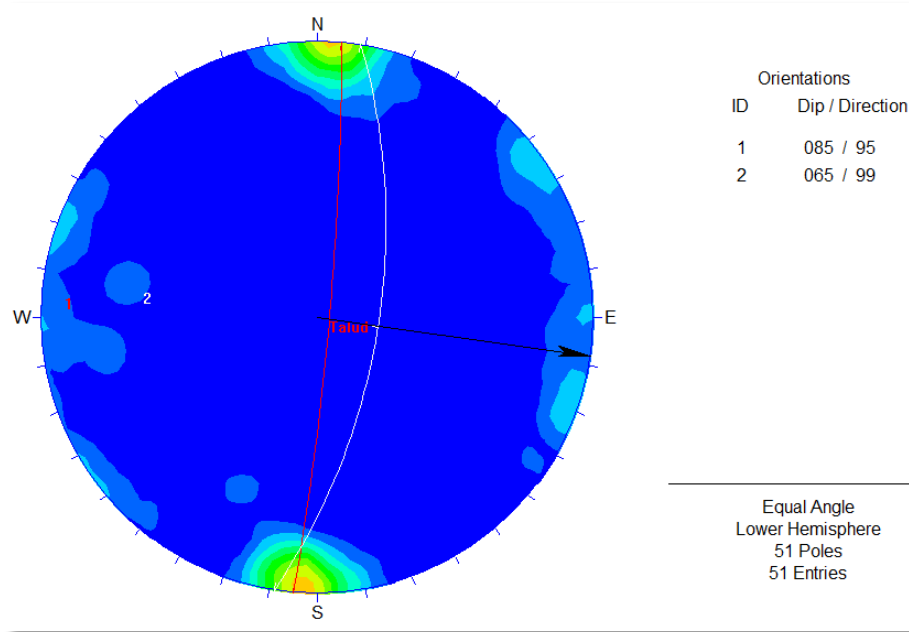


Figura 51.- Estereograma del talud 3, estación ER-009 indicando un deslizamiento planar con una superficie tendiente a la vertical.

Tabla 15.- Análisis cinemático del talud 3, deslizamiento planar sin condiciones sísmicas.


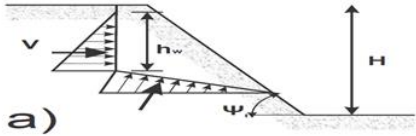
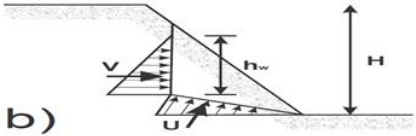

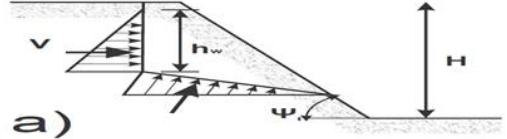
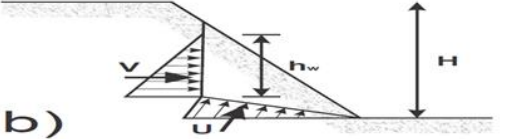
Fotografía del talud		Criterio Barton y Bandis (1990)	
<b>ER-009</b>		JCS(Mpa)	28.800
		r	17
		R	55
		$\Phi_b$	30
		$\tau$	-0.0330
		$\sigma_n$ (Mpa)	0.0212
		dt	-1.76
		$\Phi_p$	83.270
		$\Phi_r$	69.452
Cálculo de parámetros geométricos			
$A = \frac{H-z}{\sin \psi_d}$		1.00	
$U = \frac{1}{2} \gamma_w Z_w \frac{H-z}{\sin \psi_d}$		2.71	
$V = \frac{1}{2} \gamma_w Z_w^2$		1.23	
<b>a)</b> $W = \frac{1}{2} \gamma_r H^2 \left[ \frac{1 - \left(\frac{z}{H}\right)^2}{\tan \psi_d} - \frac{1}{\tan \psi_r} \right]$		Caso a	
<b>b)</b> $W = \frac{1}{2} \gamma_r H^2 \frac{(1 - \frac{z}{H})^2 (\tan \psi_r - 1)}{\tan \psi_d}$		13.14	
Datos geométricos		Coficiente de seguridad por equilibrio límite	
H(m)	2	$FS = \frac{c'A + [W \cos \psi_d - u - v \sin(\psi_d)] \tan \phi - \alpha W \sin(\psi_d)}{W \sin \psi_d + V \cos(\psi_d) + \alpha W \cos(\psi_d)}$	
z(m)	1		
$\Psi_d$ (grados)	65		
$\Psi_t$ (grados)	85		
Presencia de agua	si		
$Z_w$ (m)	0.5		
Datos geomecánicos			
Rugosidad-JRC	17.00	1.6118	Seco y con cohesión
$\gamma_r$ (KN/m <sup>3</sup> )	25.05	0.7251	Cohesión y humedad
$\gamma_w$ (KN/m <sup>3</sup> )	9.81	1.2440	Seco y sin cohesión
$\alpha$	0.00	0.3727	Húmedo y sin cohesión
c(MPa)	0.0044		
$\phi$ (grados)	69.45		
			

Tabla 16.- Análisis cinemático del talud 3, deslizamiento planar bajo condiciones sísmicas.

Fotografía del talud		Criterio Barton y Bandis (1990)													
<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; text-align: center; margin-bottom: 10px;"><b>ER-009</b></div> 		JCS(Mpa)	28.800												
		r	17												
		R	55												
		Φb	30												
		τ	-0.0330												
		σ <sub>n</sub> (Mpa)	0.0212												
		dτ	-1.76												
		Φp	83.270												
		Φr	69.452												
		Cálculo de parámetros geométricos													
$A = \frac{H-z}{\sin \psi_d}$			1.00												
$U = \frac{1}{2} \gamma_w z_w \frac{H-z}{\sin \psi_d}$			2.71												
$V = \frac{1}{2} \gamma_w z^2 w$			1.23												
<b>a)</b> $W = \frac{1}{2} \gamma_r H^2 \left[ \frac{1 - (\frac{z}{H})^2}{\tan \psi_d} - \frac{1}{\tan \psi_r} \right]$			Caso a												
<b>b)</b> $W = \frac{1}{2} \gamma_r H^2 \frac{(1 - \frac{z}{H})^2 \frac{\tan \psi_r - 1}{\tan \psi_d}}{\tan \psi_d}$			13.14												
Datos geométricos		Coeficiente de seguridad por equilibrio límite													
H(m)	2	$FS = \frac{c'A + [W \cos \psi_d - u - v \sin(\psi_d)] \tan \phi - \alpha W \sin(\psi_d) \tan \phi}{W \sin \psi_d + V \cos(\psi_d) + \alpha W \cos(\psi_d)}$ <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 10%;"></td> <td style="width: 15%;">1.4122</td> <td style="width: 70%;">Seco y con cohesión</td> </tr> <tr> <td></td> <td>0.5568</td> <td>Cohesión y humedad</td> </tr> <tr> <td></td> <td>1.0544</td> <td>Seco y sin cohesión</td> </tr> <tr> <td><b>FS</b></td> <td>0.2135</td> <td>Húmedo y sin cohesión</td> </tr> </table>			1.4122	Seco y con cohesión		0.5568	Cohesión y humedad		1.0544	Seco y sin cohesión	<b>FS</b>	0.2135	Húmedo y sin cohesión
	1.4122			Seco y con cohesión											
	0.5568			Cohesión y humedad											
	1.0544			Seco y sin cohesión											
<b>FS</b>	0.2135			Húmedo y sin cohesión											
z(m)	1														
Ψd (grados)	65														
Ψt (grados)	85														
Presencia de agua	si														
Z <sub>w</sub> (m)	0.5														
Datos geomecánicos															
Rugosidad-JRC	17.00														
γ <sub>r</sub> (KN/m <sup>3</sup> )	25.05														
γ <sub>w</sub> (KN/m <sup>3</sup> )	9.81														
α	0.06														
c(MPa)	0.0044														
φ(grados)	69.45														
 															

#### Talud 4

El último de los casos de deslizamientos de bloques se encuentra en la estación ER-012 con coordenadas X:370639.35, Y:2390277.485 donde se presenta un deslizamiento planar el cual se puede observar mediante el estereograma encontrado en la Figura 52, en esta figura se observa que el plano de deslizamiento posee un ángulo de inclinación bajo y que su buzamiento sobrepasa los 20 grados con respecto a la dirección del talud. En cuanto a los cálculos realizados se le agrego un factor sísmico mediante el cual se varían las condiciones del sitio; como resultado, se observa que el bloque en cuestión se encuentra estable debido a que el plano sobre el cual descansa tiene una inclinación inferior al ángulo

de fricción entre los cuerpos calculado en las tablas, aún bajo una condición sísmica fuerte, y ante la presencia del empuje del agua.

En las tablas 17 y 18, las cuales corresponden al análisis cinemático sin presencia de aceleración sísmica y con presencia de sismicidad respectivamente observamos que debido a las condiciones de rugosidad y resistencia al corte del macizo rocoso presenta buenas condiciones que se traducen a una resistencia al deslizamiento importante, las condiciones más desfavorables superan las 1.3 unidades en el factor de seguridad, por lo que en este caso no se establece como necesaria una intervención hacia el talud.

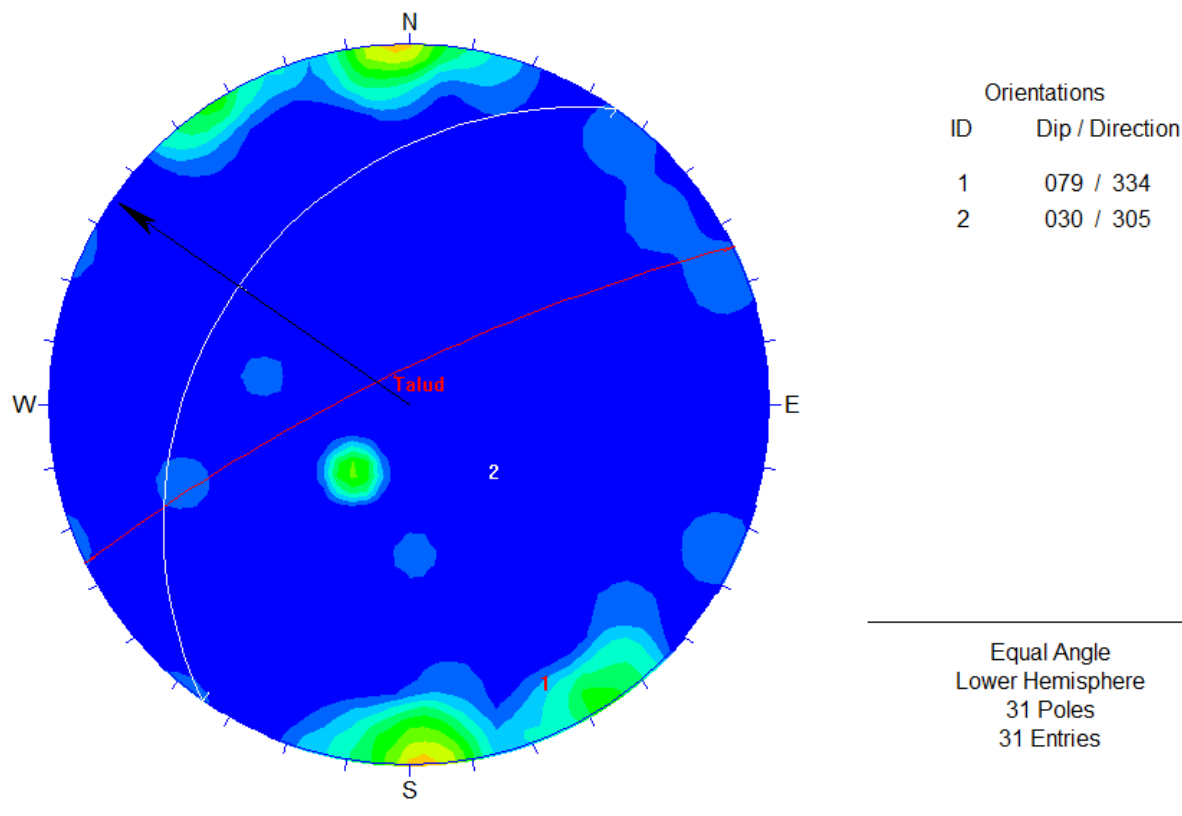


Figura 52.- Estereograma del talud 4, estación ER-012 representando un bloque tendiente al deslizamiento planar con una inclinación baja.

Tabla 17.- Análisis cinemático del talud 4, deslizamiento planar sin efecto sísmico.


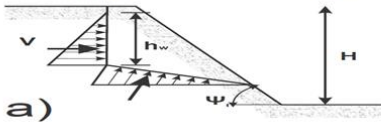
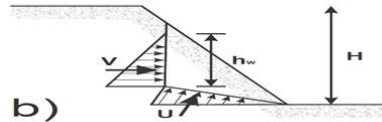

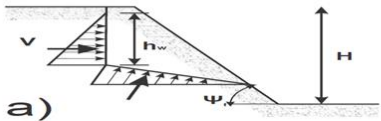
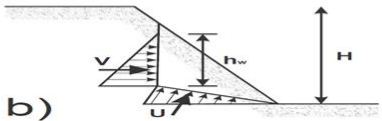
Fotografía del talud		Criterio Barton y Bandis (1990)	
<div style="text-align: center; border: 1px solid black; padding: 5px;"><b>ER-012</b></div> 		JCS(Mpa)	41.340
		r	20
		R	56
		Φb	30
		τ	0.2792
		σ <sub>n</sub> (Mpa)	0.1085
		dt	2.45
		Φp	55.810
		Φr	42.953
Cálculo de parámetros geométricos			
$A = \frac{H-z}{\sin \psi_d}$			4.07
$U = \frac{1}{2} \gamma_w z_w \frac{H-z}{\sin \psi_d}$			19.62
$V = \frac{1}{2} \gamma_w z^2 w$			1.23
$a) w = \frac{1}{2} \gamma_r H^2 \left[ \frac{1 - \left(\frac{z}{H}\right)^2}{\tan \psi_d} - \frac{1}{\tan \psi_r} \right]$			<b>Caso a</b>
$b) w = \frac{1}{2} \gamma_r H^2 \frac{(1 - \frac{z}{H})^2 \frac{\tan \psi_r}{\tan \psi_d} - 1}{\tan \psi_d}$			459.88
Datos geométricos			
H(m)	5		
z(m)	1		
Ψd (grados)	30		
Ψt (grados)	79		
Presencia de agua	si		
Z <sub>w</sub> (m)	0.5		
Datos geomecánicos		Coeficiente de seguridad por equilibrio límite	
Rugosidad-JRC	10.00	$FS = \frac{c'A + [W \cos \psi_d - u - v \sin(\psi_d)] \tan \phi - \alpha W \sin(\psi_d) \tan \phi}{W \sin \psi_d + V \cos(\psi_d) + \alpha W \cos(\psi_d)}$	
Yr(KN/m <sup>3</sup> )	25.05	<b>FS</b> 1.8428	Seco y con cohesión
Y <sub>w</sub> (KN/m <sup>3</sup> )	9.81	1.7528	Cohesión y saturación
α	0.00	1.6125	Seco y sin cohesión
c(MPa)	0.0130	1.5235	Saturación y sin cohesión
φ(grados)	42.95		
			

Tabla 18.- Análisis cinemático del talud 4, deslizamiento planar bajo efecto sísmico.

Fotografía del talud		Criterio Barton y Bandis (1990)	
<div style="text-align: center; border: 1px solid black; padding: 5px;"><b>ER-012</b></div> 		JCS(Mpa)	41.340
		r	20
		R	56
		Φb	30
		τ	0.2792
		σ <sub>n</sub> (Mpa)	0.1085
		dt	2.45
		Φp	55.810
		Φr	42.953
Cálculo de parámetros geométricos			
$A = \frac{H-z}{\sin \psi_d}$			4.07
$U = \frac{1}{2} \gamma_w z_w \frac{H-z}{\sin \psi_d}$			19.62
$V = \frac{1}{2} \gamma_w z^2 w$			1.23
$a) w = \frac{1}{2} \gamma_r H^2 \left[ \frac{1 - \left(\frac{z}{H}\right)^2}{\tan \psi_d} - \frac{1}{\tan \psi_r} \right]$			<b>Caso a</b>
$b) w = \frac{1}{2} \gamma_r H^2 \frac{(1 - \frac{z}{H})^2 \frac{\tan \psi_r}{\tan \psi_d} - 1}{\tan \psi_d}$			459.88
Datos geométricos			
H(m)	5		
z(m)	1		
Ψd (grados)	30		
Ψt (grados)	79		
Presencia de agua	si		
Z <sub>w</sub> (m)	0.5		
Datos geomecánicos		Coeficiente de seguridad por equilibrio límite	
Rugosidad-JRC	10.00	$FS = \frac{c'A + [W \cos \psi_d - u - v \sin(\psi_d)] \tan \phi - \alpha W \sin(\psi_d) \tan \phi}{W \sin \psi_d + V \cos(\psi_d) + \alpha W \cos(\psi_d)}$	
Yr(KN/m <sup>3</sup> )	25.05	<b>FS</b> 1.6187	Seco y con cohesión
Y <sub>w</sub> (KN/m <sup>3</sup> )	9.81	1.5381	Cohesión y saturación
α	0.06	1.4101	Seco y sin cohesión
c(MPa)	0.0130	1.3303	Saturación y sin cohesión
φ(grados)	42.95		
			



### ***3.2.2.- Análisis de la estabilidad de taludes con el programa SSAP.***

Uno de los lugares que más problemas ha manifestado desde las primeras intervenciones al sitio de camino a la construcción de la vía de acceso, es la referente a la zona de brecha. Desde referencias de caídas de bloques durante la construcción hasta deslizamientos de tierra bajo lluvias que van de lo moderado a lluvias fuertes, e inclusive rodamiento de rocas de gran tamaño (Figura 53). El corte muestra indicios de continuar cediendo ante la fuerza gravitacional y ante los efectos de la precipitación. Se han detectado los deslizamientos se desarrollan sobre todo a través de zonas arcillosas producto de alteración hidrotermal, las cuales actúan como zona de debilidad para que se produzcan estas caídas de material, si bien estas zonas no son de gran tamaño en la mayoría de los eventos registrados hasta el momento estas zonas arcillosas permanecen como constante cada vez.

Ante esta problemática, se construyeron dos secciones para el análisis de su estabilidad; una en la margen izquierda y otra en la derecha; igualmente se hicieron simulaciones de una línea piezométrica cambiante ante una saturación del material la cual puede presentarse ante la presencia de precipitaciones de larga duración y complementada ante la presencia de diferentes eventos sísmicos que van desde la inexistencia de aceleración sísmica hasta una condición en la cual el sismo se presenta hasta con una magnitud de 5.0.

El margen derecho con coordenadas iniciales X: 370125.412, Y: 2390700.317 se analizó bajo cinco diferentes líneas piezométricas y su estado en seco y tres diferentes coeficientes sísmicos. Las líneas numeradas en la Figura 54 muestran las diferentes condiciones que simulan una saturación máxima en el talud. Los resultados obtenidos en estos cálculos se observan en la Tabla 19.

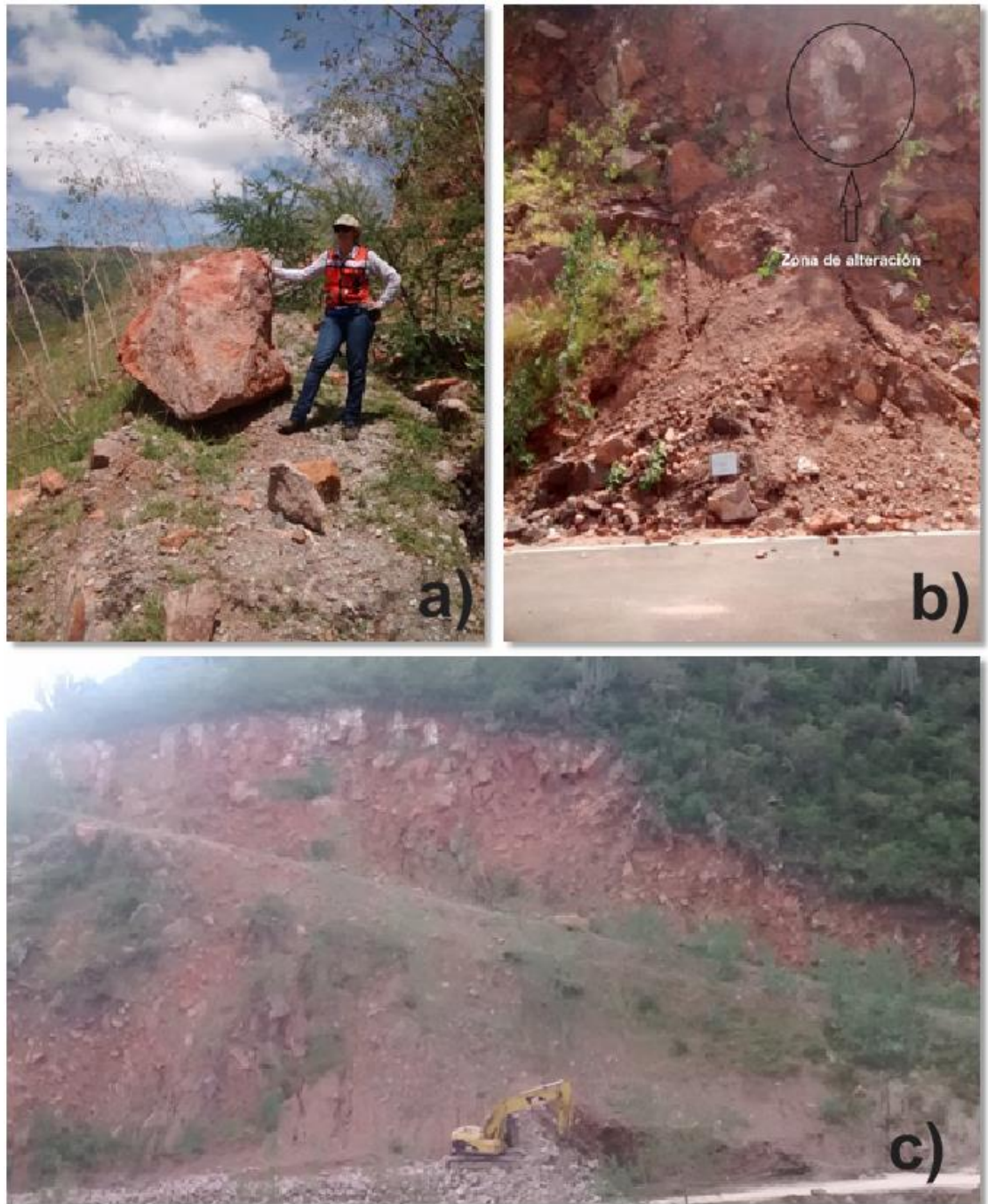


Figura 53.- Eventos en la zona de brecha, a) presenta un bloque caído en el corte superior donde se encuentra la tubería del acueducto, b) presenta un deslizamiento de al menos 2 toneladas de material sobre la carretera además de verse una zona de alteración que promueve la inestabilidad, c) trabajos durante la construcción mostrando material colapsado y el alto grado de inclinación del corte.

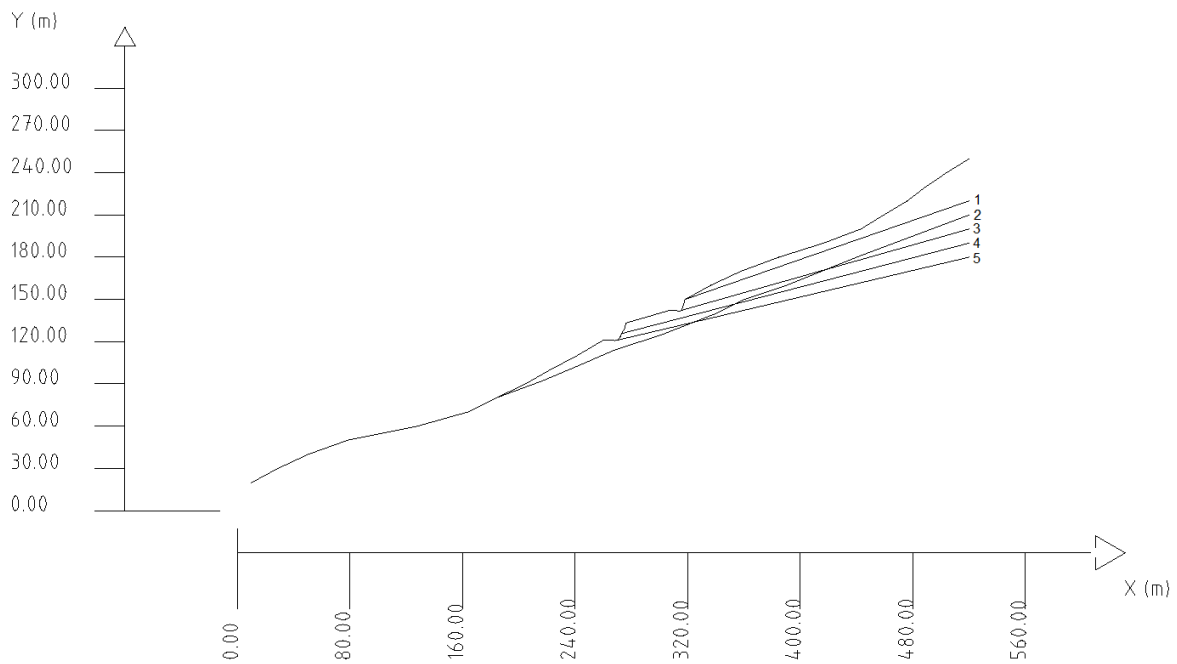


Figura 54.- Perfil derecho de la zona de brecha con cinco líneas piezométricas distintas.

Tabla 19.- Resultados del análisis de FS en el perfil derecho de la brecha.

<b>FS en brecha, perfil derecho</b>						
<b>Kh</b>	<b>0</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>
<b>0</b>	1.5446	0.7397	1.0126	0.7368	0.7887	0.802
<b>0.06</b>	1.3472	0.6501	0.8737	0.6484	0.6917	0.7004
<b>0.1</b>	1.2328	0.5958	0.7961	0.5947	0.6411	0.6405

Los resultados presentes en la tabla anterior no son del todo preocupantes, ya que en una condición normal seca y sin efecto de aceleración sísmica el talud posee un factor alto, sin embargo, ante cualquiera de las condiciones en las que se simula una línea de agua por saturación este factor prácticamente baja a niveles donde un deslizamiento de la zona es inminente. El primero de los modelamientos bajo una condición seca y de  $K_h=0$  nos arroja tres principales superficies de deslizamiento; la primera en la zona cercana a la corona donde

en se ubica la línea de FS con menor grado de estabilidad. La siguiente en la zona donde corre el acueducto y donde se encuentran registros de mantenimiento para la obra hidráulica y en la cual se ha detectado la mayor cantidad de derrumbes. La tercera, es la que aparece en la mayoría de las condiciones de saturación es la que arrastra toda la zona correspondiente a la carretera, siendo esta, la superficie con mayor área, las tres condiciones se pueden observar en la Figura 55 con líneas de color rosa y una de color rojo marcando la línea con menor FS.

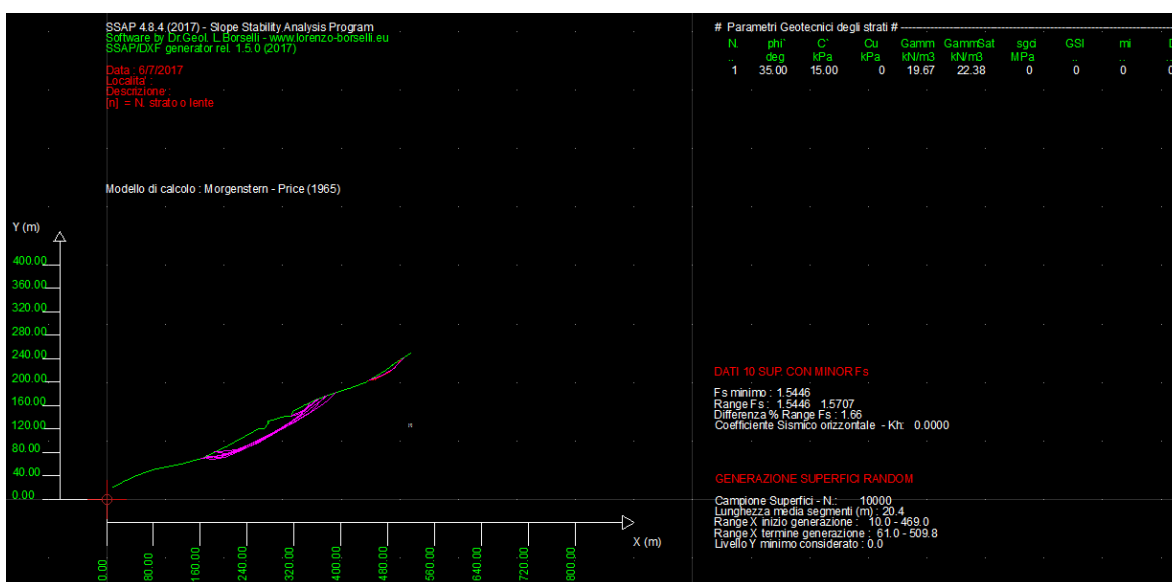


Figura 55.- Superficies tendientes al deslizamiento en la zona de brecha, perfil derecho, se toma esta captura arrojada por SSAP 4.8.4 como una visión general del problema.

Por su parte, la zona correspondiente al perfil izquierdo con coordenadas sobre la carretera de X: 370157.012, Y: 2390674.487 sobre la zona de brecha fue analizada bajo cuatro líneas freáticas (Figura 56); esta sección es donde más rodamientos se han presentado, y deslizamiento de suelos que van desde el corte superior donde se encuentran las obras hidráulicas hasta el talud de la carretera. La erosión en el material del talud evidencia que el drenaje de esta área no estaba contemplado como factor estabilizante, los escurrimientos dejan cada vez más claro ver que esta saturación pone en entredicho la seguridad de la obra.

Los resultados de la Tabla 20 muestran que la zona se encuentra en el límite de la estabilidad. Como se observa en el primer análisis en el cual en un estado seco y sin efecto sísmico, el factor de seguridad apenas supera la unidad, mientras que en los demás, bajo cualquier efecto añadido pueden colapsar fácilmente. Esta zona sin lugar a dudas es la que más riesgo presenta. La probabilidad de que bloques y deslizamientos de tierra sigan afectando la infraestructura es muy alta.

Al igual que en la parte derecha, esta zona presenta las mismas tendencias de superficies de deslizamiento, una en el corte superior, visible en color azul claro en la Figura 57, una segunda que abarca ambos cortes; el que corresponde a el acueducto y la carretera, pero además añade una tercer superficie que cruza desde la parte superior del corte del acueducto hasta una zona más baja del nivel de la carretera.

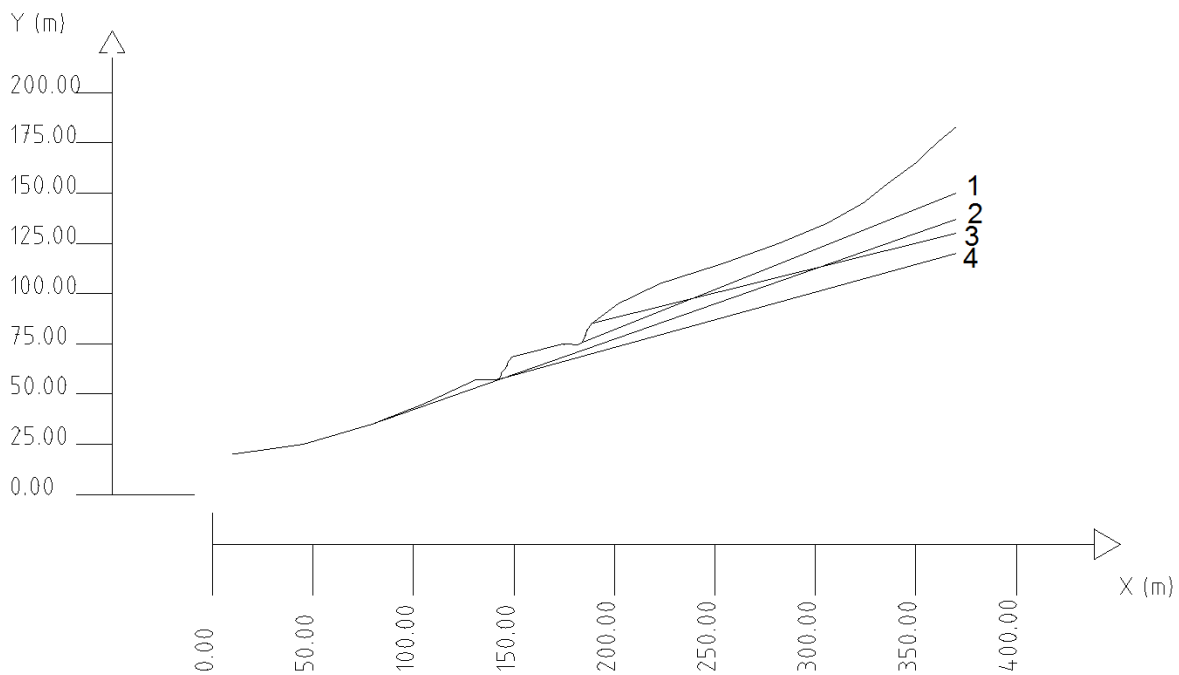


Figura 56.- Perfil izquierdo de la zona de brecha con cuatro líneas piezométricas distintas.

Tabla 20.- Resultados del análisis de FS en el perfil izquierdo de la brecha.

FS en brecha, perfil izquierdo					
Kh	0	1	2	3	4
0	1.0037	0.5382	1.0975	0.4725	1.0907
0.06	0.9188	0.5148	0.9541	0.4651	0.9346
0.1	0.8487	0.4934	0.8725	0.4789	0.844

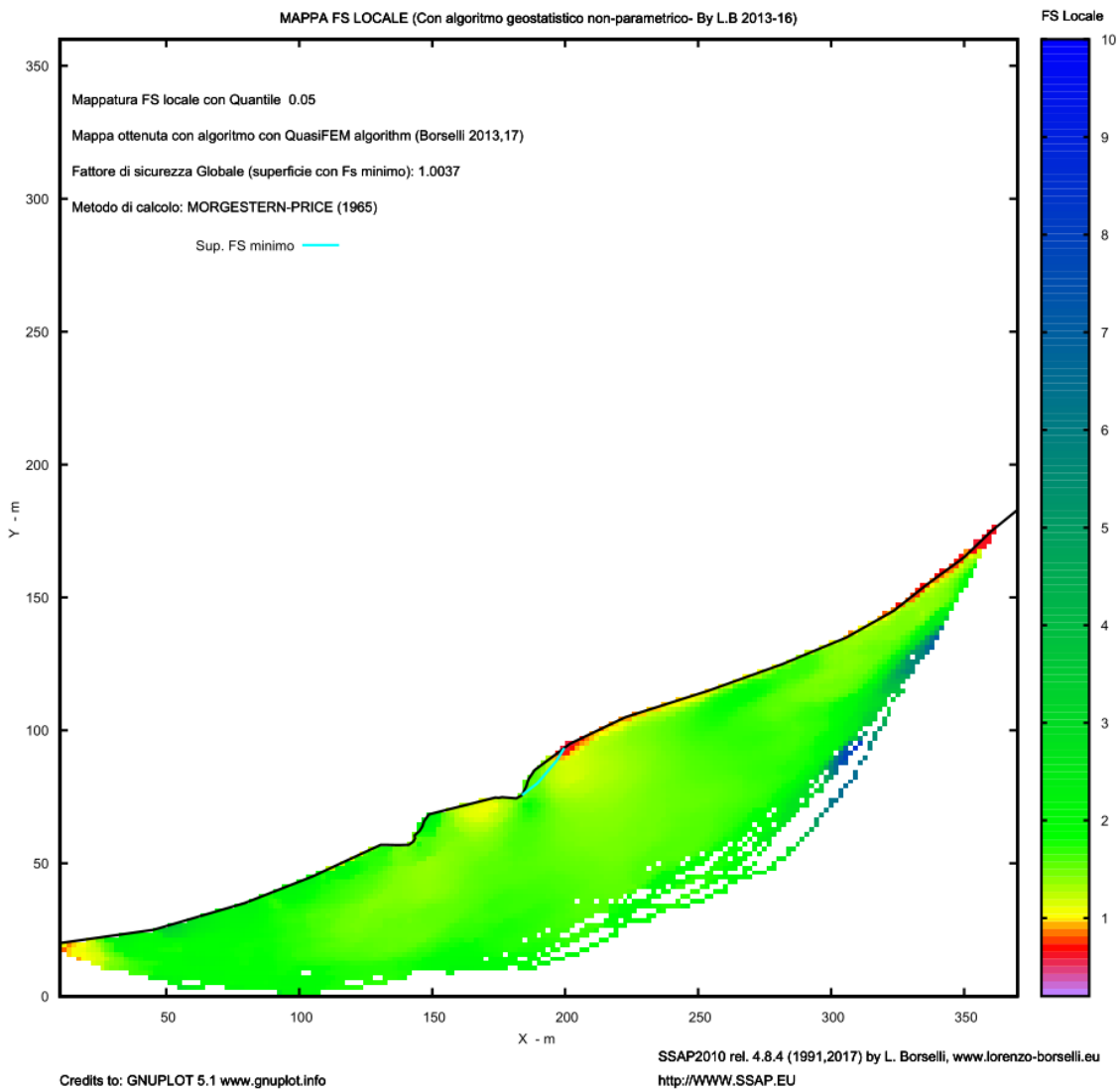


Figura 57.- Risultato del fattore di sicurezza in el talud izquierdo de la zona de brecha en condición seca y sin aceleración sísmica.

### 3.3.- Debris flow.

El flujo que se presentó en la zona tiene características muy particulares. El área donde se originó el flujo posee una pendiente muy elevada con un orden que va de los 45° a 50°. Su desplazamiento fue de 1.5 km y su velocidad en la fase de depositación es de alrededor de 6 a 9 km/h dependiendo del ancho de la sección (Tabla 21); mientras que, para un cambio de régimen donde la concentración de sedimentos es más baja, tendiendo a un flujo de agua, la velocidad alcanza hasta 22 km/h (Tabla 22). La pendiente sobre la cual fueron realizados los perfiles no es de gran magnitud, siendo esta en su mayor inclinación de apenas 11° como se observa en la Figura 58, es decir un área donde generalmente comienza a depositarse el material que lleva el *debris*, las visitas a campo arrojaron como resultado un alto grado de depositario en las curvas y sobre todo que al encontrar libre en la zona de la carretera la formación de un abanico de gran tamaño con relación al área del canal.

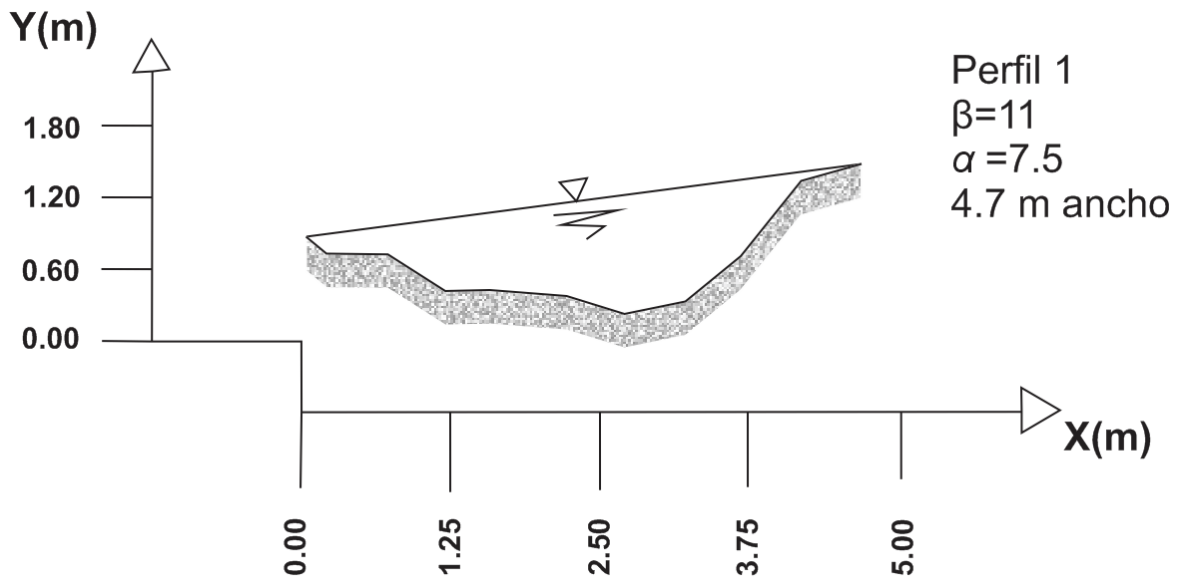


Figura 58.- Sección de una curva en el arroyo donde se presentó el debris flow que incluye el ángulo del canal, ángulo de despositación y ancho del canal.

Tabla 21.- Velocidad del debris flow presentando una comparación entre los métodos de Johnson y Rodine (1984) y los presentados por la metodología de Manning (1889) aunados a los parámetros n de Xu y Feng (1979).

Perfil	Johnson & Rodine (1984)		Manning (1889)	
	Parámetro	Valor	Parámetro	Valor
Perfil 1	$\delta$ (grados)	11	$A_h$ (m)	2.5011
	$\psi$ (m)	3	$P_h$ (m)	5.2781
	$\beta$ (grados)	7.5	n	0.1
	V (m/s)	1.9502	S (m/m)	0.1944
	V (m/s)	1.9502	V (m/s)	2.6798
Perfil 2	$\delta$ (grados)	7	$A_h$ (m)	8.5091
	$\psi$ (m)	15	$P_h$ (m)	9.93
	$\beta$ (grados)	1	n	0.2
	V (m/s)	1.5967	S (m/m)	0.1228
	V (m/s)	1.5967	V (m/s)	1.5806
Perfil 3	$\delta$ (grados)	5	$A_h$ (m)	2.5011
	$\psi$ (m)	3	$P_h$ (m)	5.2781
	$\beta$ (grados)	6	n	0.1
	V (m/s)	1.7554	S (m/m)	0.0875
	V (m/s)	1.7554	V (m/s)	1.7978
Perfil 4	$\delta$ (grados)	5	$A_h$ (m)	2.5011
	$\psi$ (m)	2	$P_h$ (m)	5.2781
	$\beta$ (grados)	9	n	0.1
	V (m/s)	1.7595	S (m/m)	0.0875
	V (m/s)	1.7595	V (m/s)	1.7978



Tabla 22.- Velocidad el flujo en cambio de régimen, flujo de agua analizado con la ecuación de Manning

(1989).

<b>Perfil 1</b>	<b>Manning (1889)</b>	
	$A_h$ (m)	2.5011
	$P_h$ (m)	5.2781
	n	0.05
	S (m/m)	0.1673
	V (m/s)	4.9728
<b>Perfil 2</b>	<b>Manning (1889)</b>	
	$A_h$ (m)	8.5091
	$P_h$ (m)	9.93
	n	0.05
	S (m/m)	0.1228
	V (m/s)	6.3225
<b>Perfil 3</b>	<b>Manning (1889)</b>	
	$A_h$ (m)	2.5011
	$P_h$ (m)	5.2781
	n	0.05
	S (m/m)	0.0875
	V (m/s)	3.5956
<b>Perfil 4</b>	<b>Manning (1889)</b>	
	$A_h$ (m)	2.5011
	$P_h$ (m)	5.2781
	n	0.05
	S (m/m)	0.0875
	V (m/s)	3.5956

### 3.4.- Casos puntuales

En la zona se presentan algunos casos que no se incluyen dentro de las clasificaciones expuestas en la metodología, el primero de ellos se refiere a algunas columnas de roca que no se pueden clasificar como volcamiento debido a que su echado tiende más hacia adentro del talud; sin embargo, como se observa en la Figura 59, estos pueden colapsar debido al pandeo o a empujes por precipitación, ya que algunos de estos poseen grietas grandes. Estos los se encuentran en la estación ER-009 principalmente.



Figura 59.- Bloques tendientes al colapso por pandeo y vuelco.

Además de los mencionados se presenta uno muy particular en el cual el fracturamiento forma un arco natural (estación ER-010). Estos bloques tienen un acomodo tal, que provoca que la carga generada por su propio peso sea conducido al piso, sin embargo, como se puede ver a la derecha de la Figura 60, algunos de estos bloques tienen un tamaño menor que los que coronan este arco, además de manifestar un descalzamiento.



Figura 60.- Estación ER-010, acomodo en arco de la ignimbrita El Órgano en la estación ER-012.

#### **4. Discusión.**

La construcción de vías de comunicación generalmente conlleva muchos factores para su desarrollo, uno de los que incrementa más los gastos post construcción es el mantenimiento y seguridad, acción que no solo protege la vida de los usuarios, sino que además prolonga la vida útil de la infraestructura.

Los resultados que arroja este estudio demuestran que una zona que anteriormente ha sido usada con los mismos fines, en este caso el de vía de comunicación y transporte, es muy susceptible ante nuevas intervenciones que den un nuevo uso del terreno o amplíen y mejoren los servicios de la obra.

En una primera instancia mediante el mapa de pendientes se hace constar el elevado grado de probabilidad de que material de las zonas altas lleguen a las inmediaciones de las construcciones locales, además de dar una idea de la complejidad de los trabajos de removilización de material y de la subsecuente estabilidad de las laderas modificadas. Este análisis geomorfológico es una pauta para la interpretación no solo de la probabilidad de rodamiento y desprendimiento de bloques, si no para contemplar de una forma general la importancia del análisis de la sección estudiada en este trabajo, así como la necesidad de extender este tipo de estudios a la margen opuesta, en la que se tienen registros de presencia de bloques de gran tamaño que en dado momento pueden llegar mediante su movilización hasta el área que comprende el vaso de la presa, situación que puede provocar eventos muy perjudiciales tanto a la infraestructura, economía local y seguridad de los pobladores.

Los taludes analizados y las muestras de inestabilidad en la carretera que podrían interpretarse como algo normal donde los bloques inestables suelen caer tras los primeros meses, o bajo la acción de las lluvias posteriores a las intervenciones realizadas marcan aspectos muy diferentes tras los estudios geomecánicos y cinemáticos, sin mencionar que no fue alto el grado de intervención a la vía de comunicación, ya que la obra de terracería anterior y la nueva obra asfaltada comparten en muchas zonas la misma traza siendo pocos los lugares donde hubo la necesidad de crear una nueva apertura en las formaciones locales, en mayor grado se ampliaron las vías modificando el ancho de la sección y por tanto rebajando parte de la topografía preexistente lo que origino en algunos casos un aumento en los ángulos de las laderas, este proceso es al que se debe los eventos tras las lluvias.

En cuanto a los bloques de roca analizados y fragmentos de menores dimensiones se ve claramente el echo de que la limpieza de los cortes no fue del todo completada, encontrándose desde rocas que van de los kilos a las toneladas en una posición cercana al colapso.

El análisis geomecánico de la zona muestra además la variabilidad de resultados que arrojan las diversas metodologías, pese a que la variabilidad de los resultados que no son del todo discordantes ni marcan una interpretación contraria entre si reflejan la importancia de que el geotecnista marque su interés y prioridades en su análisis. En este estudio el RMR orientado a taludes nos marca interpretaciones menos favorables que el SMR, el primero nos dice que los colapsos pasan en un lapso de tiempo muy corto, cuestión que podrían darse en zonas con mayor grado de intervención y con consideraciones enfocadas en la geometría encontrada en los bloques de roca, mientras que el SMR en la opinión del autor de este trabajo

es adecuado para los resultados buscados, ofrece una mayor gama de resultados y un enfoque más práctico en su tabla de resultados hacia el problema al basarse sobre todo en la geometría de las discontinuidades, para este autor el SMR es el que mejores resultados arroja hacia este tipo de problemática. Por su parte el GSI siendo una clasificación puramente cualitativa en sus orígenes llega a ser en casos de deslizamiento de bloques algo infructífero, sin embargo en casos donde la escala juega un factor importante como en tajos de mina a cielo abierto donde la altura de los cortes es mucho mayor en comparación que el tamaño del deslizamiento es de suma relevancia.

Entrando al análisis cinemático continua la importancia de considerar todos los factores que interfieren en los fenómenos de inestabilidad, en un principio se plantearon una serie de condicionamientos para el análisis del deslizamiento en bloques, cuestión práctica en una visita a campo, sin embargo al extenderse para casos en los que no se cumplen algunas de las consideraciones iniciales, sobre todo en las que se basan en la cercanía del direccionamiento de la línea de desplazamiento con respecto a la línea de echado del talud, se ve que estas pueden pasarse por alto en algunos casos, ya que son el grado de inclinación de las superficies de falla y el grado de fricción que presentan los principales esfuerzos a considerar, en el análisis del perfil 1 donde se habla de un caso de deslizamiento en cuña, sobre la estación geomecánica ER-001 suceden tres casos, en el primero el ángulo de la línea de intersección es demasiado bajo, el segundo esta línea I está fuera de rango en las consideraciones al encontrarse a más de  $20^\circ$  desfasada con respecto al echado del talud, sin embargo lo visto en campo y el análisis realizado marcan la tendencia al deslizamiento, el tercer análisis marca en un inicio un FS exageradamente alto, superior a 90 unidades, pero al

introducir los efectos de empujes de agua y la disminución en la cohesión encontramos la reducción drástica de la seguridad.

Un análisis final hacia la sumatoria de esfuerzos límites sería la importancia de la consideración de la estimación de la cohesión de la roca y del grado de alteración del material, este último se considera más como un valor cualitativo, sin embargo este al interferir en la magnitud final de la cohesión entre las juntas es un punto crucial, si bien mediante la estadística generada a través de las diferentes tomas de resistencia a la compresión obtenidos se tiene un parámetro en base a los cuartiles para realizar los en muchos casos no se establece de manera similar, generalmente se toma la resistencia de la roca como las 5 lecturas más altas a la roca cuando son las zonas alteradas en donde suelen originarse las problemáticas que aquejan a la geotecnia.

El método de dovelas podría ser un punto crucial no solo del análisis sino además de la comprensión del fenómeno de deslizamiento presente y de un posible deslizamiento a futuro. El análisis dirigido a la parte derecha del talud arroja números que podrían parecer descabellados al ver la Tabla 19, el primer simulacro donde no se presenta superficie freática presenta el grado más amplio de FS, lo común es suponer que después de ello como la línea piezométrica baja en la cota de altura estas tuvieran una tendencia de aumento de FS, esta tendencia si existe si no contamos la consideración de la línea dos que es un pico anormal, esto se atribuye tanto al echo de que esta línea piezométrica tiene un ángulo alto debido a que el origen de esta línea se encuentra en una cota baja en la línea topográfica, a diferencia de las otras propuestas, y que no alcanza a cubrir completamente la línea de deslizamiento generada por el programa.

El segundo análisis de dovelas referente al flanco izquierdo no guarda una relación tan directa como la del flanco derecho, en este modelo no se guardó una relación de “simetría” al suponer las líneas de saturación, estas llevan diferentes puntos de arranque en la topografía de la zona al igual que diferentes pendientes, así la línea dos tiene un punto de arranque más bajo que la tres y la cuatro, mientras que la 3 y cuatro si guardan una relación decreciente en términos de altura, sin embargo varias de las líneas de deslizamiento generadas no se encuentran cubiertas por la saturación o son demasiado grandes para ser cubiertas en su totalidad, y en algunos casos más se encuentran fuera de esta en la parte seca, esto hace suponer al autor que los efectos sísmicos tiene más relevancia en este cálculo por la inclinación de las pendientes que la saturación misma, esto puede observarse en la sección de anexos en la parte F.

Finalmente en el análisis del *debris flow* se remarca la importancia de conocer el contenido de material solido en la mezcla, los resultados marcan una diferencia muy grande entre el comportamiento de una mezcla de debris y de un flujo de agua, desgraciadamente estos valores son meramente empíricos debido a la incapacidad de tomar muestras del fenómeno.



## **Conclusiones.**

Atendiendo a los objetivos planteados al inicio de este trabajo podemos decir que estos fueron cubiertos en su totalidad, las condiciones de inestabilidad en la zona se han analizado desde el punto de vista geomorfológico y cinemático, a su vez, se formulan una lista de recomendaciones prácticas. Las acciones efectuadas en el área con la meta de conocer el riesgo que se puede llegar a presentar y que pudiese afectar la zona no son tomados con la seriedad e importancia que estas obras reclaman, por lo que se considera un parteaguas o un llamado de atención al presentar algunos de los resultados que llegan a ser desalentadores y que en ningún momento fueron requeridos en la planeación ni en un plan de contingencia.

Los puntos finales de este estudio culminan con la determinación de cuatro taludes que presentan una tendencia al deslizamiento en roca, dos más que hacen hincapié al análisis de un deslizamiento por el método de dovelas en el que se tiene un alto grado de inestabilidad y a la determinación de las velocidades alcanzadas por un *debris*, si bien estos fenómenos en general no constituyen un riesgo hacia la comunidad del Realito y sus pobladores si presentan un peligro hacia la infraestructura, lo que representa una pérdida monetaria importante ante los daños y el bloqueo de la zona.

Cabe recalcar que las condiciones a las que nos enfrentamos y que generan la problemática que atañe a la geotecnia, y a este caso particular, son primeramente el cambio de pendientes en el área, si bien estas no fueron llevadas a gran escala si son un factor predominante principalmente en lo que al material suelto o sin compactar se refieren, como es el caso de la brecha, en segundo lugar la precipitación que genera un aumento en el peso del material, aumento en la presión de poro del material suelto y en general una disminución

del ángulo de fricción con respecto a una condición seca, una tercera condición que podría presentarse y por tanto se ha añadido a los cálculos es la presencia de movimientos telúricos. Pese a que el área no es una región sísmica reconocida, si se han presentado eventos de baja escala cerca de la zona.

Los deslizamientos en roca que se atendieron desde los conceptos más generales de la mecánica de rocas comenzando por las propiedades físicas del material, la cuales en general son de buenas características, son sus orientaciones con respecto a la traza de la carretera lo que los hacen hasta cierto punto inestable su posición. Por su parte el material suelto presenta una problemática distinta, el alto grado de fragmentos de roca aunado a la presencia de zonas arcillosas y ante la alta pendiente dejada en el corte hace de este un lugar con bastantes puntos que llegan a detonar tanto rodamientos, deslizamientos y erosión, por lo que no solo basta con conocer el factor de seguridad por el flujo, si no la consideración de la probabilidad de la caída de rocas.

Los eventos que no se estudian por completo mediante el análisis de esfuerzos limite como lo son el pandeo, la caída de bloques sueltos y en cierto grado el flujo de lodos que en la zona han evolucionado hasta en algunos casos llegar a convertirse en flujo de detritos, son fenómenos de gran interés, dentro del pandeo no es tan sencillo determinar la probabilidad i estimar un tiempo en que el material llegue a flexionarse lo suficiente para que este colapse, esto dependerá en gran medida de que a estos bloques no se le agregue una sobrecarga o presiones los cuales promuevan su volteo, además de la alteración que llegue a acumularse y que disminuya progresivamente tanto la sección y que reduzca la cohesión de la roca hasta que las fuerzas que la mantiene unida no puedan el efecto flexo-compresor.

Finalmente cabe formular en base a los objetivos descritos al inicio de este trabajo las recomendaciones pertinentes.

### **Recomendaciones.**

- Colocar la señalización correspondiente que advierta de la problemática de riesgo en el área: desde que se culminó la construcción de la carretera no se han instalado los señalamientos referentes hacia las necesidades de circulación, en este caso contamos velocidad máxima, aviso de curvas en sus diferentes modalidades como los son las curvas cerradas, curvas inversas o una combinación de estas, así como el de finalización de pavimento. Además de los señalamientos básicos se hace la instancia para la adición de los letreros correspondientes de zona de derrumbes, pendiente descendente y el de ganado, el cual se encuentra libre en la zona y en muchos casos sin pastores.
- Someter a una limpieza manual para la eliminación de bloques peligrosos. En este punto se hace constar sobre la necesidad de la eliminación temprana de los bloques que bajo condiciones en que interfieren el colapso ante la presencia ya sea de ganado o una presencia humana pueden desencadenar un evento que ponga en juego la pérdida material o de vidas, si bien esta es baja por la baja circulación no es así ante la presencia de actividades agrícolas y ganaderas en combinación de las personas que las desempeñan. Asegurarse de reducir al máximo las posibilidades de un infortunio deben quedar claras tanto para el constructor así como ara el organismo supervisor.
- Atender los daños generados por el *Debris* en las canaletas y en los límites de la carretera evitando así un daño progresivo. Durante las lluvias además de la

removilización se ha hecho evidente que el drenaje de la carretera no es del todo idóneo para esta tarea, la socavación de las orillas del pavimento comienza a ser un problema que pone en entredicho la seguridad de la zona ante el tránsito de vehículos, además se encuentra el echo de que las alcantarillas colocadas para el paso de las corrientes que pasan por los arroyos no fueron propuestos para los casos que se han presentado, en este caso la movilización de material que va de fino a bloques de gran tamaño combinado con platas arrancadas y arrastradas por el *debris* acontecido, una buena vigilancia y programación periódica de mantenimiento de estos elementos es necesaria para alargar la vida útil de la carretera.

- Colocar malla anclada en las estaciones ER-001 a ER-003. Como se ha mencionado estas son las partes que presentan una clasificación más baja, por tanto de bloques de menor tamaño que fácilmente podría ser contenidos ante elementos como mallas con un anclaje adecuado, que si bien no aseguran del todo el área si dan un lapso de tiempo para detectar el peligro que estos llegan a originar, lapso en el cual se puede efectuar acciones para poner a salvo a la población así como de eliminar o mitigar las posibles repercusiones que podrían originar.
- Realizar un estudio de seguridad en la margen norte de la presa. No basta con conocer los daños causados hacia la vía de comunicación presente, en la zona tenemos una obra de mayor envergadura que podría estar sujeta a eventos de mayor grado y que no solo pueden aportar una gran cantidad de material que rellene parte del vaso reduciendo de esta manera la capacidad de almacenamiento que está presente y poniendo en entre dicho la funcionalidad de proveer de agua a las ciudades en los

estados de Guanajuato y San Luis Potosí, sino además puede desencadenar el daño agua abajo por la evacuación repentina y no controlada del agua que almacena.

- Realizar un estudio de riesgo ante el deslizamiento de material al vaso de la presa y el desbordamiento hacia las poblaciones cercanas, este último punto como complemento del anterior marcan un punto importante, si bien las comunidades cercanas marcan una tendencia a desaparecer también han detonado por la cercanía a la presa nuevas actividades que podrían cambiar esto al menos en la comunidad del Realito donde se presentan actividades como la pesca, actividades acuáticas o hasta el motociclismo, el análisis del factor demográfico de esta forma entra en el estudio hacia asegurar el desarrollo económico de la zona, y por ende de una necesidad garantizar la seguridad del área.

## Referencias.

- American Society for Testing and Materials (ASTM) D422-63 e2, 2007, Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils, ASTM International, West Conshohocken, PA, 8 pp.
- American Society for Testing and Materials (ASTM) D6572-13 e1, 2013, Standard Test Methods for Determining Dispersive Characteristics of Clayey Soils by the Crumb Test: West Conshohocken, ASTM International, PA, 8 pp.
- Barton, N.R. and Bandis, S.C. 1990. Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. In Rock joints, proc. int. symp. on rock joints, Loen, Norway, Rotterdam: Balkema. (eds N. Barton and O. Stephansson), 603-610. Barton, N.R., Bandis, S., Bakhtar, K., 1985, Strength, deformation and conductivity coupling of rock joints: International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 22(3), 121-140.
- Barton, N.R. and Bandis, S.C., 1982, Effects of block size on the shear behaviour of jointed rock, In 23rd U.S. symp. on rock mechanics, Berkeley, C.A, USA, 739-760.
- Barton, N.R., 1973, Review of a New Shear Strength Criterion for Rock Joints: Engineering Geology, 7 (4), 287-332.
- Barton, N.R., 1973, Review of a new shear strength criterion for rock joints. Eng. Geol. 7, 287-332.
- Barton, N.R., Liend, R. & Lunde, J., 1974, Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support: Rock Mechanics Felsmechanik Mecanique des Roches. 6 (4), 189 - 236.

- Barton, N.R., V. Choubey, 1977, The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice: *Rock Mechanics Felsmechanik Mecanique des Roches*, 10 (1-2), 1-54.
- Bieniawski, Z.T., 1989. *Engineering Rock Mass Classification*. John Wiley & Sons. 272 pp.
- Borselli, L., 2017, SSAP 2010 “un passo oltre...” (Slope Stability Analysis Program) Manuale di Riferimento (en línea), Versión 4.8.8, San Luis Potosí, México, Universidad Autónoma de San Luis Potosí, 9 de septiembre del 2017 <http://www.ssap.eu/manualessap2010.pdf>, acceso libre, consulta: 9 septiembre 2017.
- Brea, J.D., Spalleti, L., Hopwood, H.J., Spalleti, P., 2005, Conceptos y aplicaciones sobre flujos densos en la hidráulica de ríos, *ingeniería del agua*, 12 (3), 1-12.
- Carrillo-Bravo, J., 1971, La Plataforma de Valles - San Luis Potosí: *Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana de Geólogos Petroleros*, 23 (1), p. 21-46.
- Carrillo-Bravo, J., 1971, La Plataforma de Valles San Luis Potosí, *Boletín de la Asociación Mexicana de Geólogos Petroleros*, 23(1-6), 1-102.
- Casabella, M., 2015, Estudio de erosión hídrica en varias localizaciones de la Sierra de San Miguelito, SLP, México: Evaluación de erodebilidad de los suelos y modelado del proceso: San Luis Potosí, México, Universidad Autónoma de San Luis Potosí, Tesis de Maestría en Ciencias, 218 pp.
- Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), 2011, *Modelo Geológico-Geotécnico y Geofísico, para determinar la Estanqueidad del Vaso Presa el Realito Tomo 1*, 84 pp.

- Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), 2011, Modelo Geológico-Geotécnico y Geofísico, para determinar la Estanqueidad del Vaso Presa el Realito Tomo 2, 180 pp.
- Comisión Nacional del Agua (CONAGUA); Estado de Guanajuato, 2005, Manifestación del impacto ambiental, modalidad regional, sector hidráulico, 676 pp.
- Friedman, G.M. & Sanders, J.E. (1978). Principles of Sedimentology, John Wiley & Sons, New York. HOPWOOD, 792 pp.
- García-Amaro, E., 1970, Modificaciones al sistema de clasificación climática de Köppen, Instituto de Geografía Universidad Nacional Autónoma de México: serie libros Núm. 6, 90 pp.
- Gómez-González, J.M., Barboza-Gudiño, J.R., 2003, Reporte de las Actividades de Monitoreo Sísmico en el Estado de San Luis Potosí, Universidad Nacional Autónoma de México Campus Juriquilla, Querétaro, México, 37 pp.
- González de Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L., Otuño C., 2009, Ingeniería Geológica: España, 3ra edición, Ed. Prentice Hall, 715 pp.
- Goodman, R.E. and Bray, J.W., 1976, Toppling of Rock Slopes. In Proc. Specialty Conference on Rock Engineering for Foundations and Slopes. Boulder, Colorado, ASCE Vol.2, 201-234.
- Grassel, P.C., 1979, The reconnaissance geology of La Salitrera Mining District, San Luis Potosí, México: Houston Texas USA, Univ. Of Houston, Tesis de Maestría, 251 pp.



- Guerrero-Ibarra, C. A., 2012, Geología a detalle del vaso de la presa El Realito, municipio de Victoria, Guanajuato: San Luis Potosí, México, Universidad Autónoma de San Luis Potosí, Tesis de Licenciatura, 70 pp.
- Hernández- García, A.R., 2015, Análisis del posible origen caldérico de los flujos piroclásticos de las ignimbritas santa maría-el órgano, a partir de imágenes satelitales, San Luis Potosí, México, Universidad Autónoma de San Luis Potosí, Tesis de Licenciatura, 102 pp.
- Hoek, E., Bray, J.W., 1981, Rock Slope Engineering: London, Ed. Institution of Mining and Metalurgy. Third Edition 358 pp.
- Hoek, E, Kaiser, P K & Bawden, W F. 1995. Support of underground excavations in hard rock, Balkema: Rotterdam ,215 p.
- Hoek, E., 2012, Blast Damage Factor D, Technical Note for RocNews, 1-7.
- Hoek, E., Carter, T.G., Diederichs, M.S., 2013, Quantification of the Geological Strength Index chart, in 47th US Rock Mechanics /Geomechanics Symposium held, San Francisco, CA, USA, American Rock Mechanics Association (ARMA), 13-672.
- Hoek, E., Marinos, P., Kazilis, N., Angistalis, G., Rahaniotis, N., Marinos, V., 2006. Greece's Egnatia Highway Tunnels. Tunnels & Tunnelling International, September 2006, 32-35.
- Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI), 2002, Síntesis de información geográfica del estado de San Luis Potosí, 17-26.

- International Association of Engineering Geology (IAEG) Commission on Landslides, 1990, Suggested nomenclature for landslides: Bulletin of the International Association of Engineering Geology, 41(1), 13-16.
- Johnson, A.M. y Rodine, J.R. (1894), Debris flow, Brunsden, D., and Prior, D. B. (eds), Slope instability New York, John Wiley and sons, 247-61.
- Kılıc, A. and Teymen, A., 2008, Determination of mechanical properties of rocks using simple methods: Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 67, 237–244.
- Kliche, C. A., 1999, Rock Slope Stability. United States of America: Colorado, United States, Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Inc., 253 pp.
- Labarthe, Hernández. G., Tristán- González, M., y Aguillón-Robles, A., 1982, Estudio Geológico Minero del área de Peñón Blanco, estados de San Luis Potosí y Zacatecas, Universidad Autónoma de San Luis Potosí, Instituto de Geología y Metalurgia, Folleto Técnico No. 76, 63 p.
- Labarthe-Hernández, G. y Tristán-González, M., 1980, Cartografía Geológica Hoja Santa María del Río, S.L.P.: Universidad Autónoma de San Luis Potosí, Instituto de Geología y Metalurgia, Folleto Técnico, No 67, 32 p.
- Labarthe-Hernández, G., Aguillón-Robles, A., Tristán-González, M., Jiménez López, L.S., Romero, A., 1989, Cartografía geológica 1:50,000, de las Hojas El Refugio y Mineral El Realito, estados de San Luis Potosí y Guanajuato: Instituto de Geología, UASLP, Folleto Técnico no. 112, 76 p.

- Labarthe-Hernández, G., Tristán-González, M., Aguillón-Robles, A., 1984, Cartografía geológica 1:50,000 Salitrera, S.L.P.: Instituto de Geología, UASLP, Folleto Técnico no. 94, 85 p.
- Labarthe-Hernández, G., Tristán-González, Martínez-Ruiz, V.J., 1983, Estudio Geohidrológico de la Hoja Melchor, Estados de San Luis Potosí y Guanajuato: Universidad Autónoma de San Luis Potosí, Instituto de Geología, Folleto Técnico no. 92, 110 p.
- Lewis, D.W., Mcconchie, D., 1994, Practical Sedi-mentology: New York, Chapman & Hall, 213 pp.
- Middleton, G.V., Southard, J.B., 1984, Mechanics of Sediment Movement. Lecture Notes, Short Course 3, Society of Economic Paleontologists and Mineralogists, Tulsa Oklahoma, 401 pp.
- Miller, R., 1965, Engineering classification and index properties for intact rock: Illinois, U.S.A., University of illinois, Ph. D Thesis, 300 pp.
- Morgenstern, N.R. y Price, V.E., 1965, The analysis of the stability of general slip surfaces, geotechnique, 15
- Ortega-Gutiérrez, F., Mitre-Salazar, L. M., Roldán-Quintana, J., Aranda-Gómez, J. J., Morán-Zenteno, D.J., Alaniz-Álvarez, S.A., Nieto-Samaniego, Á.F., 1992, Carta geológica de la República Mexicana, quinta Edición, escala 1:2 000 000: México, D. F., Universidad Nacional Autónoma de México, Instituto de Geología; Secretaría de Energía, Minas e Industria Paraestatal, Consejo de Recursos Minerales, 1 mapa

- Priest, S.D, Hudson, J.A., 1976, Discontinuity spacings in rock, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, Volume 13, 135-148.
- Raisz, E., 1959, Landforms of Mexico, scale ca. 1:3 000 000: Cambridge, Massachussets, U.S. Office of Naval Research, Geography Branch, 1 map.
- Ramírez- Oyanguren, P y Alejano- Monge, L.R., 2004, Mecánica de rocas: fundamentos de ingeniería de taludes: Máster Internacional “Aprovechamiento Sostenible de los Recursos Minerales, 285pp.
- Romana, M., 1995, The geomechanics classification SMR for slope correction., Proc. 8th Int., ISRM Congress, Fujii ed.
- Ruiz, J., Kesler, S.E., Jones, L.M. y Sutter, J.F., 1980, Geology and geochemistry of the Las cuevas fluorite deposit, San Luis Potosí, México: Econ.Geol, 75 (8)1200-1209.
- Russo, G., 2009, A new rational method for calculating the GSI. Tunnelling and Underground Space Technology, 24, 103-111
- Sharpe, C.F.S., 1960, Landslides and related phenomena: New York, Columbia University Press, 138 pp.
- Suarez, J., 1998 Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales: Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos, Bucaramanga Colombia, Ingeniería de Suelos Ltda. 541pp.
- Suarez, J., 2009, deslizamientos técnicas de remediación. tomo 2, Colombia, Universidad Industrial de Santander, 417 pp.

- Suarez, J., 2009, Deslizamientos volumen 1 Análisis Geotécnico: Colombia, Universidad Industrial de Santander, 588 pp.
- Takahashi T., 1991, Debris flow, International Association for Hydraulic Research. AA. Balkema. Rotterdam, 165pp.
- Tristán-González, M., Aguillón-Robles, A., Barboza-Gudiño, J.R., Torres-Hernández, J.R., Bellon, H., López-Doncel, R.A., Rodríguez-Ríos, R., Labarthe-Hernández, G., 2009, Geocronología y distribución espacial del Campo Volcánico de San Luis Potosí: Boletín de la Sociedad Geológica Mexica, v. 61, no. 3, p. 287-303.
- Varnes D.J., 1978, "Slope movement types and processes". Special report 176: Landslides: Analysis and control, Schuster, R.L., Krizek, R.J. eds., TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp.11-33.
- Wilson, V. W., Hernández, J.P., y Meave, T. E., 1955, Un banco calizo del Cretácico en la parte oriental del Estado de Querétaro: Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana, 18(1), 1-10.
- Xu, D., Feng, Q., 1979, Table of roughnesss of debris flow channel, in Abstract of papers of first National symposium on Debris flow, 51-52.
- Zanella-Carrizales, J., 2013, Análisi estructural del vaso de la presa el Realito, Gto. San Luis Potosí, México, Universidad Autónoma de San Luis Potosí, Tesis de Licenciatura, 62 pp.
- Zhang, L., 2005, Engineering properties of rocks: Elsevier Engineering Books Series, 4, 61-68.

## **Anexos.**

### **Anexo A: Análisis granulométrico, tamizado en húmedo.**

El siguiente procedimiento está en base al procedimiento descrito por Casabella-González (2015) en su trabajo de maestría.

#### **Materiales.**

- Báscula con sensibilidad de 0.01 g.
- Juego de tamices de 4  $\phi$  a -4  $\phi$ .
- Horno de mufla.
- Juego de charolas para secado de la muestra.
- Agua desionizada.
- Pipeta.

#### **Reactivos.**

- Calgon (Hexametáfosfato de sodio al 5 %).

#### **Procedimiento.**

1. La muestra se homogeniza disgregando los terrones con un mazo de goma o manualmente tratando de no romper las partículas, se elimina el contenido orgánico más grande tales como raíces, ramas, etc.
2. Se reduce por cuarteo una cantidad adecuada para las pruebas a efectuar.
3. Pesar una muestra representativa del material que puede ir de 1.5 a 2 kg.
4. Secar el material ya sea al aire a temperatura ambiente, o bien dentro de un horno a una temperatura constante de hasta 110 °C.
5. Pesar nuevamente el material seco para medir de forma directa la pérdida por humedad.

6. En un recipiente agregar la muestra previamente secada agregando la solución de calgon, se recomienda agregar 300 ml de calgon y 700 ml de agua desionizada, dejar reposar por un lapso de 30 min removiendo varias veces para que la solución sature a la muestra.
7. Introducir el tamiz de abertura más amplia a un segundo recipiente y verter la muestra saturada en el tamiz superior. Según convenga se pueden omitir algunos tamices si el diámetro de las partículas más grandes así lo requieren.
8. Agitar de forma manual o con espátula o brocha según se requiera por el contenido y la malla agregando a la vez agua desionizada con la pipeta hasta que se deje de observar que pasa contenido disuelto en el agua que pasa la malla.
9. Colocar el material retenido en un recipiente adecuado para posteriormente someterlo a pérdida de humedad por evaporación, enjuagar la parte interna y externa del tamiz para evitar pérdidas.
10. Repetir el paso VII al IX hasta que no queden tamices
11. El agua en la cual el material más fino ha quedado en suspensión pasarla a recipientes adecuados resistentes al calor para obtener la fracción fina del material (menores a  $4 \phi$ ).
12. Introducir el total de la muestra en el horno por 24 horas a una temperatura de  $110^{\circ}\text{C}$ .
13. Pesar las muestras y anotar en las hojas de laboratorio.
14. Realizar las gráficas granulométricas correspondientes en una hoja semilogarítmica.

## Método de Hidrómetro.

### Materiales.

- Hidrómetro Bouyoucos, ASTM No. 152 H-62 ASTM D-422-63.
- Probetas de 1 L de 36 cm  $\pm$  2.
- Probeta de 100 ml.
- Báscula con sensibilidad de 0.01 g.
- Termómetro graduado de hasta 50 °C.
- Agitador eléctrico para dispersión (Batidora con vaso metálico).
- Agitador de plástico para probetas de 1 L.
- Vasos de precipitado de 600 ml de cuello alto.
- Horno de mufla.
- Cápsulas de porcelana.
- Cronometro.
- Pecera o acuario

### Reactivos.

- Alcohol Amílico.
- Solución de hexametafosfato de sodio (calgon) al 5%.
- Peróxido de hidrogeno al 30%.

### Procedimiento.

1. Llenar la pecera hasta una altura conveniente con la finalidad de mantener la temperatura de las probeta en las que se encontrara la muestra lo más estable posible.



2. Calibrar el hidrómetro añadiendo 100 ml de calgon en una probeta de 1000 ml y aforar con agua desionizada hasta los 100 ml mezclando para homogeneizar, introducir el hidrómetro y el termómetro para determinar  $R_L$  y la temperatura inicial, valores que se utilizarán para realizar la corrección dependiendo de la viscosidad del fluido y la concentración del suelo en la suspensión, esta probeta nos servirá como blanco.
3. Eliminar la materia orgánica pesando 60 gr de muestra que haya pasado por el tamiz  $2\phi$  y agregando el peróxido de hidrogeno en 4 tandas de 10 ml homogenizando la mezcla, si en la primera aplicación la muestra no hace efervescencia es innecesario agregar más peróxido ya que esta no posee materia orgánica.
4. Secar la muestra evaporando el  $H_2O_2$ , agregar nuevamente 10 ml y observar si existe efervescencia, de no ser así continuar con el siguiente paso, de haber reacción repita el paso 2.
5. Pesar 50 gr de suelo sin materia orgánica, añadir 100 ml de calgon y dejar reposar por 10 min.
6. Transferir la muestra tratada con el dispersante al vaso de metal del agitador eléctrico y agitar durante 5 minutos.
7. Transferir la suspensión a una probeta de 1 L enjuagando el vaso del agitador y adicione agua destilada hasta la marca para completar el nivel adecuado.
8. Dar tiempo para que la suspensión se equilibre y tome nota de la temperatura. Introduzca el agitador manual a la probeta, y mezcle la suspensión vigorosamente, asegúrese de que se muevan las arenas de la parte inferior de la probeta, y agite durante 1 min (Adicionar unas gotas de alcohol amílico si la superficie de la suspensión está cubierta con espuma).

9. Tan pronto haya terminado de agitar, introduzca el hidrómetro en la suspensión y tome una lectura después de 30 seg, tomar más lecturas a los 40, 60, 90, 120 y 180 segundos, después a los 10, 30, 60 y 90 minutos, las últimas tres lecturas se realizan a las 2,8 y 24 horas, anotar la temperatura del blanco en cada ocasión para hacer las correcciones correspondientes, enjuague y seque el hidrómetro después de cada lectura.

### **Cálculos.**

#### **Corrección por menisco y desfloculante.**

Dado que el hidrómetro está diseñado para tomar la lectura al ras del líquido se necesita considerar el menisco que se forma alrededor de la superficie de cristal, cuestión importante ya que la solución no será transparente.

Para tomar la lectura correcta es recomendable en el blanco tomar dos lecturas, una por debajo, lo que consideramos el nivel del líquido y una por encima, lo que sería la altura con el menisco, lo que nos da la relación  $C_m$ .

En cuanto a la lectura por desfloculante se realiza en dos probetas, una con solamente agua desionizada y la segunda en una con el contenido de desfloculante a usar en las soluciones (blanco), la resta entre ambas nos da el factor  $C_d$ , corrección por desfloculante.

De esta forma la Ecuación 39 queda establecida como la sumatoria de la lectura directa con el hidrómetro, la corrección del menisco y la corrección por el desfloculante.

Ecuación 39.- Corrección por menisco y desfloculante.

$$R_c = R_i + C_d + C_m$$

### **Determinación de la concentración del suelo.**

Determine la concentración del suelo (C) en suspensión en g/L, con la Ecuación 40, donde  $R_c$  es la lectura del hidrómetro no corregida en g/L, y  $R_1$  es la lectura del hidrómetro de la probeta que se usó como blanco. R y RL son lecturas tomadas en cada intervalo a efectuar la medición.

Ecuación 40.- Determinación de la concentración del suelo.

$$C = R_c - R_1$$

### **Corrección por temperatura**

Se necesita hacer un ajuste por temperatura ( $C_t$ ) añadiendo 0.36 unidades a la lectura cuando la probeta este a más de 20°C o restarle la misma cantidad por cada grado por debajo de la temperatura establecida.

Ecuación 41.- Corrección por temperatura.

$$C_{20} = R_c \pm C_t$$

### **Cálculo del tamaño de las partículas.**

Determine X, diámetro promedio de las partículas en suspensión en  $\mu\text{m}$  en tiempo t, usando la Ecuación 42 donde  $\theta$  es un parámetro de sedimentación y está en función de la caída de las partículas con respecto a la profundidad, viscosidad y densidad del medio, así como al tamaño de las partículas( Ley de Stokes).

Ecuación 42.- Diámetro de las partículas.

$$D = \sqrt{\theta \bar{V}}$$

$$D(\text{mm}) = \sqrt{\frac{18 * \eta(\text{g} * \frac{\text{seg}}{\text{cm}^3})}{\gamma_s(\frac{\text{g}}{\text{cm}^3}) - \gamma_w(\frac{\text{g}}{\text{cm}^3)}}} * \sqrt{\frac{H(\text{cm})}{t(\text{seg})}}$$

Ecuación 43.- Valor de  $\theta$ .

$$\theta = \frac{1800 * \eta}{(G_s - 1)\gamma_w}$$

Para determinar el valor de  $\theta$  se consulta la Tabla 23 en caso de no utilizar la Ecuación 43 arriba mencionada.

Tabla 23.- Valores de  $\theta$  (en ASTM D422 este parámetro es nombrado como K). Fuente: ASTM D42263

(2007) e2, *Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils*, ASTM International, West

Conshohocken, 2007, [www.astm.org](http://www.astm.org).

Temperatura °C	Gravedad específica (Gs)						
	2.5	2.6	2.6	2.7	2.7	2.8	2.8
17	0.0149	0.0146	0.0144	0.0142	0.0140	0.0138	0.0136
18	0.0147	0.0144	0.0142	0.0140	0.0138	0.0136	0.0134
19	0.0145	0.0143	0.0140	0.0138	0.0136	0.0134	0.0132
20	0.0143	0.0141	0.0138	0.0137	0.0134	0.0133	0.0131
21	0.0141	0.0139	0.0137	0.0135	0.0133	0.0131	0.0129
22	0.0140	0.0137	0.0135	0.0133	0.0131	0.0129	0.0128
23	0.0138	0.0136	0.0134	0.0132	0.013	0.0128	0.0126
24	0.0137	0.0134	0.0132	0.013	0.0128	0.0126	0.0125
25	0.0135	0.0133	0.0131	0.0129	0.0127	0.0125	0.0123
26	0.0133	0.0131	0.0129	0.0127	0.0125	0.0124	0.0122
27	0.0132	0.0130	0.0128	0.0126	0.0124	0.0122	0.0120
28	0.0130	0.0128	0.0126	0.0124	0.0123	0.0121	0.0119
29	0.0129	0.0127	0.0125	0.0123	0.0121	0.0120	0.0118
30	0.0128	0.0126	0.0124	0.0122	0.0120	0.0118	0.0117

## Anexo B: Resultados de la granulometría y plasticidad.

Tabla 24.- Granulometría de las muestras ERC-001 y ERB-001.

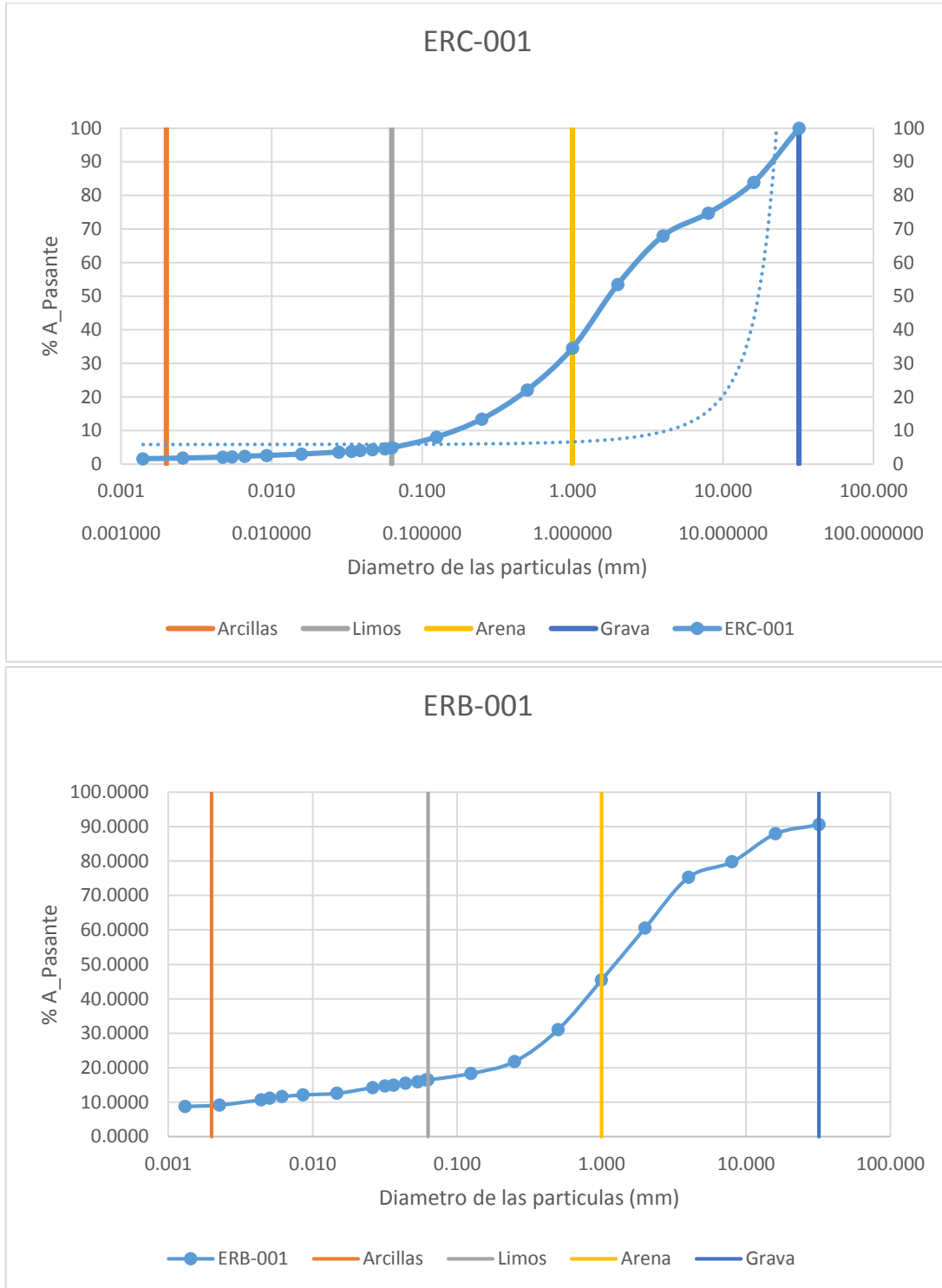


Tabla 25.- Granulometría de las muestras ERS-001 y ERS-002.

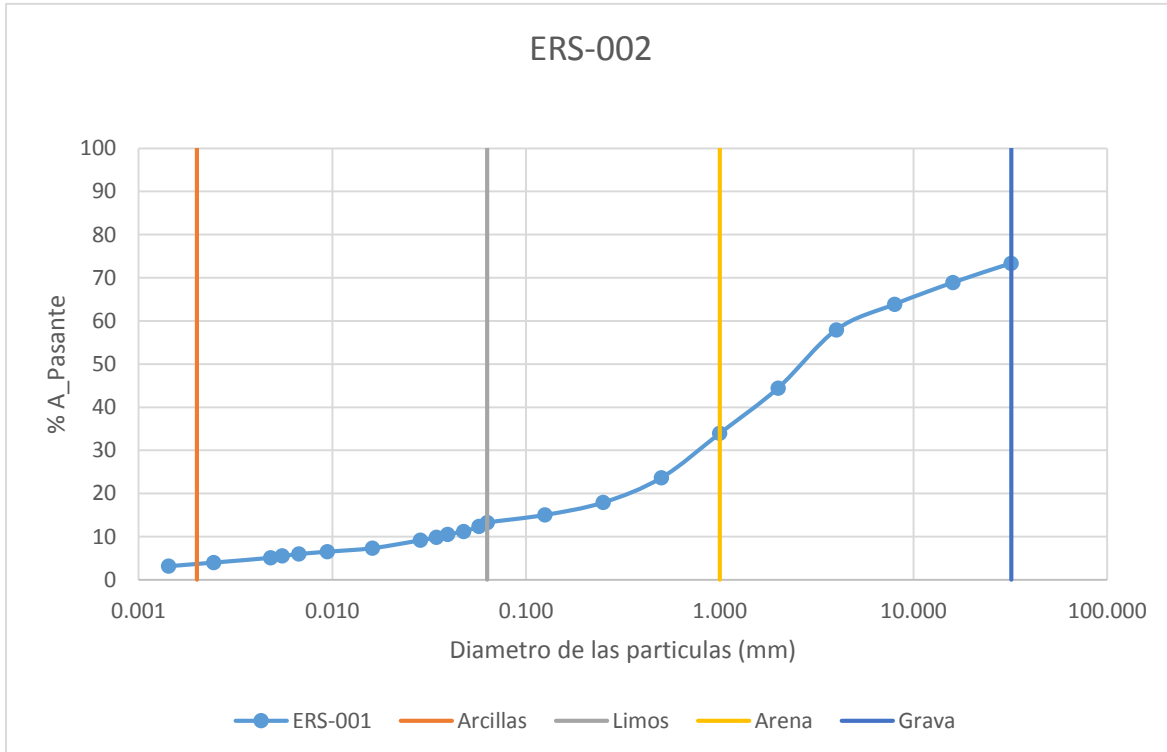
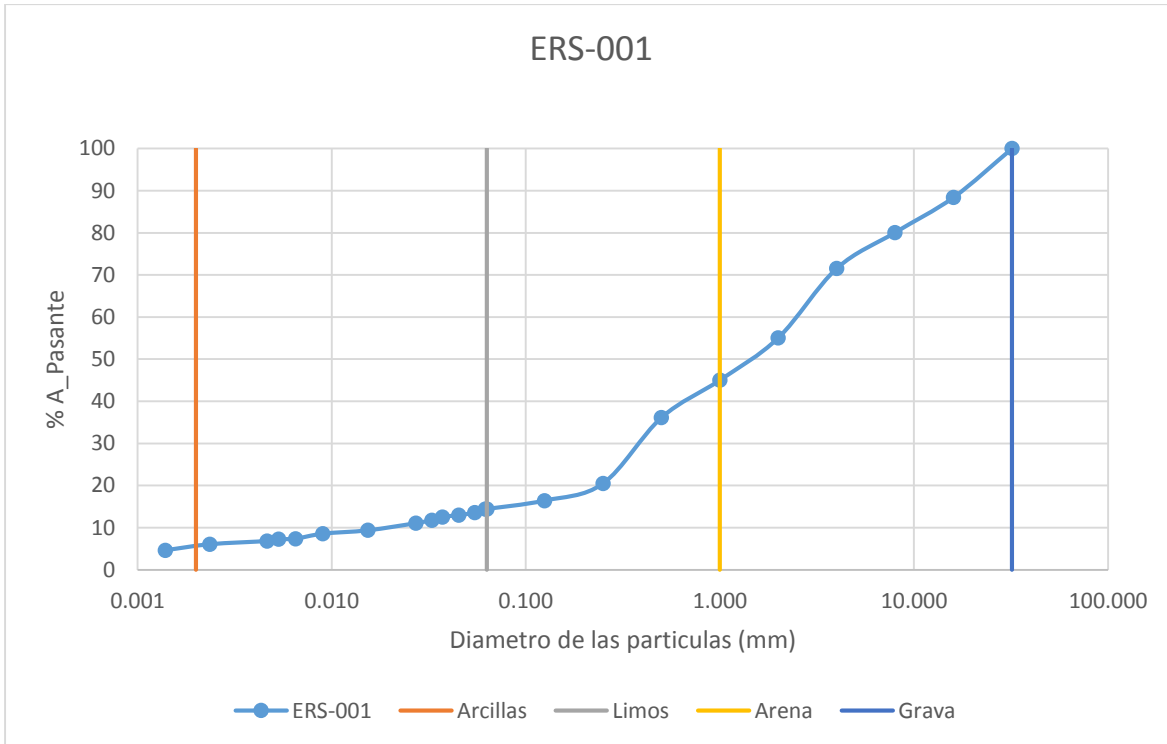


Tabla 26.- Granulometría de las muestras ERS-003 y ER-S-01.

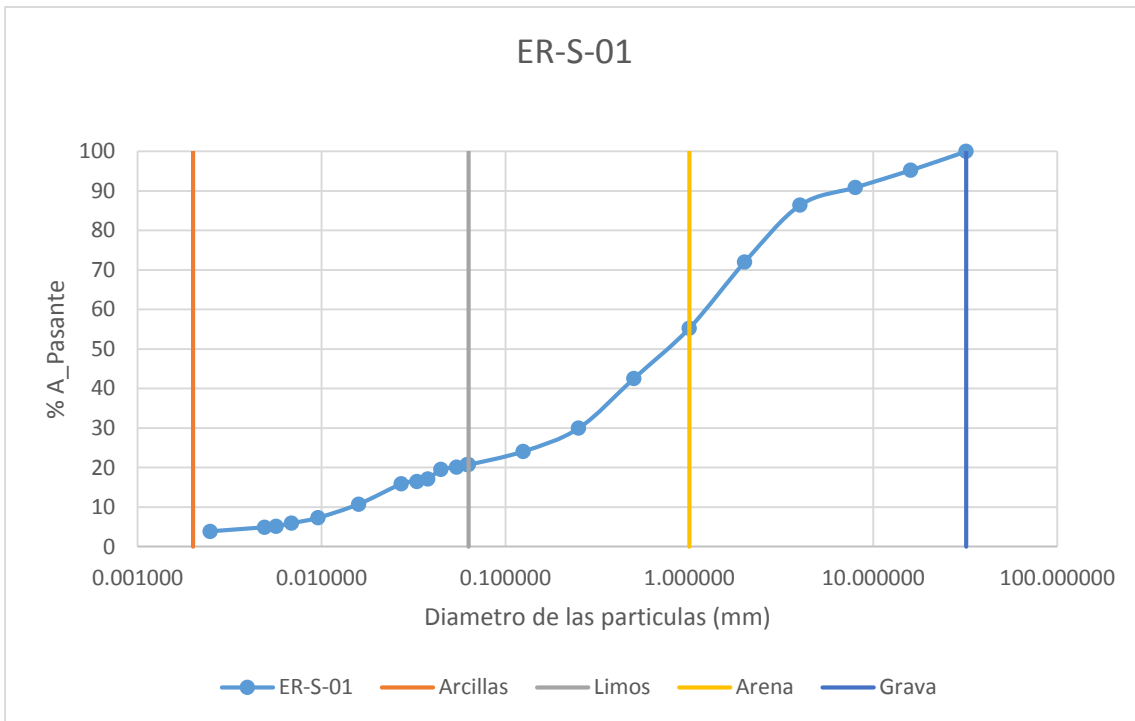
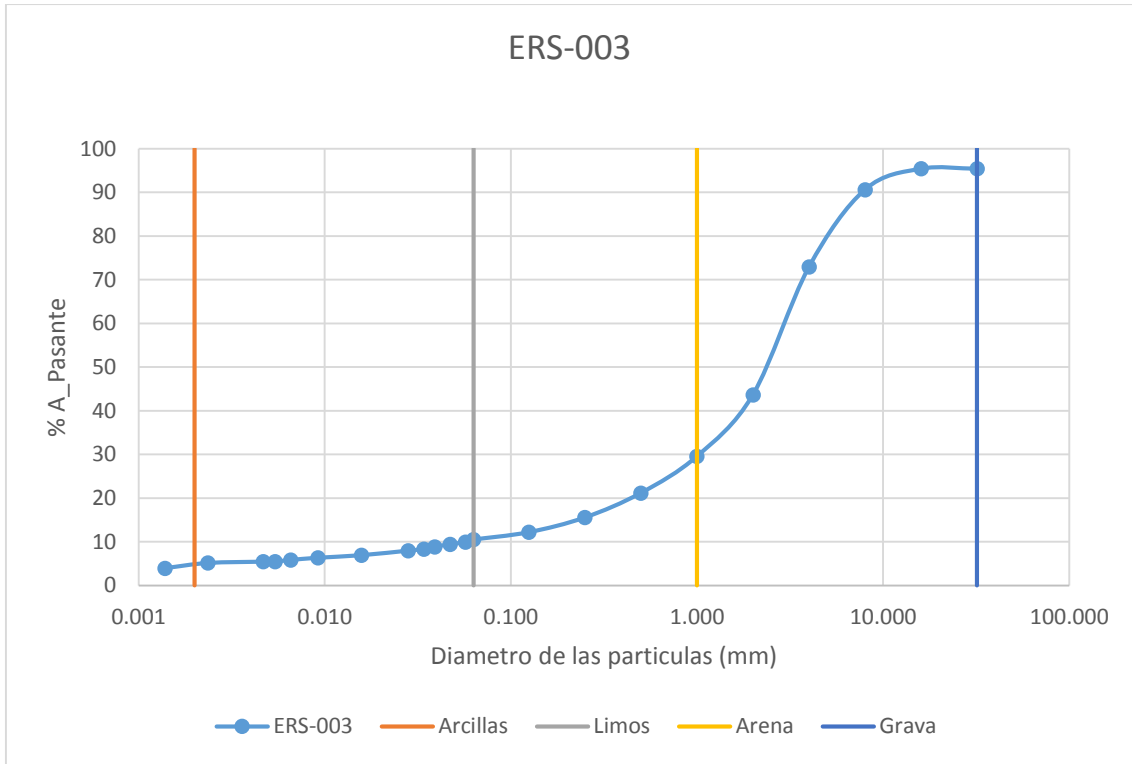


Tabla 27.- Granulometría de las muestras ER-BRF y ER-BR.

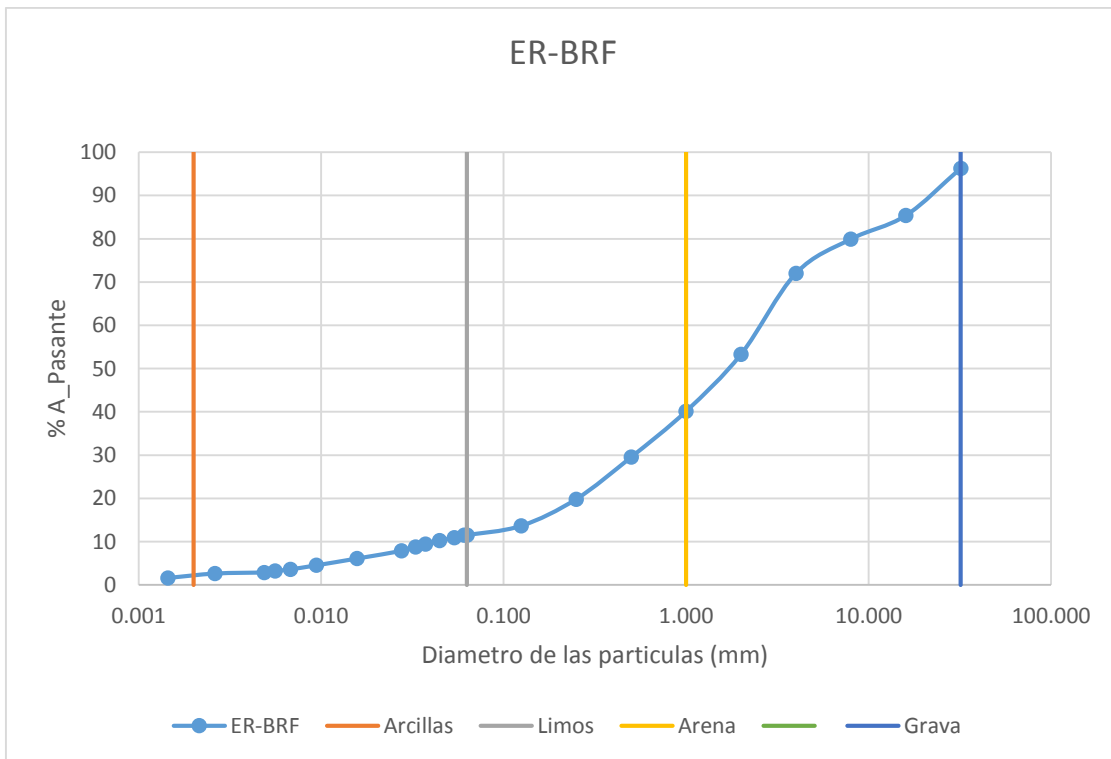
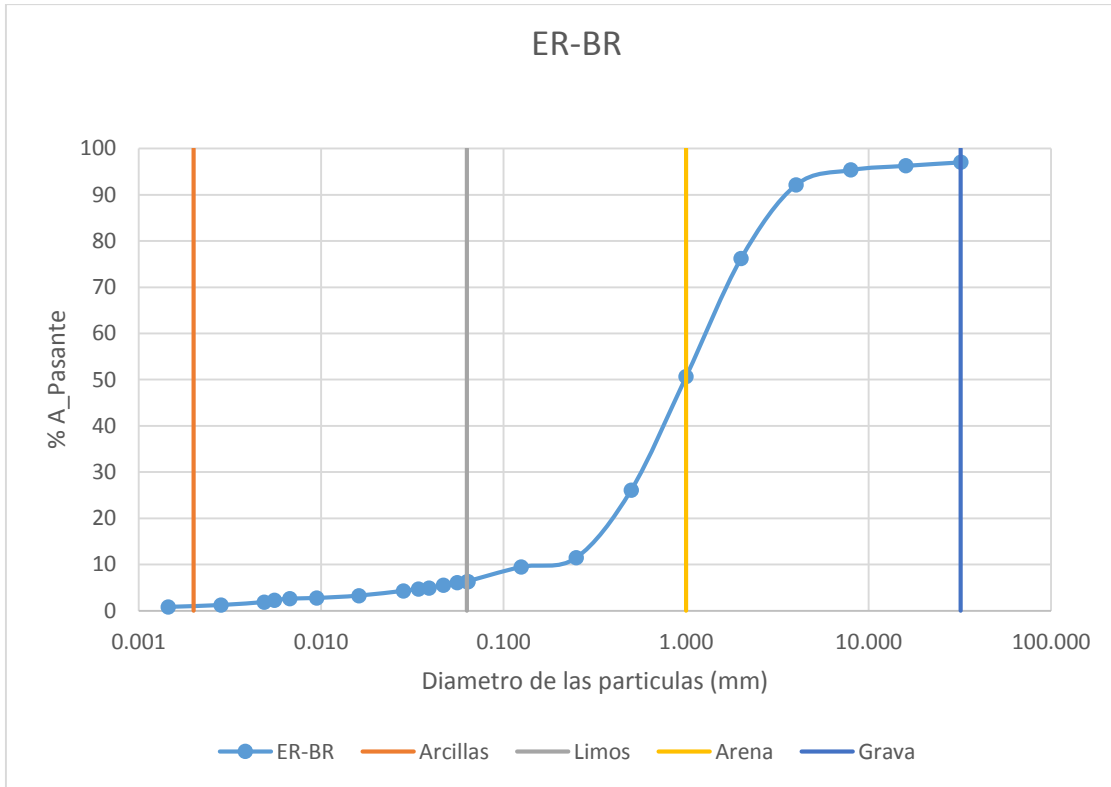




Tabla 28.- Granulometría de las muestras ER-ZALT y ER-BR2.

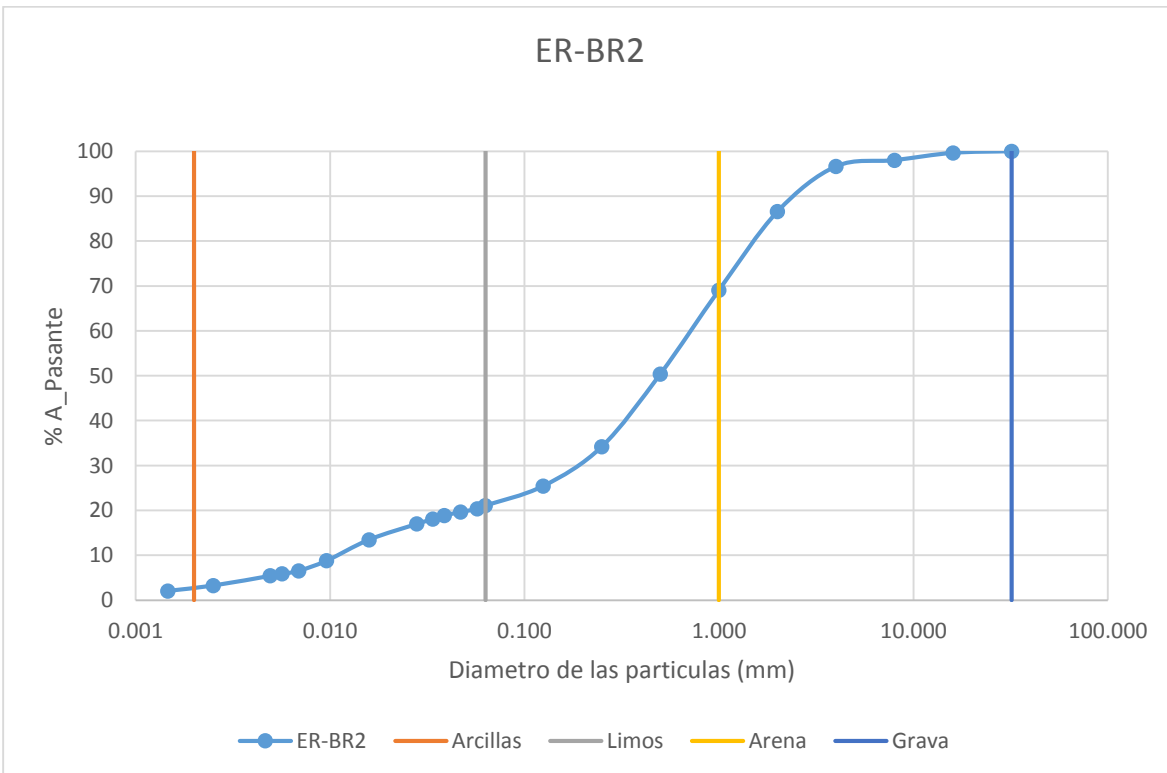
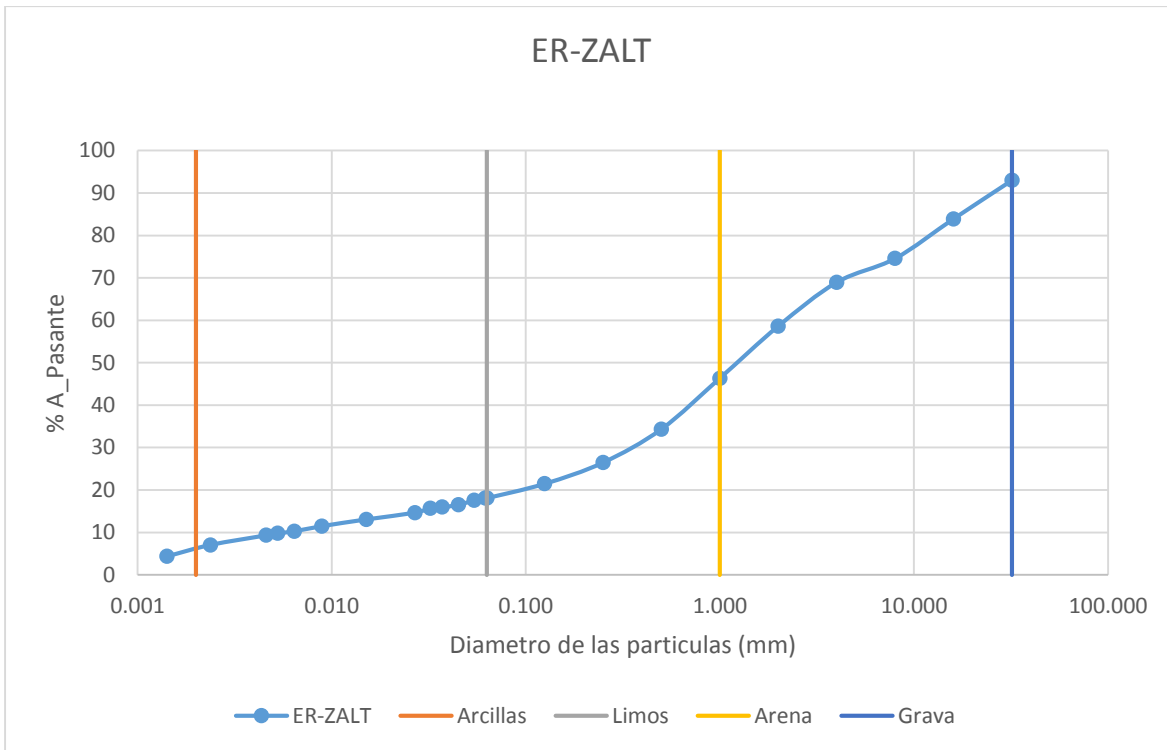
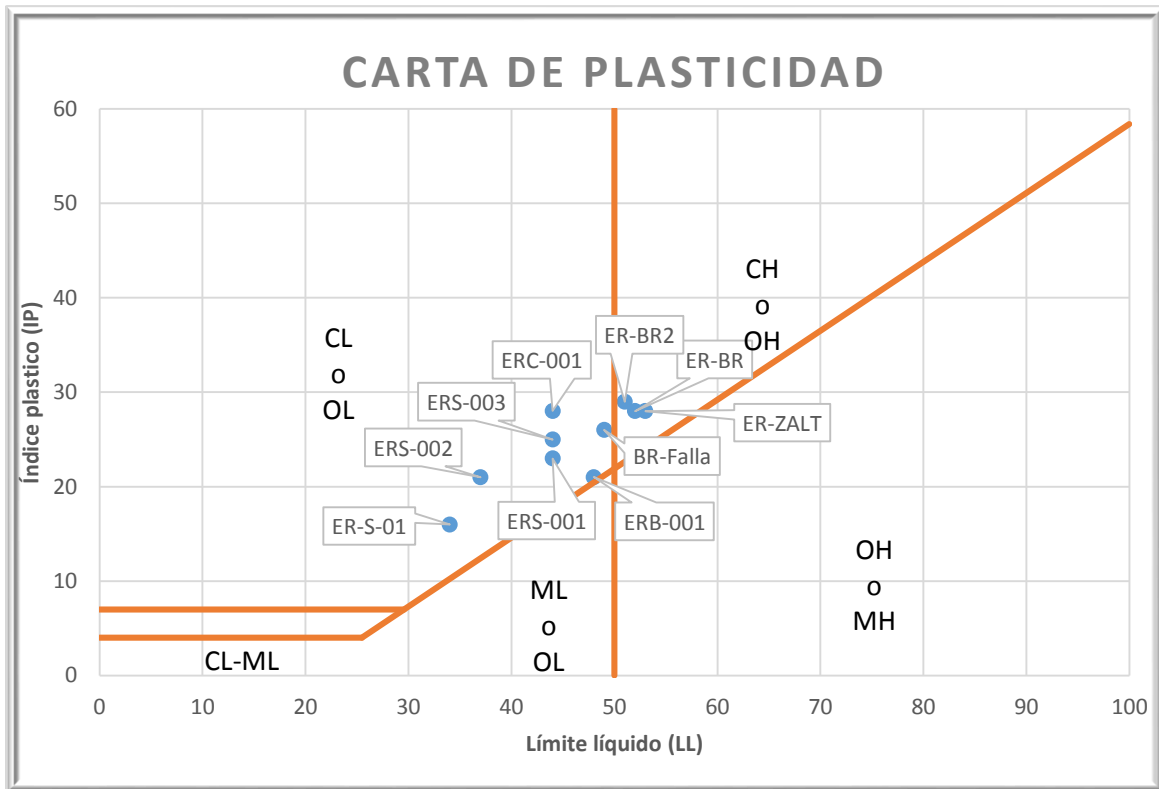


Tabla 29.- Carta de plasticidad obtenida de las muestras obtenidas en la zona de estudio.



## Anexo C: Propiedades físicas de los materiales.

Tabla 30.- Resultados de laboratorio de las muestras de suelo.

ERB-001	
LL	48
IP	21
PVSS	1460
PVSC	1618
Densidad de solidos	2.59
Contenido de humedad	8.8
Grava	39.46
Arena	44.18
Limos	7.3
Arcillas	9.12
Cu	51.2024
Cc	2.9621
SC (Arena arcillosa)	

ERS-003	
LL	44
IP	25
PVSS	1536
PVSC	1678
Densidad de solidos	2.55
Contenido de humedad	9.1
Grava	56.32
Arena	33.17
Limos	5.36
Arcillas	5.16
Cu	52.0107
Cc	5.6770
GW-GM (Grava limosa bien graduada)	

ER-BR2	
LL	51
IP	29
PVSS	1529
PVSC	1654
Densidad de solidos	2.55
Contenido de humedad	12.3
Grava	13.43
Arena	65.48
Limos	17.81
Arcillas	3.26
Cu	25.3426
Cc	1.5953
SM (Arena limosa)	

ER-S-01	
LL	34
IP	16
PVSS	1540
PVSC	1630
Densidad de solidos	2.56
Contenido de humedad	9.3
Grava	27.99
Arena	51.3
Limos	15.83
Arcillas	4.88
Cu	42.16005374
Cc	1.615105578
SM (Arena limosa)	

ERS-001	
LL	44
IP	23
PVSS	1546
PVSC	1620
Densidad de solidos	2.59
Contenido de humedad	10.2
Grava	44.95
Arena	40.61
Limos	8.39
Arcillas	6.05
Cu	59.6102
Cc	1.4272
GM (Grava limosa)	

ER-BRF	
LL	49
IP	26
PVSS	1490
PVSC	1610
Densidad de solidos	2.57
Contenido de humedad	6.9
Grava	46.74
Arena	41.74
Limos	8.92
Arcillas	2.58
Cu	49.7338
Cc	1.8440
GW-GM (Grava limosa bien graduada)	

Tabla 31.- Resultados de laboratorio de las muestras de suelo.

ERC-001	
LL	44
IP	28
PVSS	1520
PVSC	1632
Densidad de solidos	2.59
Contenido de humedad	8.3
Grava	46.5
Arena	48.63
Limos	3.06
Arcillas	1.8
Cu	17.0538
Cc	1.3538
SW (Arena bien graduada)	

ER-ZALT	
LL	53
IP	28
PVSS	1511
PVSC	1635
Densidad de solidos	2.6
Contenido de humedad	6.8
Grava	41.36
Arena	40.54
Limos	11.03
Arcillas	7.06
Cu	65.0301
Cc	1.6618
GW (Grava limosa)	

ERS-002	
LL	37
IP	21
PVSS	1490
PVSC	1610
Densidad de solidos	2.58
Contenido de humedad	7.5
Grava	55.57
Arena	31.17
Limos	9.26
Arcillas	4
Cu	113.5419
Cc	2.5523
GM (Grava limosa)	

ER-BR	
LL	52
IP	28
PVSS	1540
PVSC	1628
Densidad de solidos	2.59
Contenido de humedad	6
Grava	23.81
Arena	69.89
Limos	5.09
Arcillas	1.2
Cu	8.5604
Cc	1.5421
Sw (Arena bien graduada)	

Tabla 32.- Datos de la roca obtenidos en laboratorio.

ER-001		
abs%	0.76	
Pvol	2557 kg/cm <sup>3</sup>	25.084 KN/m <sup>3</sup>
Pvolsat	2576.43 kg/cm <sup>3</sup>	25.27 KN/m <sup>3</sup>

ER-002		
abs%	1.05	
Pvol	2536 kg/cm <sup>3</sup>	24.88 KN/m <sup>3</sup>
Pvolsat	2562.628 kg/cm <sup>3</sup>	25.14 KN/m <sup>3</sup>

ER-003		
abs%	0.87	
Pvol	2564 kg/cm <sup>3</sup>	25.153 KN/m <sup>3</sup>
Pvolsat	2586.31 kg/cm <sup>3</sup>	25.37 KN/m <sup>3</sup>

ER-004		
abs%	1.65	
Pvol	2560 kg/cm <sup>3</sup>	25.114 KN/m <sup>3</sup>
Pvolsat	2602.24 kg/cm <sup>3</sup>	25.53 KN/m <sup>3</sup>

ER-005		
abs%	1.42	
Pvol	2570 kg/cm <sup>3</sup>	25.212 KN/m <sup>3</sup>
Pvolsat	2606.49 kg/cm <sup>3</sup>	25.60 KN/m <sup>3</sup>

ER-006		
abs%	1.85	
Pvol	2558 kg/cm <sup>3</sup>	25.094 KN/m <sup>3</sup>
Pvolsat	2605.32 kg/cm <sup>3</sup>	25.56 KN/m <sup>3</sup>

ER-007		
abs%	1.28	
Pvol	2583 kg/cm <sup>3</sup>	24.90 KN/m <sup>3</sup>
Pvolsat	2570.49 kg/cm <sup>3</sup>	25.22 KN/m <sup>3</sup>

Tabla 33.- Datos de la roca obtenidos en laboratorio.

ER-008		
abs%	2.04	
Pvol	2550 kg/cm <sup>3</sup>	25.016 KN/m <sup>3</sup>
Pvolsat	2602.02 kg/cm <sup>3</sup>	25.53 KN/m <sup>3</sup>

ER-009		
abs%	2.18	
Pvol	2575 kg/cm <sup>3</sup>	25.026 KN/m <sup>3</sup>
Pvolsat	2631.14 kg/cm <sup>3</sup>	25.81 KN/m <sup>3</sup>

ER-010		
abs%	1.76	
Pvol	2562 kg/cm <sup>3</sup>	25.133 KN/m <sup>3</sup>
Pvolsat	2607.09 kg/cm <sup>3</sup>	25.58 KN/m <sup>3</sup>

ER-011		
abs%	1.52	
Pvol	2540 kg/cm <sup>3</sup>	24.92 KN/m <sup>3</sup>
Pvolsat	2586.48 kg/cm <sup>3</sup>	25.37 KN/m <sup>3</sup>

ER-012		
abs%	1.25	
Pvol	2552 kg/cm <sup>3</sup>	25.04 KN/m <sup>3</sup>
Pvolsat	2601 kg/cm <sup>3</sup>	25.52 KN/m <sup>3</sup>

ER-013		
abs%	2	
Pvol	2550 kg/cm <sup>3</sup>	25.016 KN/m <sup>3</sup>
Pvolsat	2601 kg/cm <sup>3</sup>	25.52 KN/m <sup>3</sup>

ER-014		
abs%	1.3	
Pvol	2546 kg/cm <sup>3</sup>	24.98 KN/m <sup>3</sup>
Pvolsat	2593.86 kg/cm <sup>3</sup>	25.45 KN/m <sup>3</sup>

## Anexo D: Análisis geomecánico.

Tabla 34.- Análisis geomecánico de la estación ER-001.

ER-001		Bieniawski (1978) GPa	Gokceoglu (2003) GPa
Módulo de elasticidad (E Mpa)		18.00	20.15
		Hoek & Brown (1997)	Hoek et al. (2013)
GSI		54.0000	75.33
		Regular	Buena
ROD		66.45	Regular
RMR		34.00	Pobre
SMR		59.00	Parcialmente estable
$\lambda$		4.53	

ROCK MASS RAITING (BIENIAWSKI, 1989)		Clasificación	Puntuación
Resistencia de la matriz rocosa (USC)	.....	28.80	4
Índice de calidad de la roca (RQD)	.....	66.45	13
Separación entre diaclasas	.....	0.22	10
Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	3	2
	Abertura (mm)	4	1
	Rugosidad	Ligeramente rugosa	3
	Relleno	Ninguno	6
Alteración	Ligeramente alterada	5	
Agua freática	.....	Seco	15
Orientación de las discontinuidades	.....	Medias	-25
		RMR	34

Clase	Descripción	Tiempo Medio Sostenido
Clase IV	Pobre	5 horas/ 15 min

SLOPE MASS RAITING (ROMANA, 1985)		Clasificación	Puntuación
Tipo de rotura		Cuña	
ROCK MASS RAITING (RMR)		.....	59
Paralelismo entre la discontinuidad y el talud		306	223
Inclinación del plano de discontinuidad		.....	72
Relación entre el echado del talud y plano de discontinuidad		75	48
Factor de ajuste según el método de excavación		.....	Voladura o mecánico
		SMR	59

Caso	Descripción	Estabilidad	Roturas	Tratamiento
Caso III	Normal	Parcialmente estable	Algunas juntas o muchas cuñas	Sistemático

Tabla 35.- Análisis geomecánico de la estación ER-002.

ER-002		Bieniawski (1978) GPa	Gokcecehiu (2003) GPa
Modulo de elasticidad (E Mpa)	14.00	13.08	
GSI	Hoek & Brown (1997) 52.00	Hoek et al. (2013) 68.72	
ROD	Regular 57.63	Buena Regular	
RMR	32.00	Pobre	
SMR	57.00	Parcialmente estable	
$\lambda$	6.10		

ROCK MASS RATING (BIENIAWSKI, 1989)		Clasificación	Puntuación
Resistencia de la matriz rocosa (USC)	-----	28.80	4
Índice de calidad de la roca (RQD)	-----	57.63	13
Separación entre diaclasas	-----	0.16	8
Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	5	2
	Abertura (mm)	4	1
	Rugosidad	Ligeramente rugosa	3
	Relleno	Ninguno	6
	Alteración	Ligeramente alterada	5
Agua freática	-----	Seco	15
Orientación de las discontinuidades	-----	Medias	-25
		RMR	32

Clase	Descripción	Tiempo Medio Sostrén 5 horas/ 15 min
Clase IV	Pobre	

SLOPE MASS RATING (ROMANA, 1985)		Clasificación Cuña	Puntuación
Tipo de rotura			57
ROCK MASS RATING (RMR)	-----	-----	-----
Paralelismo entre la discontinuidad y el talud	258	223	1.00
Inclinación del plano de discontinuidad	-----	72	1
Relación entre el echado del talud y plano de discontinuidad	75	48	0
Factor de ajuste según el método de excavación	-----	Voladura o mecánico	0
		SMR	57

Caso	Descripción	Estabilidad	Roturas Algunas juntas o muchas cuñas	Tratamiento Sistemático
Caso III	Normal	Parcialmente estable		



Tabla 36.- Análisis geomecánico de la estación ER-003.

<b>ER-003</b>		Bieniawsky (1978) (GPa)	Gokceolju (2003) (GPa)
Módulo de elasticidad (E (Mpa))	14.00	16.11	
	Hoek & Brown (1997)	Hoek et al. (2013)	
GSI	52.00	71.91	
	Regular	Buena	
ROD	61.88	Regular	
RMIR	32.00	Pobre	
SMR	57.00	Parcialmente estable	
A		5.32	

ROCK MASS RAITING (BIENIAWSKI, 1989)		Clasificación	Puntuación
Resistencia de la matriz rocosa (U SC)	-----	28.80	4
Índice de calidad de la roca (R QD)	-----	61.88	13
Separación entre diaclasas	-----	0.19	8
	Longitud de la discontinuidad	3	2
	Abertura (mm)	4	1
Estado de las discontinuidades	Rugosidad	Ligeramente rugosa	3
	Relleno	Ninguno	6
	Alteración	Ligeramente alterada	5
Agua freática	-----	Seco	15
Orientación de las discontinuidades	-----	Medias	-25
		RMIR	32

Clase	Descripción	Tiempo Medio Sostén
Clase IV	Pobre	5 horas/ 15 min

SLOPE MASS RAITING (ROMANA, 1985)		Clasificación	Puntuación
Tipo de rotura		Cuña	
ROCK MASS RAITING (RMIR)		-----	57
Paralelismo entre la discontinuidad y el talud		258	223
Inclinación del plano de discontinuidad		-----	72
Relación entre el echado del talud y plano de discontinuidad		75	48
Factor de ajuste según el método de excavación		-----	Voladura o mecánico
		SMR	57

Caso	Descripción	Estabilidad	Roturas	Tratamiento
Caso III	Normal	Parcialmente estable	Algunas juntas o muchas cuñas	Sistemático

Tabla 37.- Análisis geomecánico de la estación ER-004.

ER-004		Bieniawski (1978) GPa		Gokceoglu (2003) GPa	
Modulo de elasticidad (E Mpa)	0.00		9.17		
GSI	49.00	Hoek & Brown (1997)	63.30	Hoek et al. (2013)	
ROD	Regular		Buena		
RMR	56.40		Regular		
SMR	49.00		Regular		
A	53.10		Parcialmente estable		
			6.34		

ROCK MASS RAITING (BIENIAWSKI, 1989)		Clasificación		Puntuación	
Resistencia de la matriz rocosa (USC)	-----		33.52		4
Índice de calidad de la roca (RQD)	-----		56.40		13
Separación entre diaclasas	-----		0.16		8
Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad		3.5		2
	Abertura (mm)		4		1
	Rugosidad		Suave		0
	Relleno		Ninguno		6
	Alteración		Ligeramente alterada		5
Agua freática	-----		Seco		15
Orientación de las discontinuidades	-----		Favorables		-5
					49

Clase	Descripción	
Clase III	Regular	1 sem. / 3 meses

SLOPE MASS RAITING (ROMANVA, 1985)		Clasificación		Puntuación	
Tipo de rotura			Cuña		
ROCK MASS RAITING (RMR)			-----		5.4
Paralelismo entre la discontinuidad y el talud			163		253
Inclinación del plano de discontinuidad			-----		7.4
Relación entre el estado del talud y plano de discontinuidad			75		69
Factor de ajuste según el método de excavación			-----		Voladura o mecánico
					SMR
					53.1

Caso	Descripción	Estabilidad	Roturas	Tratamiento
Caso III	Normal	Parcialmente estable	Algunas juntas o muchas cuñas	Sistemático

Tabla 38.- Análisis geomecánico de la estación ER-005.

ER-005		Bienlawsky (1978) GPa	Gokceoglu (2003) GPa
Módulo de elasticidad (E Mpa)	18.00	18.71	
	Hoek & Brown (1997)	Hoek et al. (2013)	
GSI	54.00	74.20	
	Regular	Buena	
RQD	60.93	Regular	
RMR	54.00	Regular	
SMR	58.10	Parcialmente estable	
A		5.49	

ROCK MASS RAITING (BIENIAWSKI, 1989)		Clasificación	Puntuación
Resistencia de la matriz rocosa (U SC)	-----	34.76	4
Índice de calidad de la roca (R QD)	-----	60.93	13
Separación entre diaclasas	-----	0.18	8
	Longitud de la discontinuidad	2	4
	Abertura (mm)	4	1
	Rugosidad	Rugosa	5
	Relleno	Ninguno	6
	Alteración	Moderadamente alterada	3
Agua freática	-----	Seco	15
Orientación de las discontinuidades	-----	Favorables	-5
		RMR	54

Clase	Descripción	
Clase III	Regular	1 sem. / 3 meses

SLOPE MASS RAITING (ROMANA, 1985)		Clasificación	Puntuación
Tipo de rotura		Vuelco	
ROCK MASS RAITING (RMR)		-----	59
Paralelismo entre la discontinuidad y el talud	229	240	0.15
Inclinación del plano de discontinuidad	-----	72	1
Relación entre el estado del talud y plano de discontinuidad	85	83	-6
Factor de ajuste según el método de excavación	-----	Voladura o mecánico	0
		SMR	58.1

Caso	Descripción	Estabilidad	Roturas	Tratamiento
Caso III	Normal	Parcialmente estable	Algunas juntas o muchas cuñas	Sistemático

Tabla 39.- Análisis geomecánico de la estación ER-006.

<b>ER-006</b>		Bieniawsky (1978) GPa	Gokcechliu (2003) GPa	
Módulo de elasticidad (E Mpa)	22.00	25.80		
	Hoek & Brown (1997)	Hoek et al (2013)		
GSI	56.00	79.11		
	Regular	Buena		
ROD	75.48	Buena		
RMR	56.00	Regular		
SMR	55.00	Parcialmente estable		
A		3.12		

ROCK MASS RAITING (BIENIAWSKI, 1989)		Clasificación	Puntuación
Resistencia de la matriz rocosa (U SC)	-----	26.60	4
Índice de calidad de la roca (RQD)	-----	75.48	17
Separación entre diaclasas	-----	0.32	10
Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	3	2
	Abertura (mm)	4	1
	Rugosidad	Ligeramente rugosa	3
	Relleno	Ninguno	6
	Alteración	Moderadamente alterada	3
		Seco	15
Água freática	-----	Favorables	-5
Orientación de las discontinuidades	-----	RMR	56

Clase	Descripción	Tiempo Medio Sostén
Clase III	Regular	1 sem. / 3 meses

SI OPE MASS RAITING (ROMAWA, 1985)		Clasificación	Puntuación
Tipo de rotura		Plena	61
ROCK MASS RAITING (RMR)		-----	-----
Paralelismo o entre la discontinuidad y el talud	229	152	1.00
Inclinación del plano de discontinuidad	-----	72	1
Relación entre el echado del talud y plano de discontinuidad	85	83	-6
Factor de ajuste según el método de excavación	-----	Voladura o mecánico	0
		SMR	55

Caso	Descripción	Estabilidad	Roturas	Tratamiento
Caso III	Normal	Parcialmente estable	Algunas juntas o muchas cuñas	Sistemático

Tabla 40.- Análisis geomecánico de la estación ER-007.

ER-007		Bieniawsky (1978) GPa	Gokceoglu (2003) GPa
Modulo de elasticidad (E Mpa)	26.00	41.67	
	Hoek & Brown (1997)	Hoek et al. (2013)	
GSI	58.00	86.44	
	Regular	Muy buena	
RQD	81.26	Buena	
RM/R	63.00	Bueno	
SMR	63.00	Estable	
A		2.30	

ROCK MASS RAITING (BIENIAWSKI, 1989)		Clasificación	Puntuación
Resistencia de la matriz rocosa (U <sub>SC</sub> )	-----	26.60	4
Índice de calidad de la roca (RQD)	-----	81.26	17
Separación entre diaclasas	-----	0.43	10
Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad		3
	Abertura (mm)		4
	Rugosidad	Ligeramente rugosa	3
	Reliño	Ninguno	6
	Alteración	Ligeramente alterada	5
Agua freática	-----	Seco	15
Orientación de las discontinuidades	-----	Muy favorables	0
		<b>RM/R</b>	<b>63</b>

Clase	Descripción	6 a 4 meses
Clase II	Buena	

SLOPE MASS RAITING (ROMANA, 1985)		Clasificación	Puntuación
Tipo de rotura		Plana	
ROCK MASS RAITING (RM/R)		-----	63
Paralelismo entre la discontinuidad y el talud		229	1.00
Inclinación del plano de discontinuidad		-----	72
Relación entre el estado del talud y plano de discontinuidad		85	0
Factor de ajuste según el método de excavación		-----	Voladura o mecánico
		<b>SMR</b>	<b>63</b>

Caso	Descripción	Estabilidad	Roturas	Tratamiento
Caso IV	Buena	Estable	Roturas Algunos bloques	Ocasional

Tabla 41.- Análisis geomecánico de la estación ER-008.

<b>ER-008</b>		Bieniawski (1978) GPa	Gokceehiu (2003) GPa	
Módulo de elasticidad (E Mpa)	18.00	21.37		
	Hoek & Brown (1997)	Hoek et al (2013)		
GSI	54.00	76.23		
	Regular	Buena		
ROD	75.64	Buena		
RMR	54.00	Regular		
SMR	59.00	Parcialmente estable		
A		3.10		

ROCK MASS RAITING (BIENIAWSKI, 1989)		Clasificación	Puntuación
Resistencia de la matriz rocosa (U <sub>SC</sub> )	.....	36.02	4
Índice de calidad de la roca (R <sub>QD</sub> )	.....	75.64	17
Separación entre diaclasas	.....	0.32	10
Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	3	2
	Abertura (mm)	4	1
	Rugosidad	Ondulada	1
	Relleno	Ninguno	6
	Alteración	Moderadamente alterada	3
Agua freática	.....	Seco	15
Orientación de las discontinuidades	.....	Favorables	-5
		<b>RMR</b>	<b>54</b>

Clase	Descripción	
Clase III	Regular	1 sem. / 3 meses

SLOPE MASS RAITING (ROMANA, 1985)		Clasificación	Puntuación
Tipo de rotura		P lana	
ROCK MASS RAITING (RMR)		.....	59
Paralelismo entre la discontinuidad y el talud		61	8
Inclinación del plano de discontinuidad		.....	72
Relación entre el estado del talud y plano de discontinuidad		85	0
Factor de ajuste según el método de excavación		.....	Voladura o mecánico
		<b>SMR</b>	<b>59</b>

Caso	Descripción	Estabilidad	Roturas	Tratamiento
Caso III	Normal	Parcialmente estable	Algunas juntas o muchas cuñas	Sistemático

Tabla 42.- Análisis geomecánico de la estación ER-009.

ER-009		Bieniawsky (1978) GPa	Gokceohlu (2003) GPa
Modulo de elasticidad (E Mpa)	38.00	53.02	
GSI	Hoek & Brown (1997) 64.00	Hoek et al. (2013) 90.12	
ROD	Buena 90.17	Muy buena Excelente	
RMR	44.00	Regular	
SMR	69.00	Estable	
$\lambda$		1.15	

ROCK MASS RAITING (BIENIAWSKI, 1989)		Clasificación	Puntuación
Resistencia de la matriz rocosa (U/SC)	.....	36.02	4
Índice de calidad de la roca (RQD)	.....	90.17	20
Separación entre diaclasas	.....	0.87	15
Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	5	2
	Abertura (mm)	1	1
	Rugosidad	Ligeramente rugosa	3
	Relleno	Ninguno	6
	Alteración	Moderadamente alterada	3
Agua freática	.....	Seco	15
Orientación de las discontinuidades	.....	Medias	-25
		<b>RMR</b>	<b>44</b>

Clase	Descripción	
Clase III	Regular	1 sem. / 3 meses

SLOPE MASS RAITING (ROMANA, 1985)		Clasificación	Puntuación
Tipo de rotura		Cuña	
ROCK MASS RAITING (RMR)		.....	69
Paralelismo entre la discontinuidad y el talud		194	5
Inclinación del plano de discontinuidad		.....	45
Relación entre el echado del talud y plano de discontinuidad		86	65
Factor de ajuste según el método de excavación		.....	Voladura o mecánico
		<b>SMR</b>	<b>69</b>

Caso	Descripción	Estabilidad	Roturas	Tratamiento
Caso IV	Buena	Estable	Roturas Algunos bloques	Ocasional

Tabla 43.- Análisis geomecánico de la estación ER-010.

ER-010		Bienlawsky (1978) GPa	Gokceoglu (2003) GPa
Módulo de elasticidad (E Mpa)	32.00	45.35	
GSI	Hoek & Brown (1997) 61.00	Hoek et al (2013) 87.73	
ROD	Buena	Muy buena	
RMR	86.98	Buena	
SMR	61.00	Regular	
A	66.00	Estable	
		1.55	

ROCK MASS RAITING (BIENIAWSKI, 1989)		Clasificación	Puntuación
Resistencia de la matriz rocosa (U <sub>SC</sub> )	-----	33.52	4
Índice de calidad de la roca (RQD)	-----	86.98	17
Separación entre diaclasas	-----	0.65	15
Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	7	2
	Abertura (mm)	2	1
	Rugosidad	Ligeramente rugosa	3
	Releno	Ninguno	6
	Ateración	Moderadamente alterada	3
Agua freática	-----	Seco	15
Orientación de las discontinuidades	-----	Favorables	-5
		RMR	61

Clase	Descripción	1 sem. / 3 meses
Clase III	Regular	

SLOPE MASS RAITING (ROMANA, 1985)		Clasificación	Puntuación
Tipo de rotura		Plana	
ROCK MASS RAITING (RMR)			66
Paralelismo entre la discontinuidad y el talud		315	1.00
Inclinación del plano de discontinuidad		-----	
Relación entre el echado del talud y plano de discontinuidad		85	1
Factor de ajuste según el método de excavación		-----	0
		Voladura o mecánico	0
		SMR	66

Caso	Descripción	Estabilidad	Roturas	Tratamiento
Caso IV	Buena	Estable	Roturas Algunos bloques	Ocasional



Tabla 44.- Análisis geomecánico de la estación ER-0012.

<b>ER-012</b>		Bieniawsky (1978) GPa	Gokceoglu (2003) GPa
Modulo de elasticidad (E Mpa)	38.00	Hoek & Brown (1997)	Hoek et al. (2013)
GSI	64.00		91.36
ROD	Buena		Muy buena
RMR	91.81		Excelente
SMR	44.00		Regular
λ	69.00		Estable
			0.95

ROCK MASS RAITING (BIENIAWSKI, 1989)		Clasificación	Puntuación
Resistencia de la matriz rocosa (USC)	.....	41.34	4
Índice de calidad de la roca (RQD)	.....	91.81	20
Separación entre diaclasas	.....	1.05	15
Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	3	2
	Abertura (mm)	4	1
	Rugosidad	Ondulada	1
	Repleno	Ninguno	6
	Ateración	Ligeramente alterada	5
Aguafreática	.....	Seco	15
Orientación de las discontinuidades	.....	Medias	-25
		RMR	44

Clase	Descripción
Clase III	Regular

SLOPE MASS RAITING (ROMANA, 1985)		Clasificación	Puntuación
Tipo de rotura		Plana	
ROCK MASS RAITING (RMR)			69
Paralelismo entre la discontinuidad y el talud	305	334	0.40
Inclinación del plano de discontinuidad	.....	30	0.7
Relación entre el echado del talud y plano de discontinuidad	85	30	0
Factor de ajuste según el método de excavación	.....	Voladura o mecánico	0
		SMR	69

Caso	Descripción	Estabilidad	Roturas	Tratamiento
Caso IV	Buena	Estable	Roturas Algunos bloques	Ocasional

Tabla 45.- Análisis geomecánico de la estación ER-013.

<b>ER-013</b>		Bieniawsky (1978) GPa	Gokceolu (2003) GPa
Modulo de elasticidad (E Mpa)	22.00	39.67	
	Hoek & Brown (1997)	Hoek et al (2013)	
GSI	56.00	85.69	
	Regular	Muy buena	
ROD	84.25	Buena	
RM/R	56.00	Regular	
SMR	60.10	Parcialmente estable	
A		1.90	

ROCK MASS RAITING (BIENIAWSKI, 1989)		Clasificación	Puntuación
Resistencia de la matriz rocosa (U <sub>SC</sub> )	-----	36.02	4
Índice de calidad de la roca (R <sub>QD</sub> )	-----	84.25	17
Separación entre diaclasas	-----	0.53	10
	Longitud de la discontinuidad	5	2
	Abertura (mm)	4	1
	Rugosidad	Ondulada	1
	Relleno	Ninguno	6
	Alteración	Ligeramente alterada	5
Agua freática	-----	Seco	15
Orientación de las discontinuidades	-----	Favorables	-5
		<b>RMR</b>	<b>56</b>

Clase	Descripción
Clase III	Regular
	1 sem. / 3 meses

SLOPE MASS RAITING (ROMANA, 1985)		Clasificación	Puntuación
Tipo de rotura		Vuelco	
ROCK MASS RAITING (RMR)		-----	61
Paralelismo entre la discontinuidad y el talud		305	0.15
Inclinación del plano de discontinuidad		-----	85
Relación entre el echado del talud y plano de discontinuidad		85	-6
Factor de ajuste según el método de excavación		Voladura o mecánico	0
		<b>SMR</b>	<b>60.1</b>

Caso	Descripción	Estabilidad	Roturas	Tratamiento
Caso III	Normal	Parcialmente estable	Algunas juntas o muchas cuñas	Sistemático

Tabla 46.- Análisis geomecánico de la estación ER-013b.

<b>ER-013 b</b>	
Modulo de elasticidad (E Mpa)	Bieniawsky (1978) GPa 32.00 44.19 Hoek & Brown (1997) 61.00 87.34 GSI 61.00 Muy buena Buena ROD 86.45 Buena RMR 61.00 Regular SMR 60.00 Parcialmente estable A 1.62
	Gokceolu (2003) GPa

ROCK MASS RATING (BIENIAWSKI, 1989)		Clasificación	Puntuación
Resistencia de la matriz rocosa (UC)	-----	36.02	4
Indice de calidad de la roca (RQD)	-----	86.45	17
Separación entre diaclasas	-----	0.62	15
Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	7	2
	Abertura (mm)	4	1
	Rugosidad	Ondulada	1
	Relleno	Ninguno	6
	Alteración	Ligeramente alterada	5
Aguafreática	-----	Seco	15
Orientación de las discontinuidades	-----	Favorables	-5
		<b>RMR</b>	<b>61</b>

Clase	Descripción
Clase III	Regular
	1 sem. / 3 meses

SLOPE MASS RATING (ROMANA, 1985)		Clasificación	Puntuación
Tipo de rotura		Plana	
ROCK MASS RATING (RMR)			66
Paralelismo entre la discontinuidad y el talud		305	1.00
Inclinación del plano de discontinuidad		85	1
Relación entre el echado del talud y plano de discontinuidad		85	-6
Factor de ajuste según el método de excavación		Voladura o mecánico	0
		<b>SMR</b>	<b>60</b>

Caso	Descripción	Estabilidad	Roturas	Tratamiento
Caso III	Normal	Parcialmente estable	Algunas juntas o muchas cuñas	Systematic

Tabla 47.- Análisis geomecánico de la estación ER-014.

ER-014		Bieniawsky (1978) GPa	Gokceonlu (2003) GPa
Módulo de elasticidad (E) (Mpa)	36.00	49.44	
GSI	Hoek & Brown (1997) 63.00	Hoek et al. (2013) 89.06	
ROD	Buena	Muy buena	
RMR	90.74	Excelente	
SMR	63.00	Buena	
$\lambda$	67.10	Estable	
		1.08	

ROCK MASS RAITING (BIENIAWSKI, 1989)		Clasificación	Puntuación
Resistencia de la matriz rocosa (U <sub>SC</sub> )	-----	41.34	4
Índice de calidad de la roca (R <sub>QD</sub> )	-----	90.74	20
Separación entre diaclasas	-----	0.77	15
Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	4	2
	Abertura (mm)	7	0
	Rugosidad	Ligeramente rugosa	3
	Relienu	Ninguno	6
Agua freática	Alteración	Moderadamente alterada	3
	-----	Seco	15
Orientación de las discontinuidades	-----	Favorables	-5
		RMR	63

Clase	Descripción	
Clase II	Buena	6 a 4 meses

SLOPE MASS RAITING (ROMANA, 1985)		Clasificación	Puntuación
Tipo de rotura		Vuelco	68
ROCK MASS RAITING (RMR)		-----	-----
Paralelismo entre la discontinuidad y el talud		300	302
Inclinación del plano de discontinuidad		-----	-----
Relación entre el estado del talud y plano de discontinuidad		85	85
Factor de ajuste según el método de excavación		-----	-----
		Voladura o mecánico	80
		SMR	67.1

Caso	Descripción	Estabilidad	Roturas	Tratamiento
Caso IV	Buena	Estable	Algunos bloques	Ocasional

**Anexo F: Análisis mediante SSAP (Slope Stability Analysis Program).**

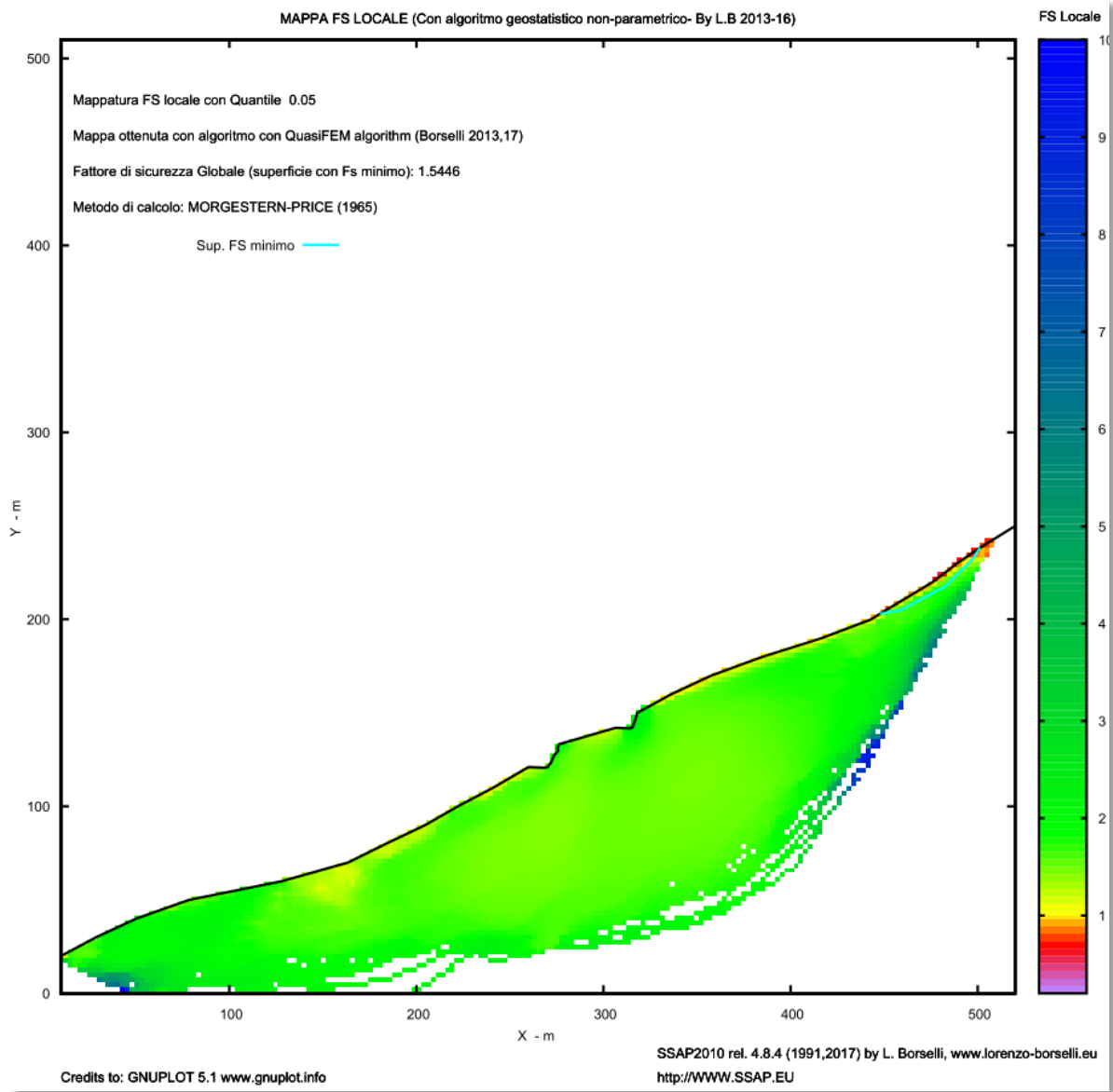


Figura 61.- Factor de seguridad mínimo, condición seca, KH=0.

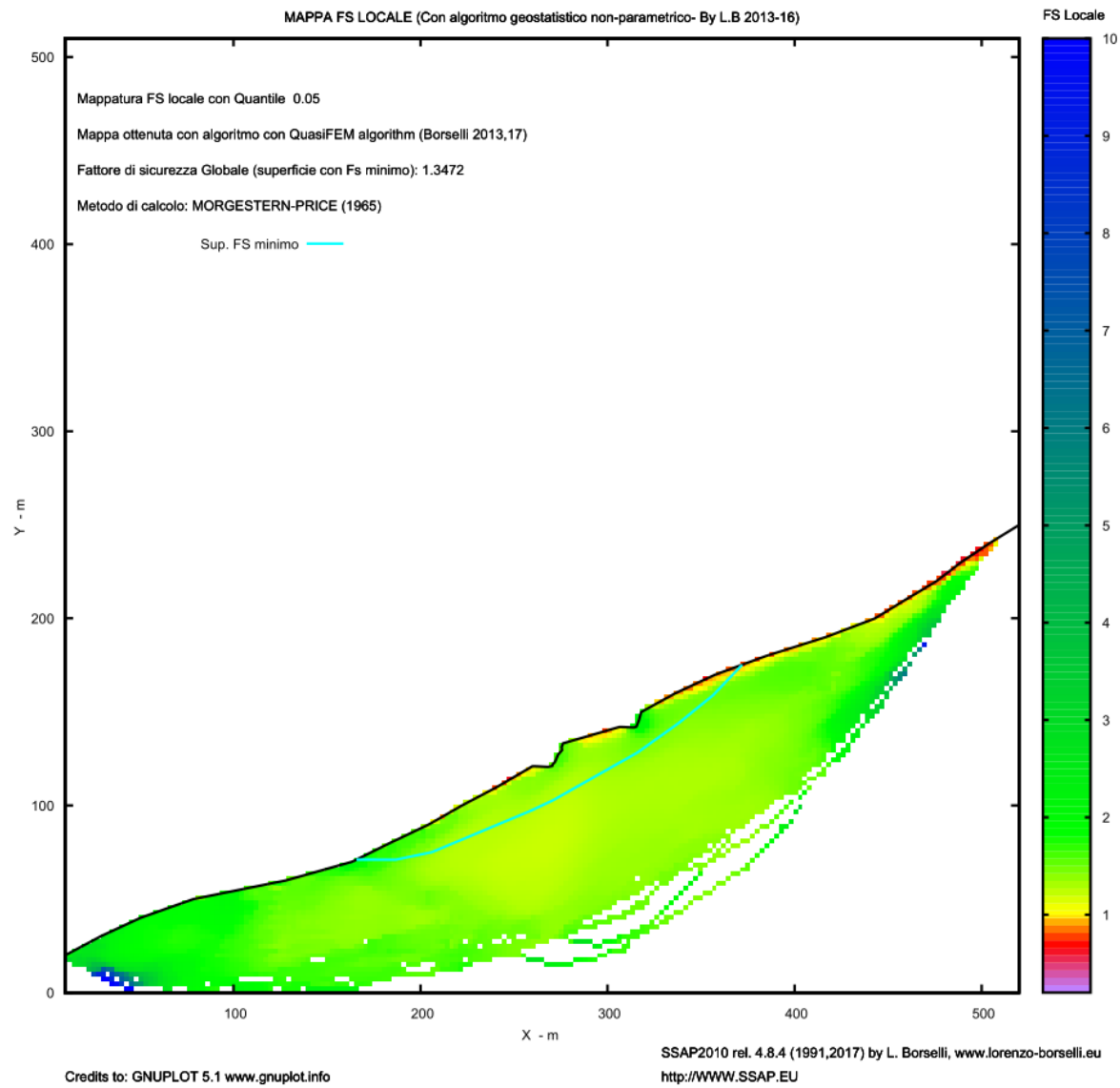


Figura 62.- Factor de seguridad mínimo, condición seca, KH=0.06.

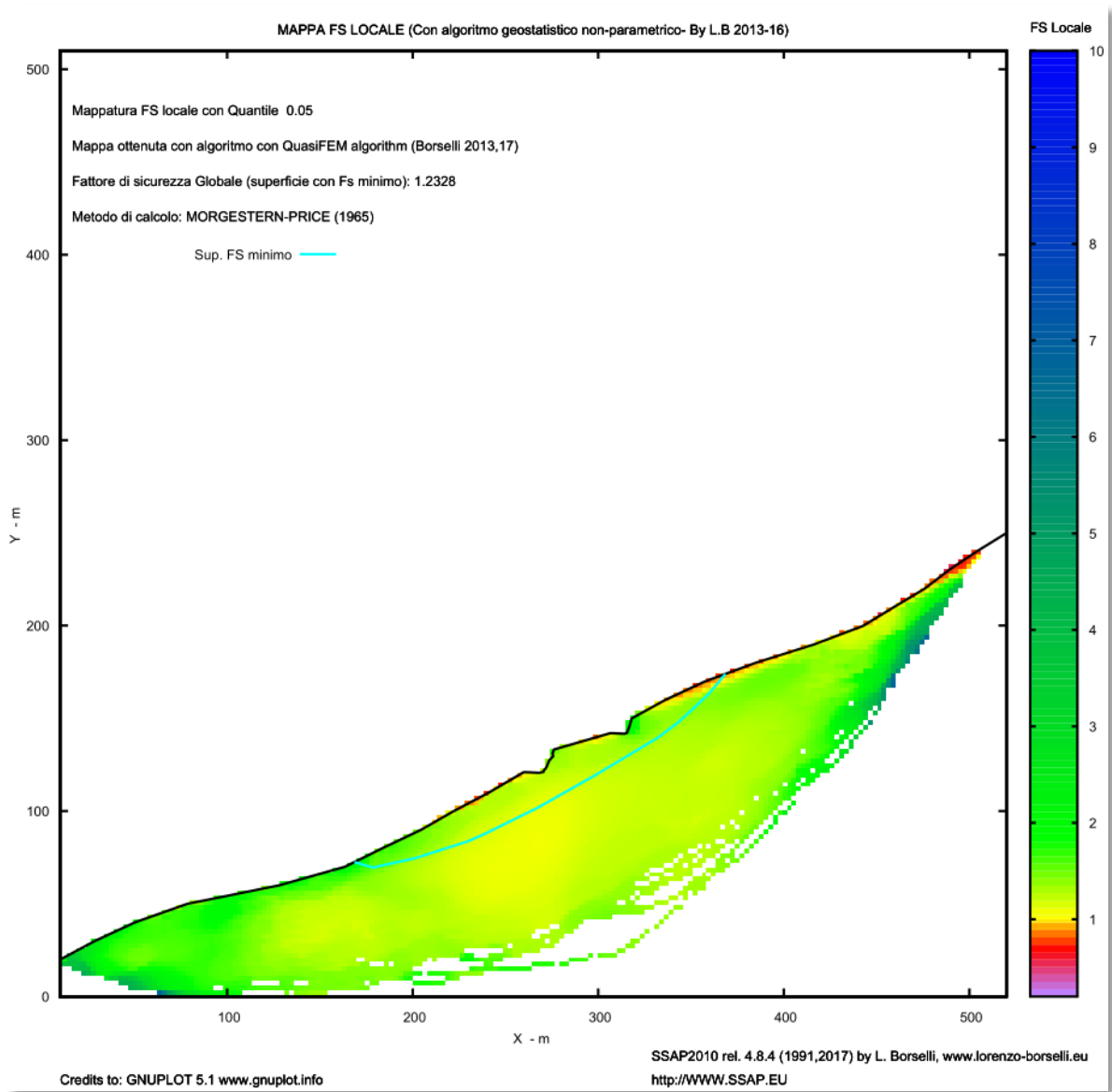


Figura 63.- Factor de seguridad mínimo, condición seca, KH=0.1.

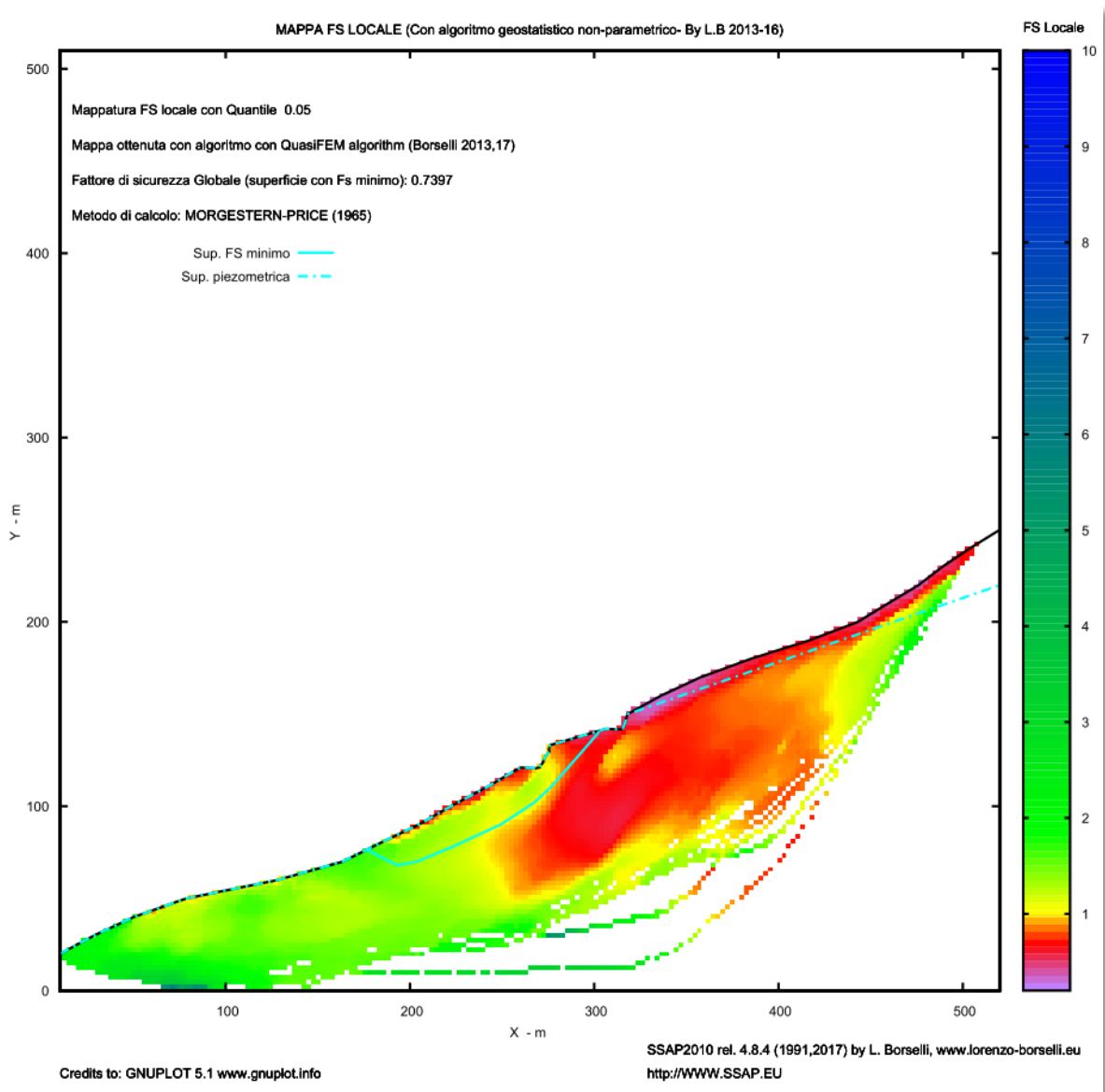


Figura 64.- Factor de seguridad mínimo, condición saturada 1, KH=0.



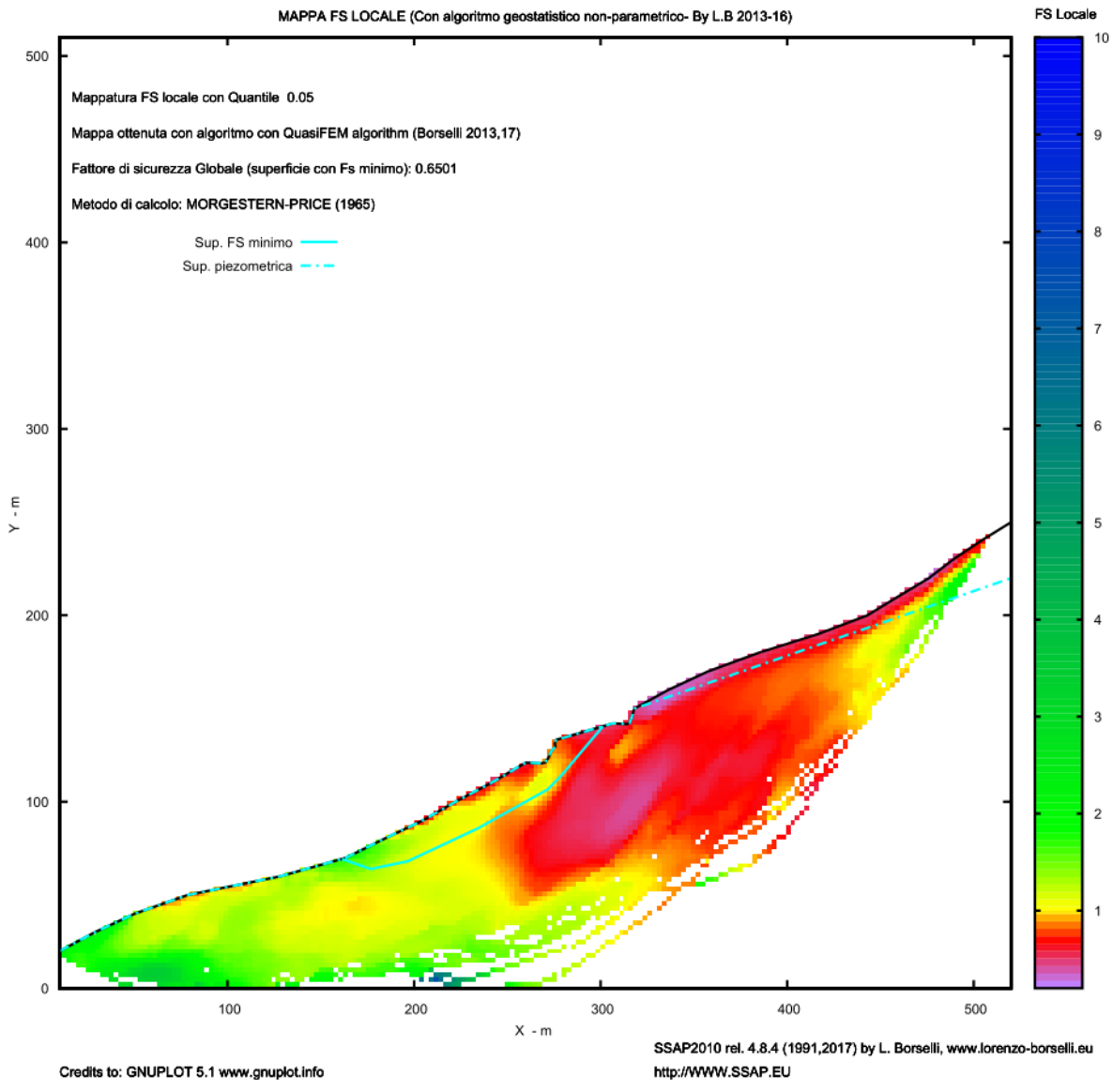


Figura 65.- Factor de seguridad mínimo, condición saturada 1, KH=0.06.

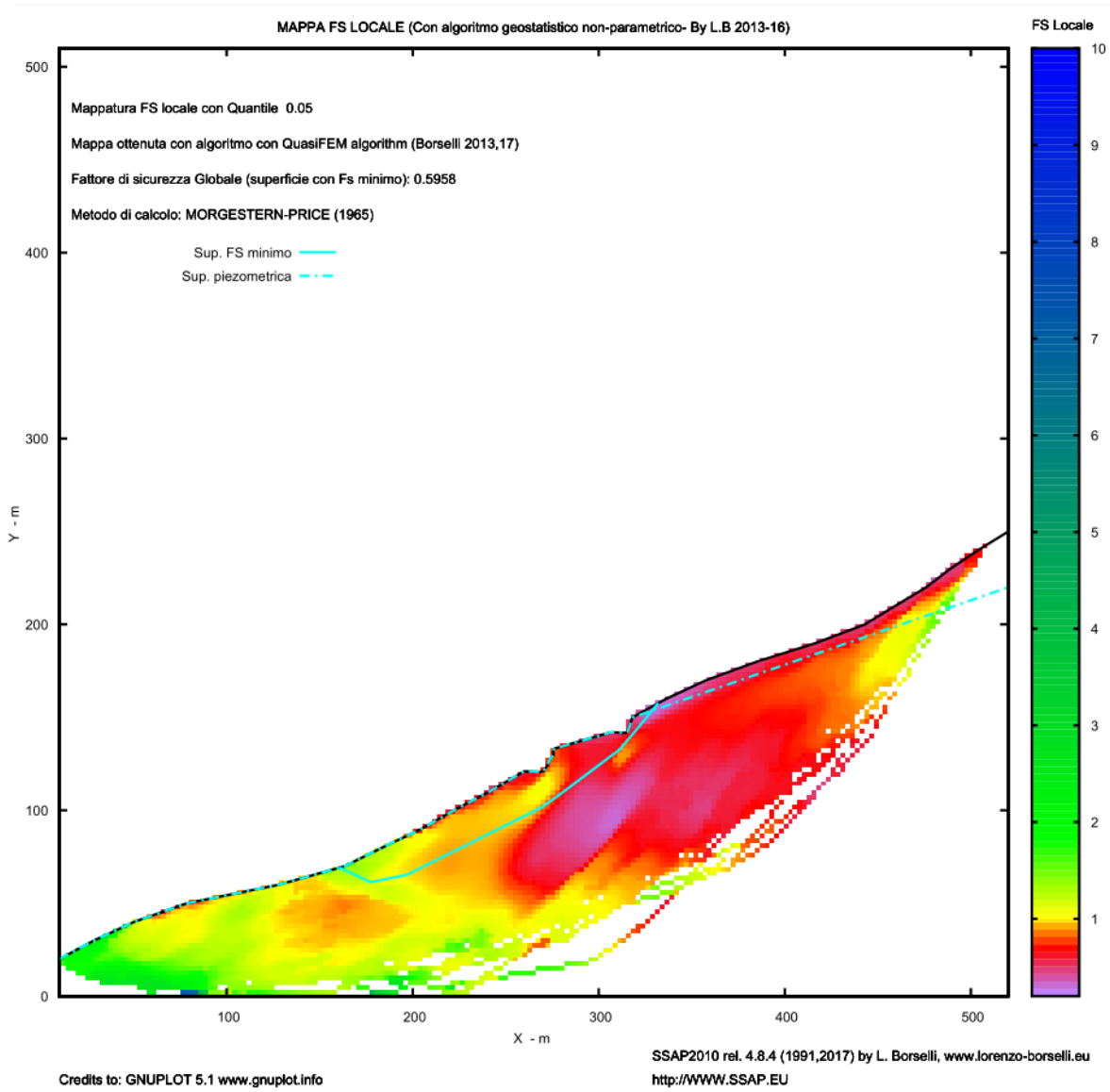


Figura 66.- Factor se seguridad mínimo, condición saturada 1, KH=0.1.

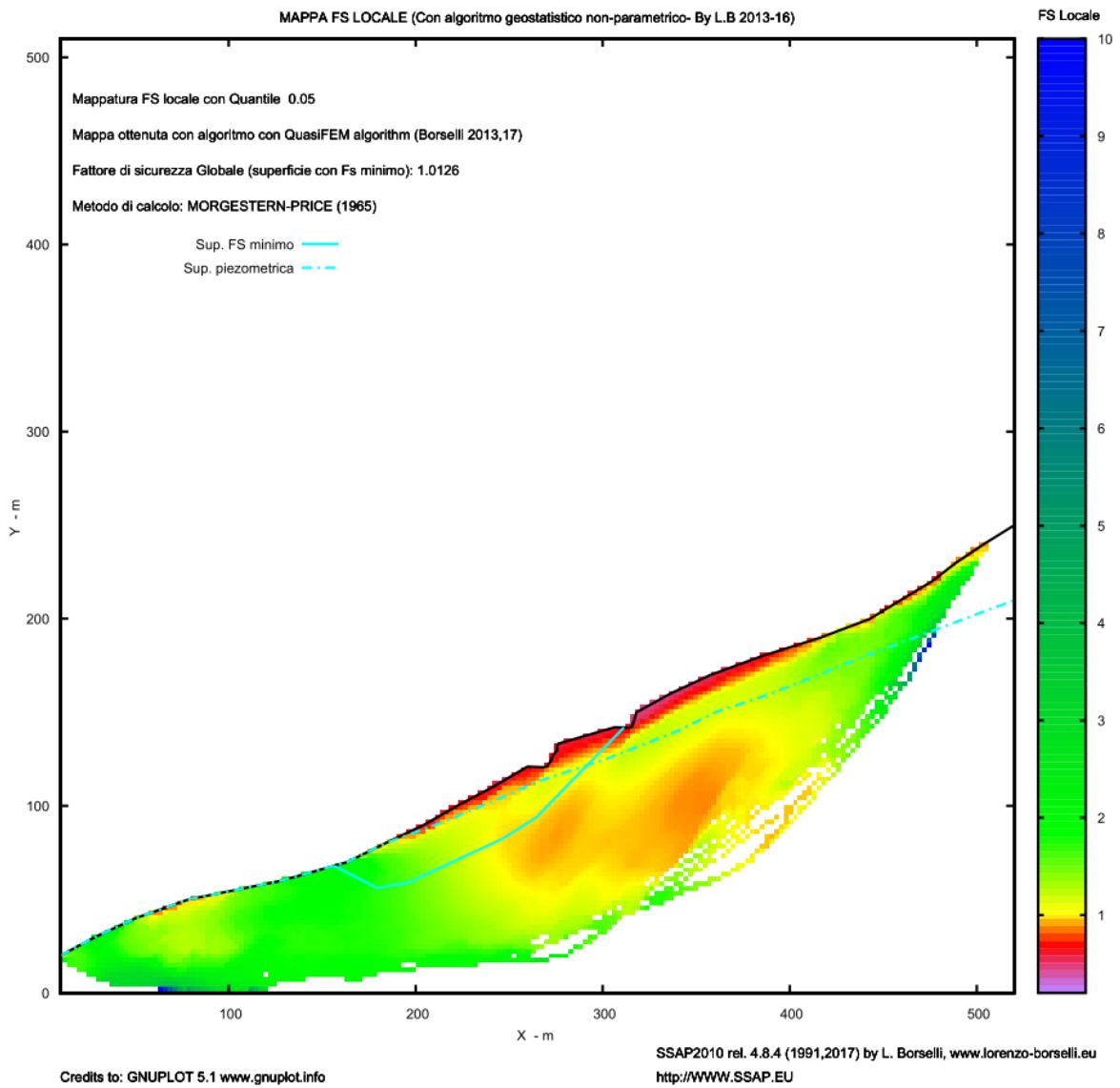


Figura 67.- Factor se seguridad mínimo, condición saturada 2, KH=0.

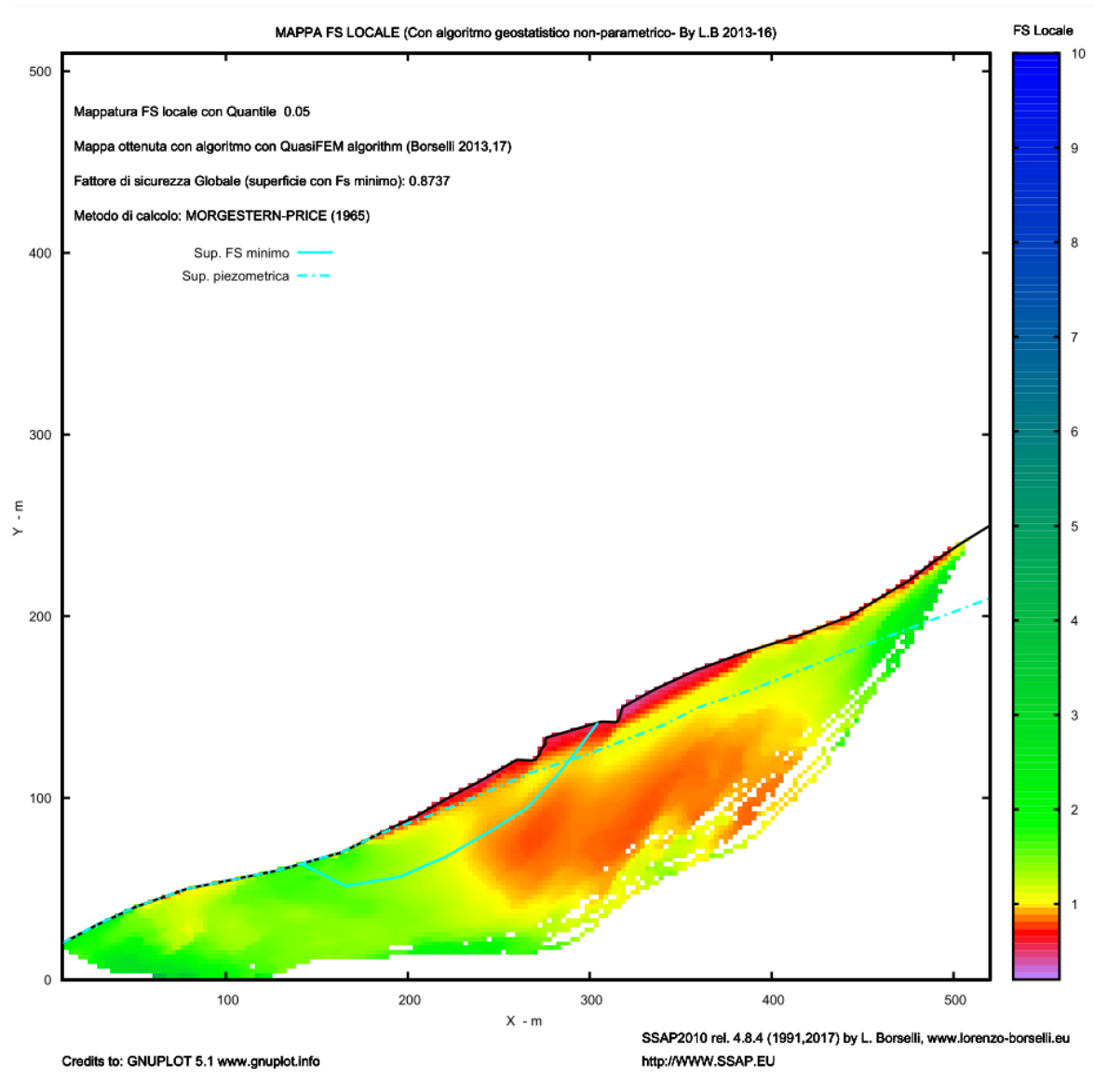


Figura 68.- Factor se seguridad mínimo, condición saturada 2, KH=0.06.

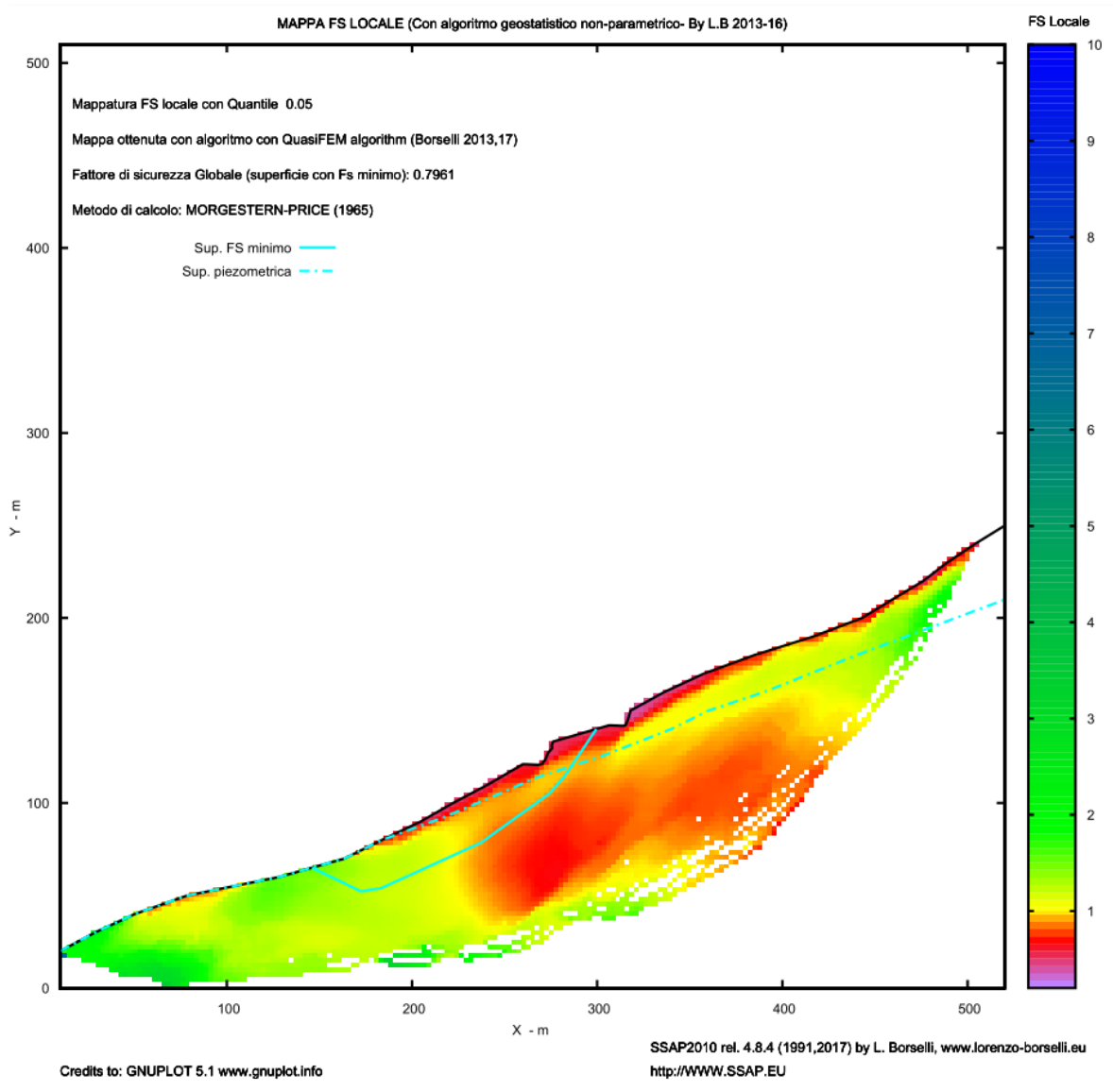


Figura 69.- Factor se seguridad mínimo, condición saturada 2, KH=0.1.

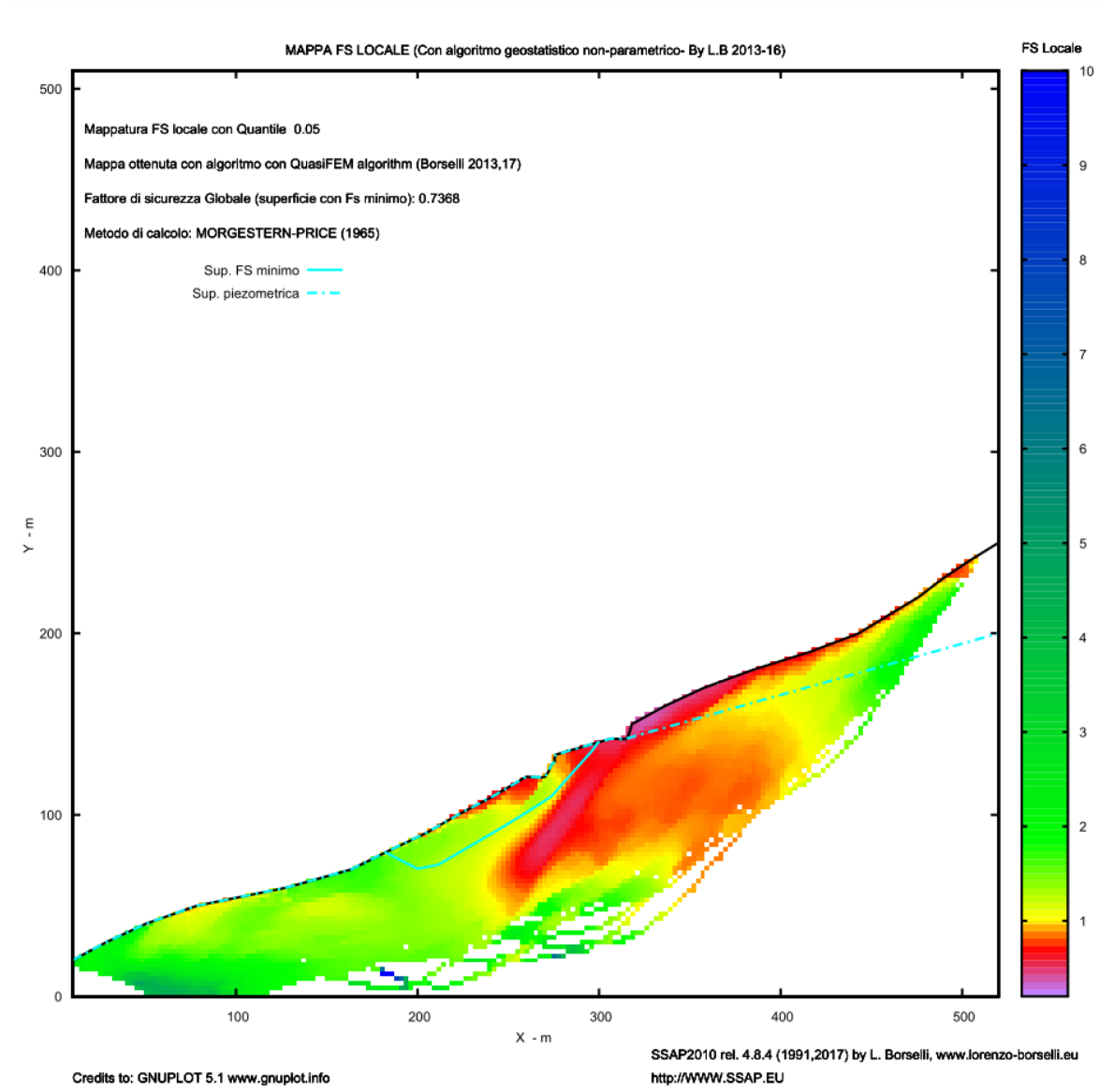


Figura 70.- Factor se seguridad mínimo, condición saturada 3, KH=0.

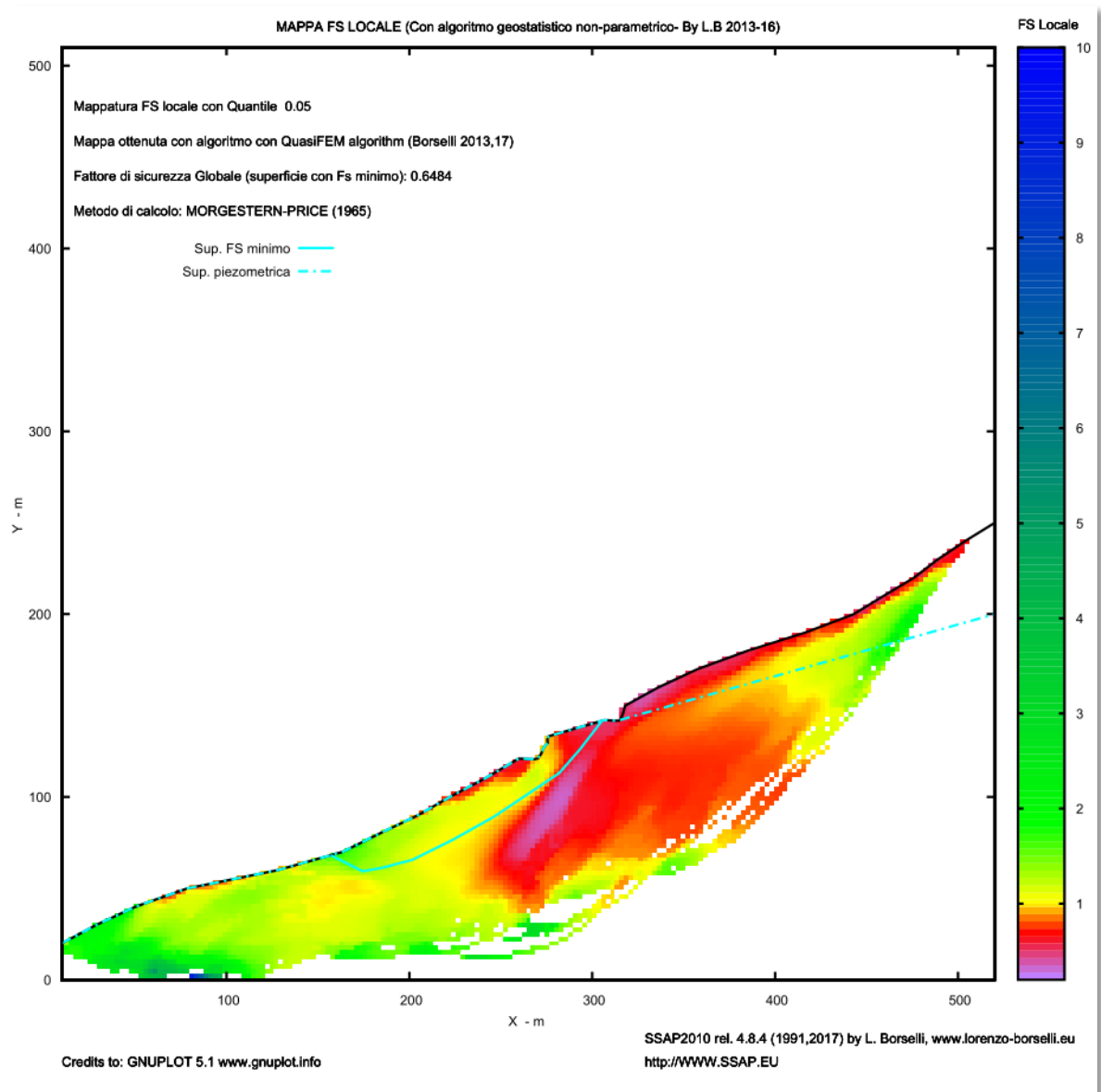


Figura 71.- Factor se seguridad mínimo, condición saturada 3, KH=0.06.

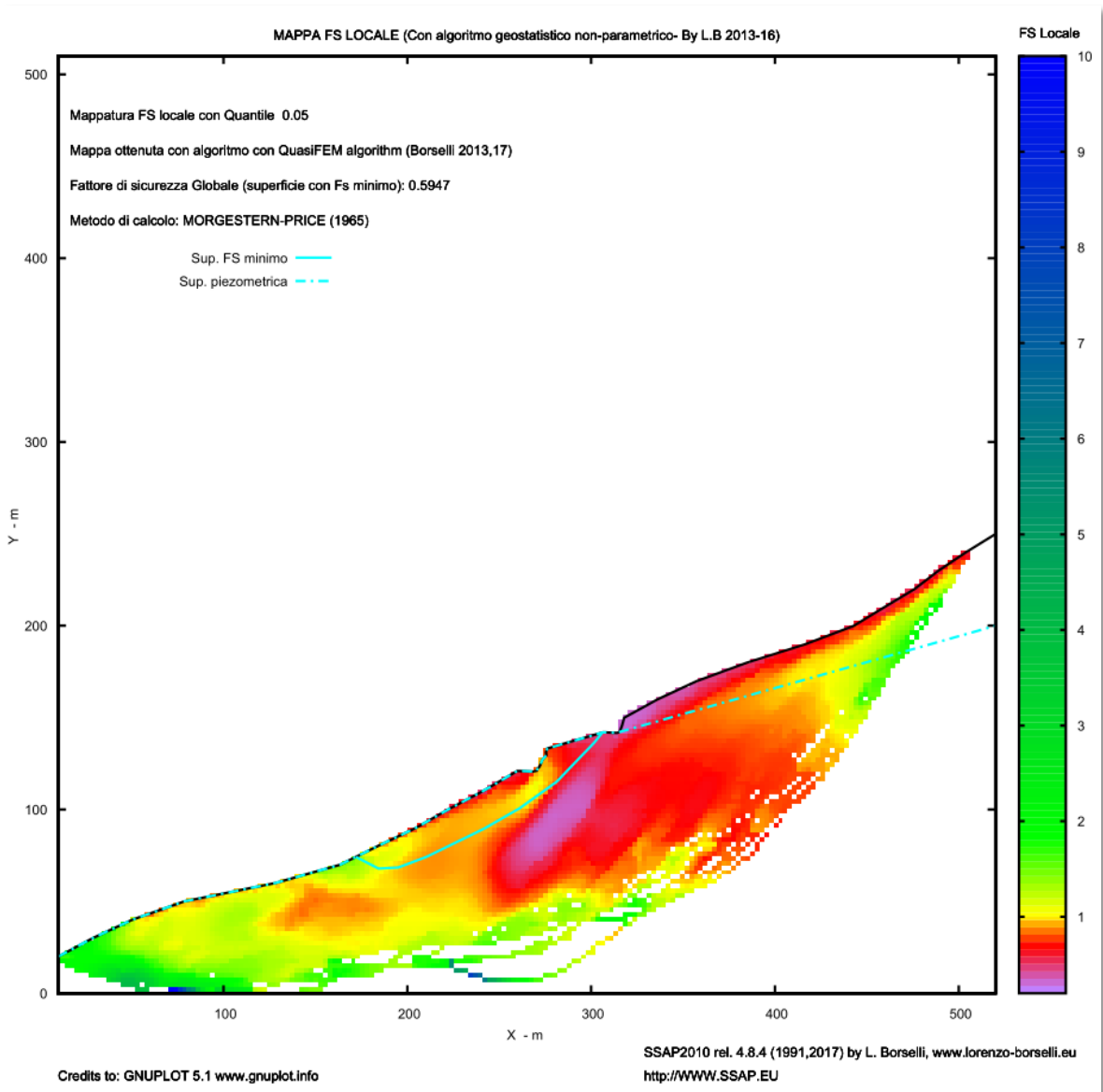


Figura 72.- Factor se seguridad mínimo, condición saturada 3, KH=0.1.



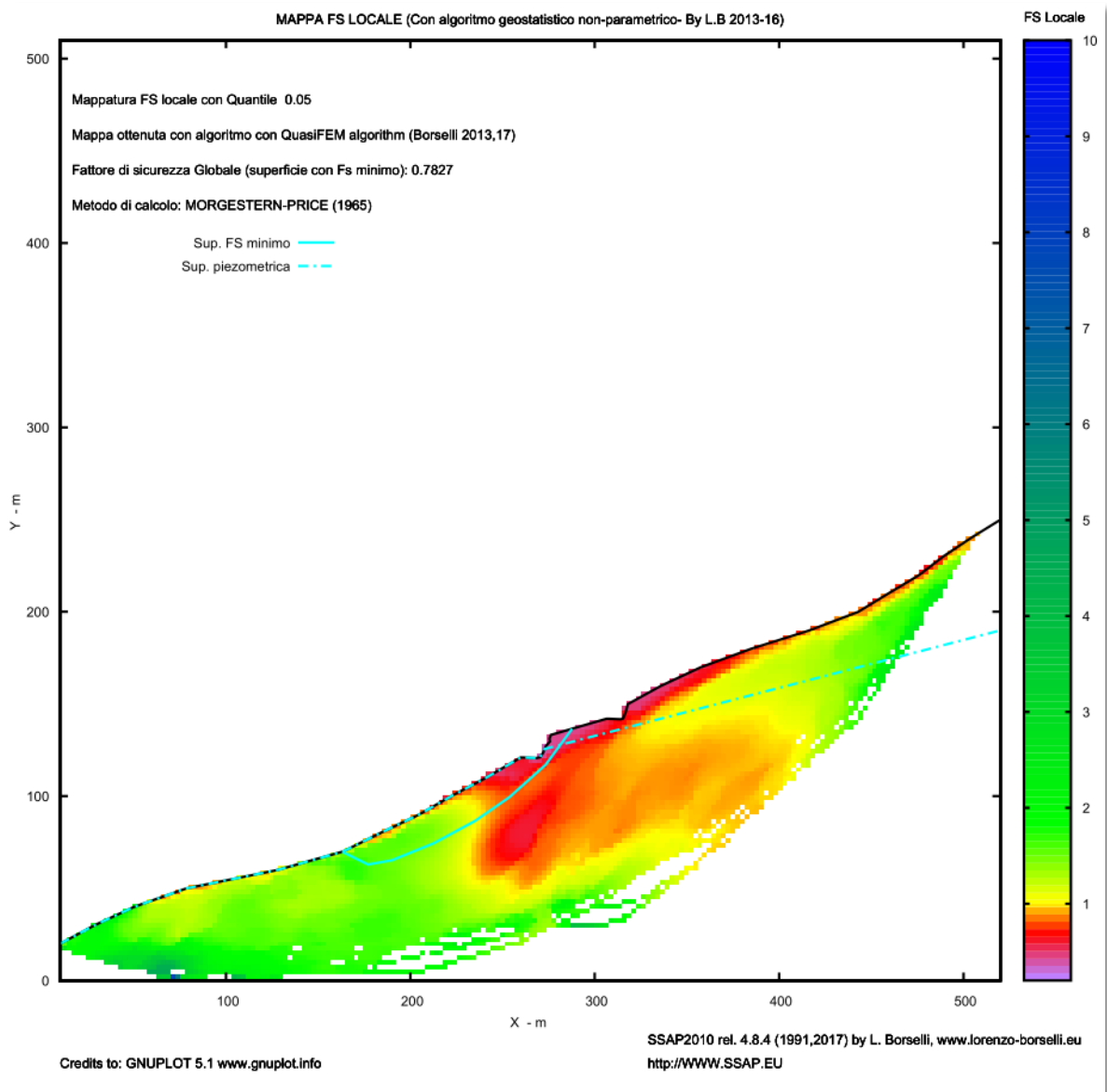


Figura 73.- Factor se seguridad mínimo, condición saturada 4, KH=0.

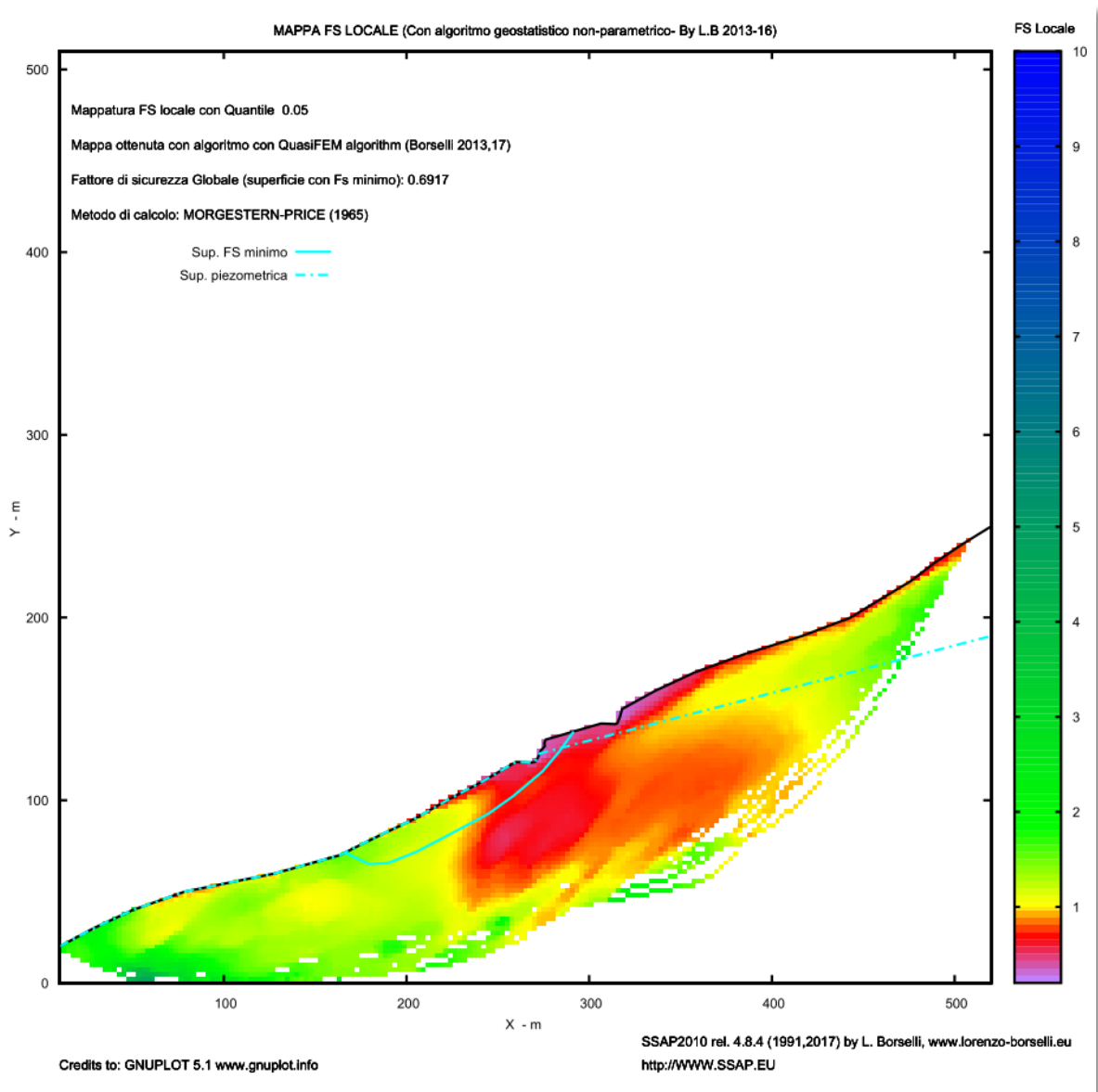


Figura 74.- Factor se seguridad mínimo, condición saturada 4, KH=0.06.

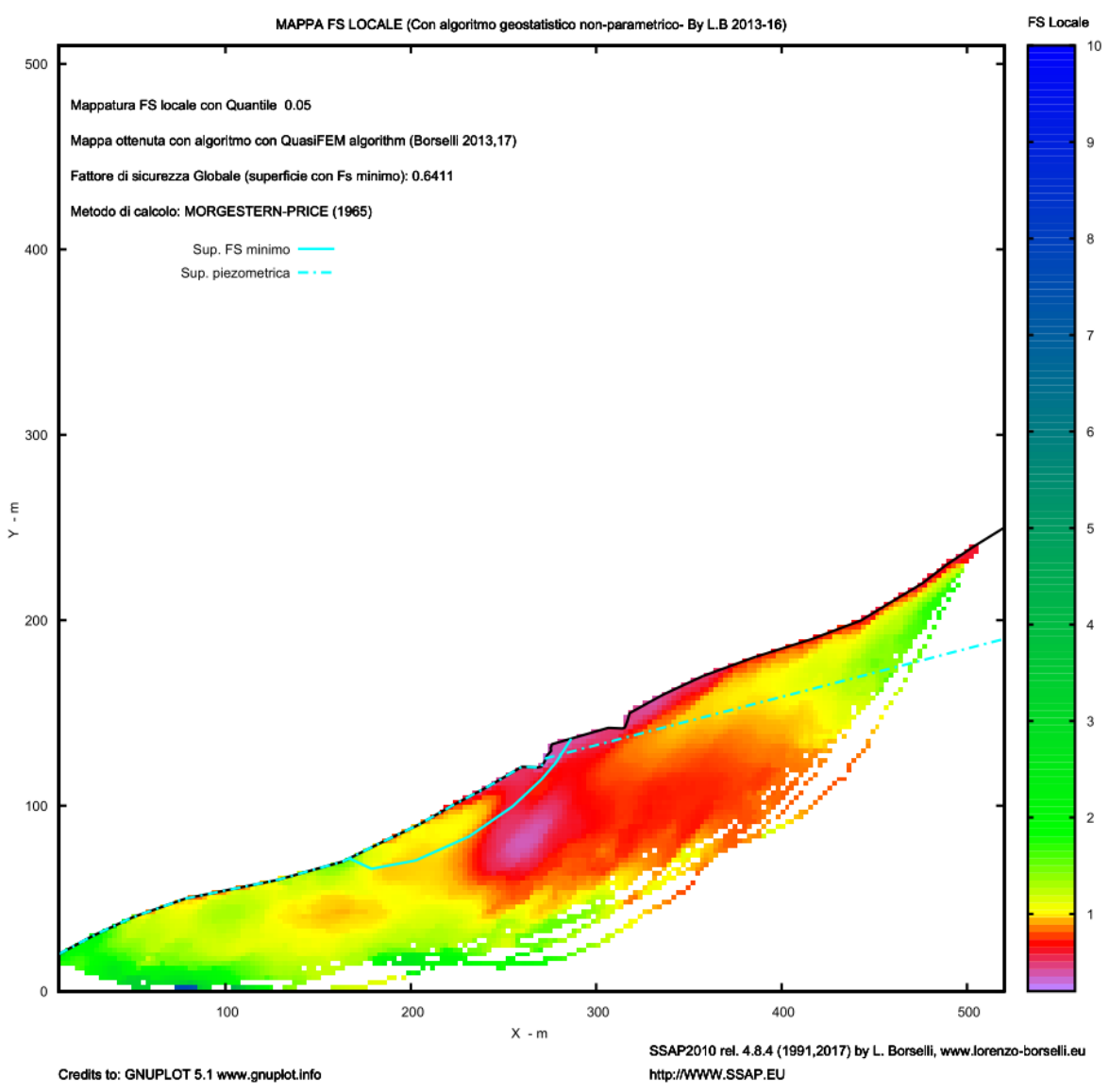


Figura 75.- Factor se seguridad mínimo, condición saturada 4, KH=0.1.

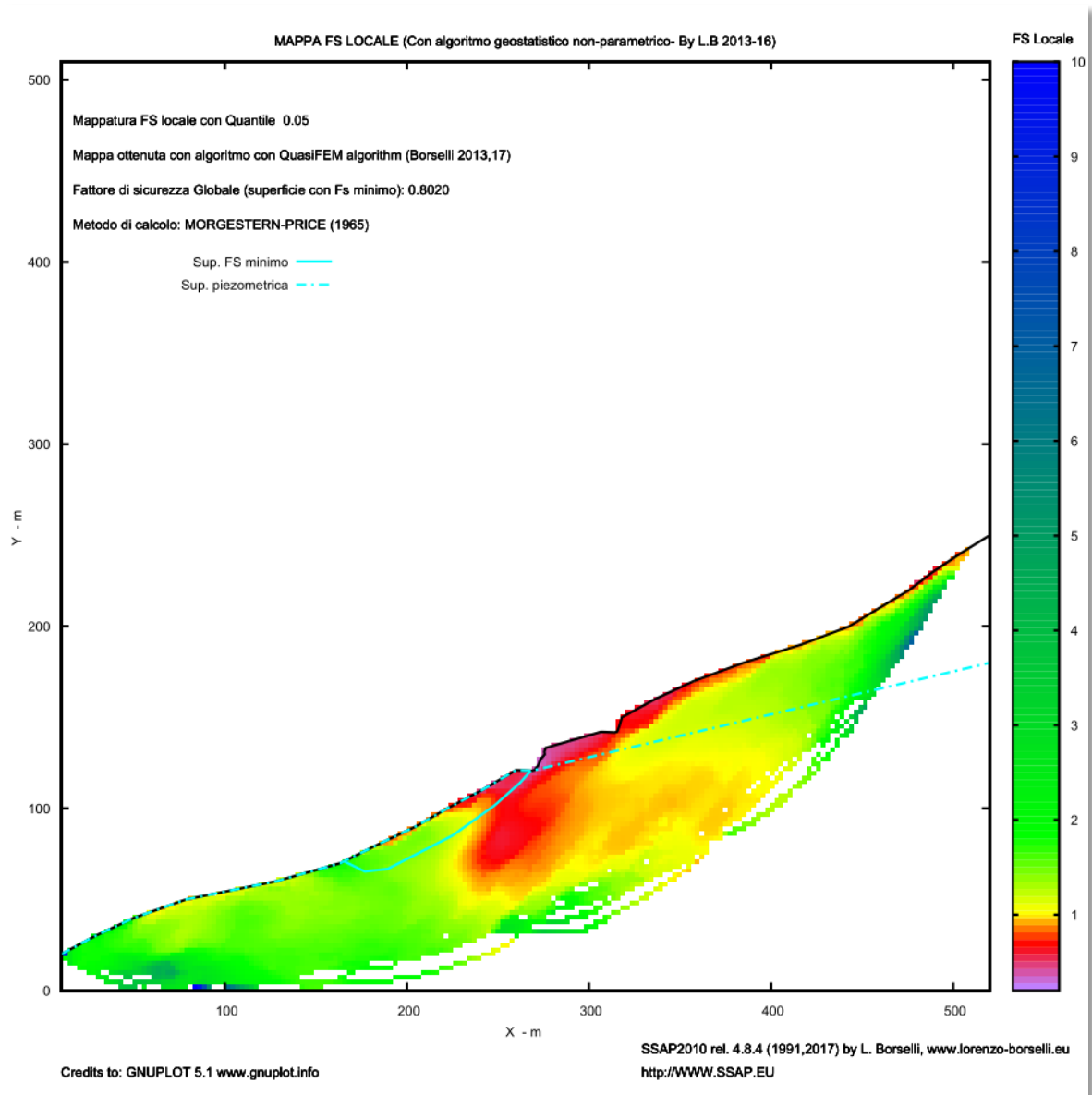


Figura 76.- Factor se seguridad mínimo, condición saturada 5, KH=0.

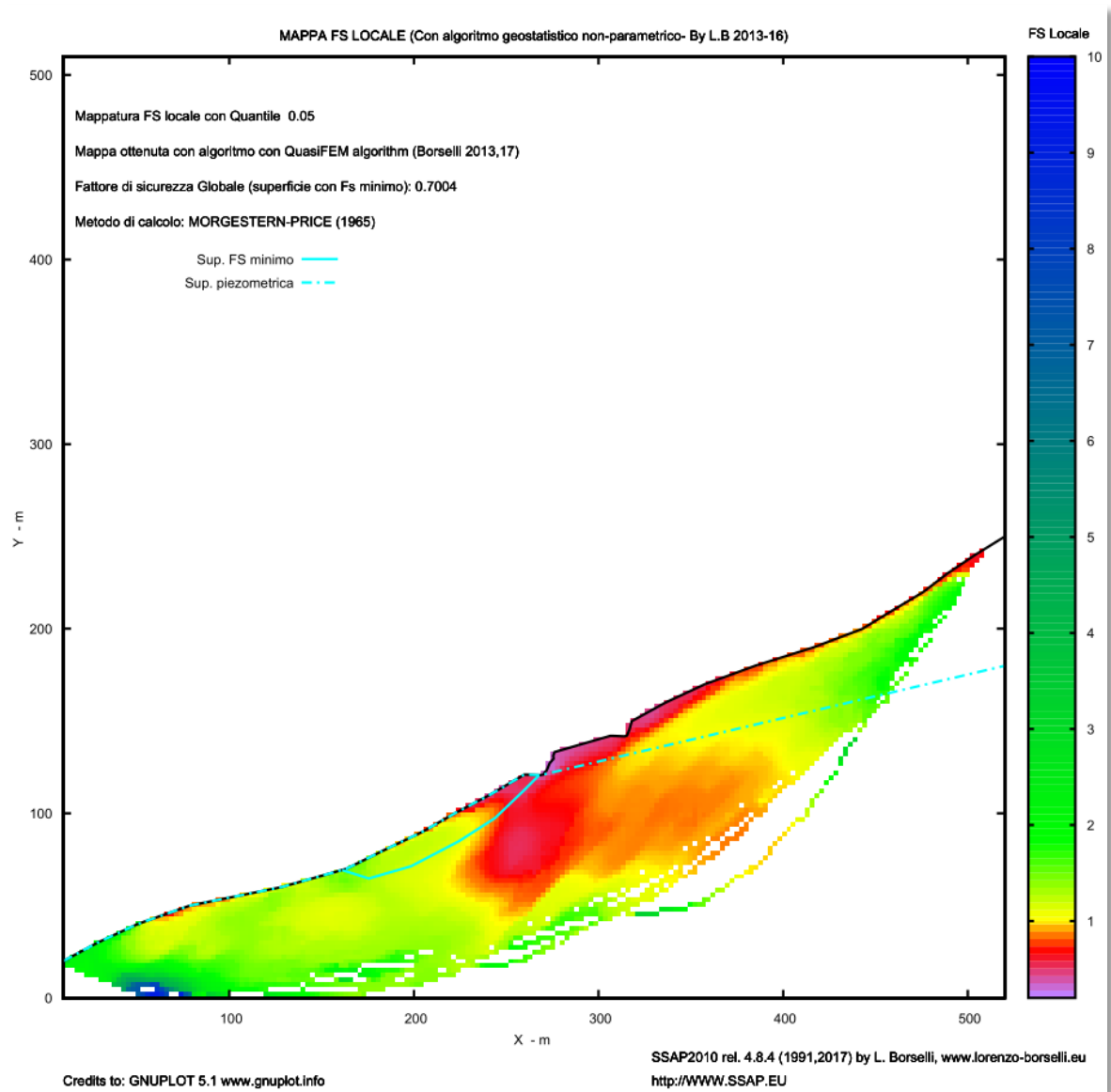


Figura 77.- Factor se seguridad mínimo, condición saturada 5, KH=0.06.

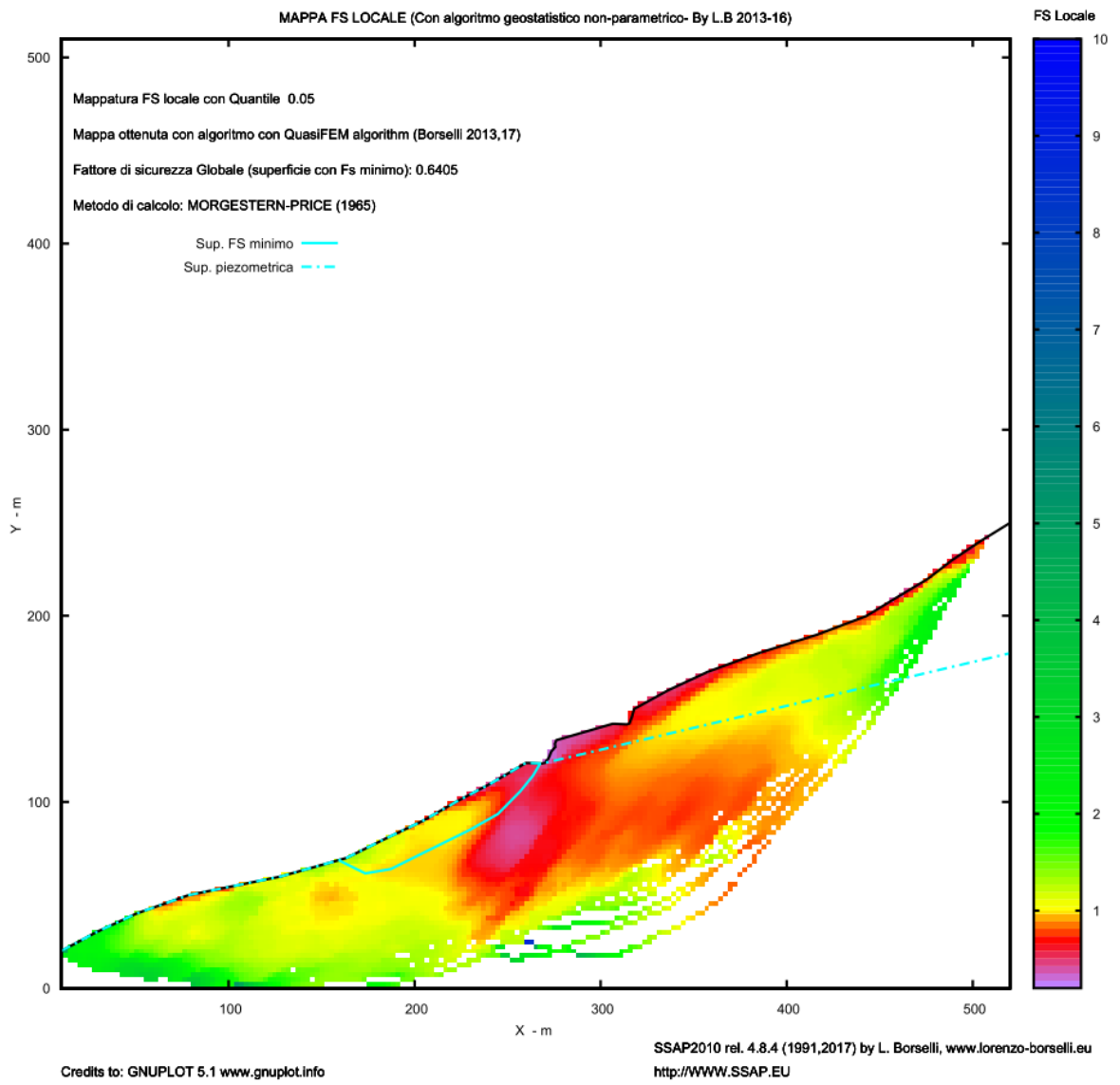


Figura 78.- Factor se seguridad mínimo, condición saturada 5, KH=0.1.

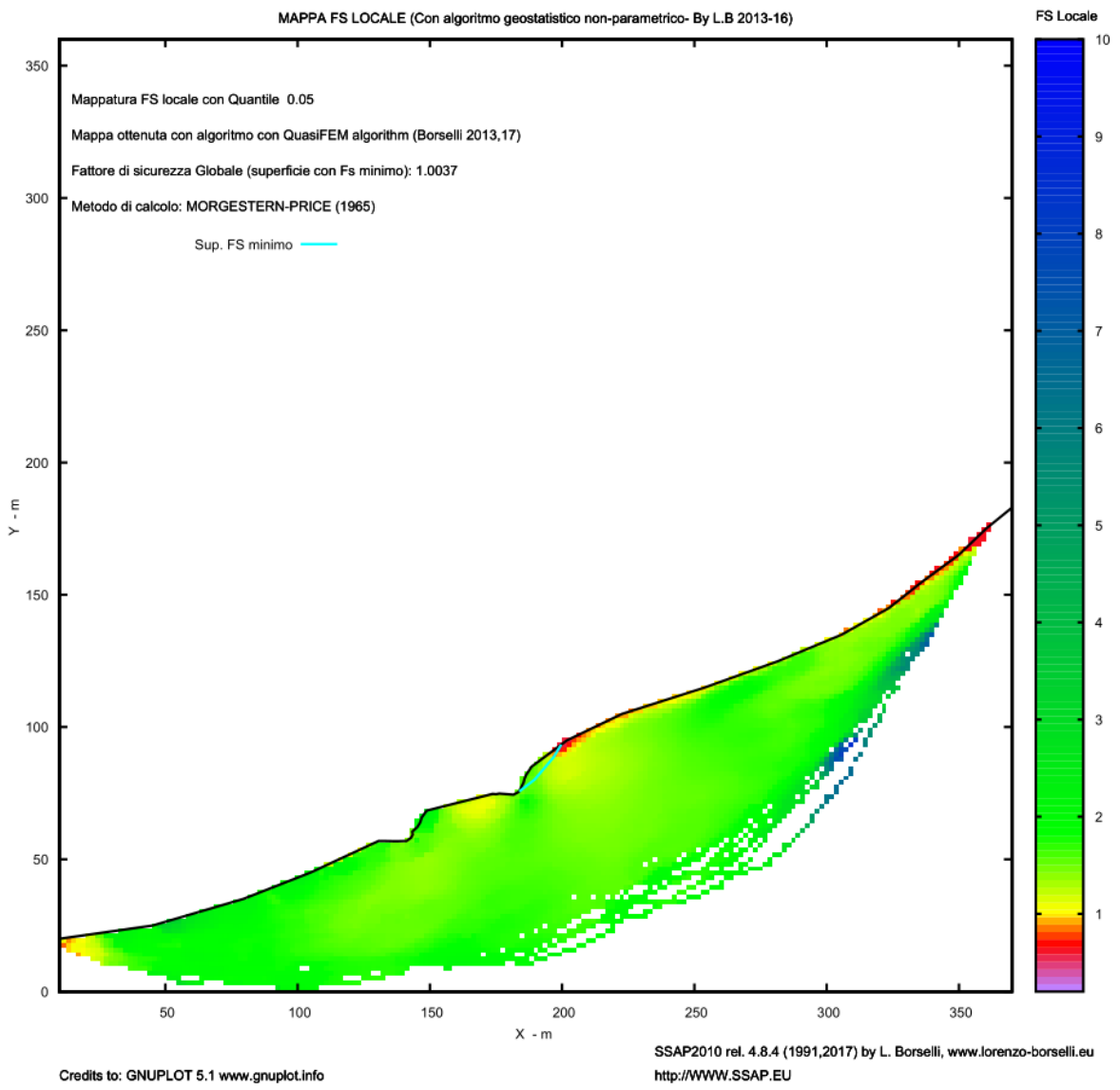


Figura 79.- Factor se seguridad mínimo, brecha 3, condición seca, KH=0.

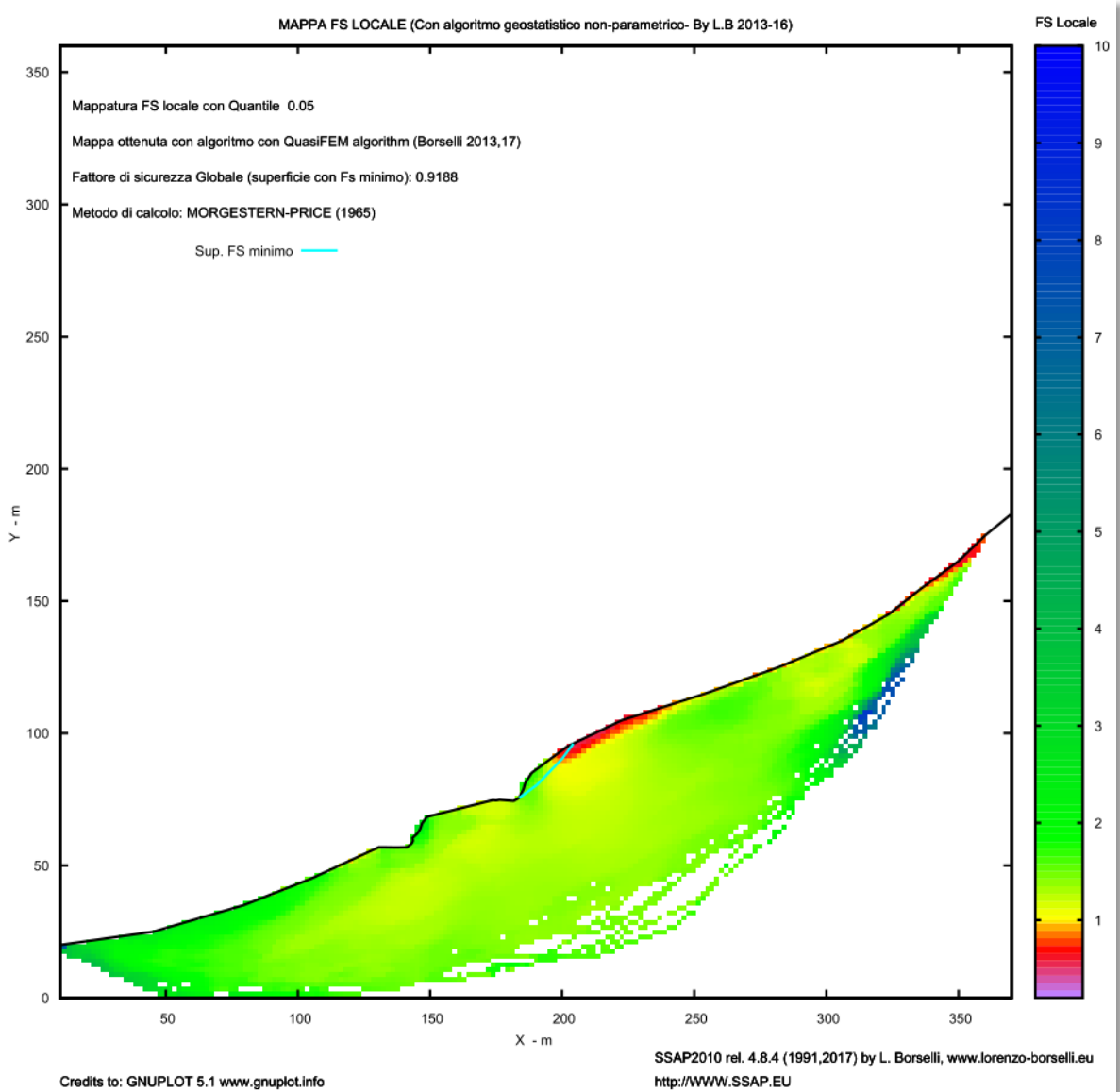


Figura 80.- Factor se seguridad mínimo, brecha 3, condición seca, KH=0.06.



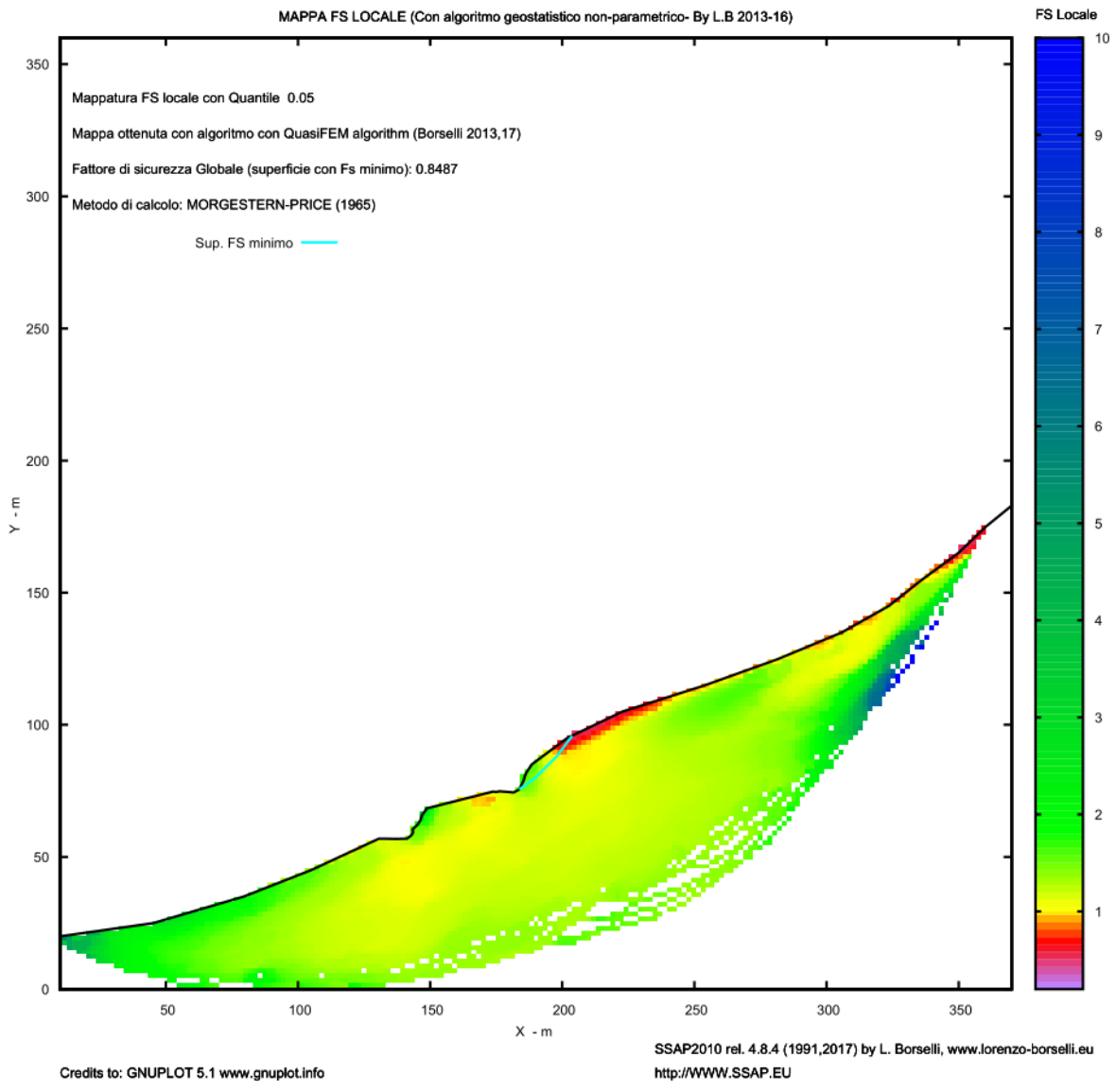


Figura 81.- Factor se seguridad mínimo, brecha 3, condición seca, KH=0.1.

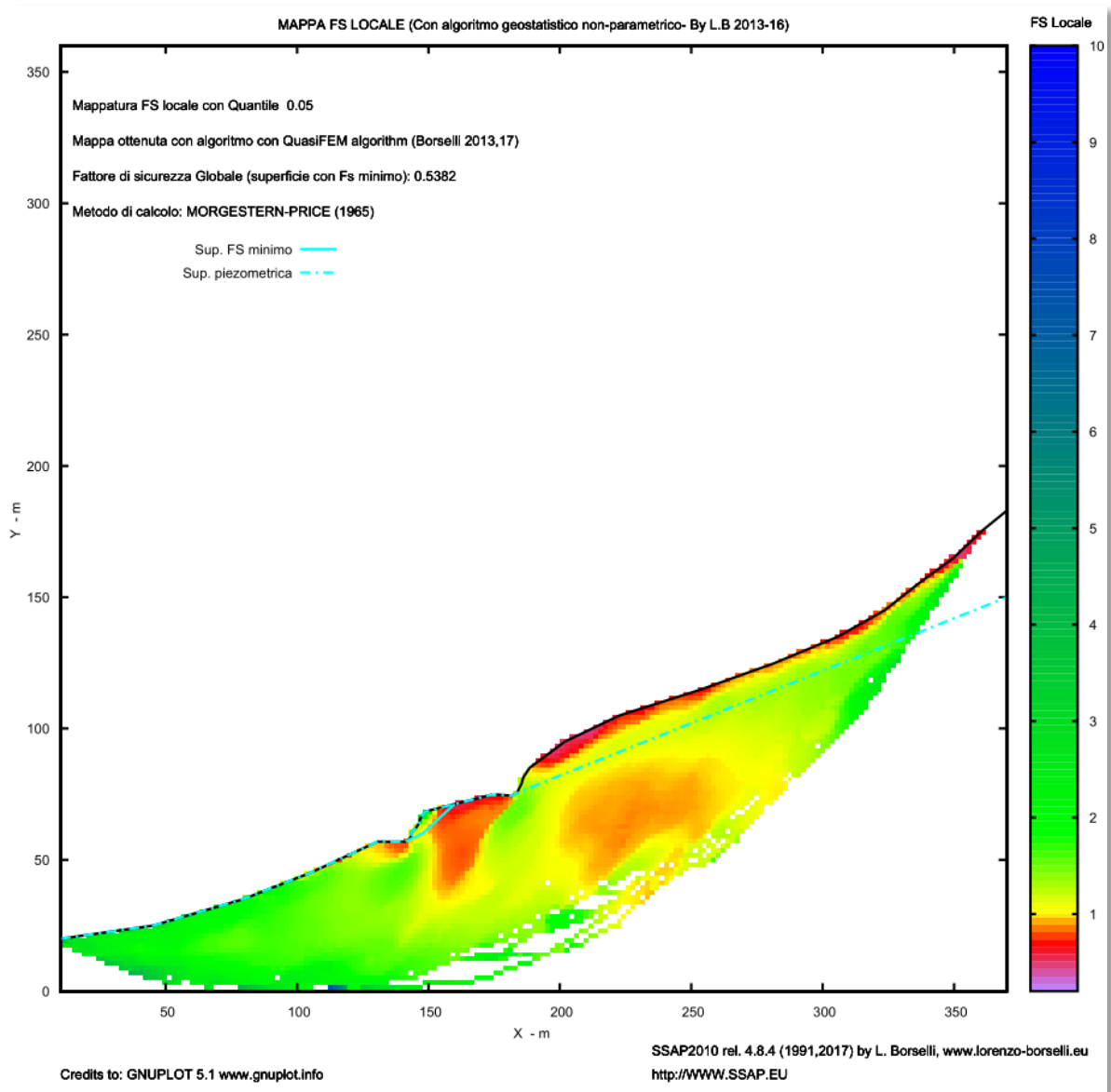


Figura 82.- Factor se seguridad mínimo, brecha 3, condición saturada 1, KH=0.

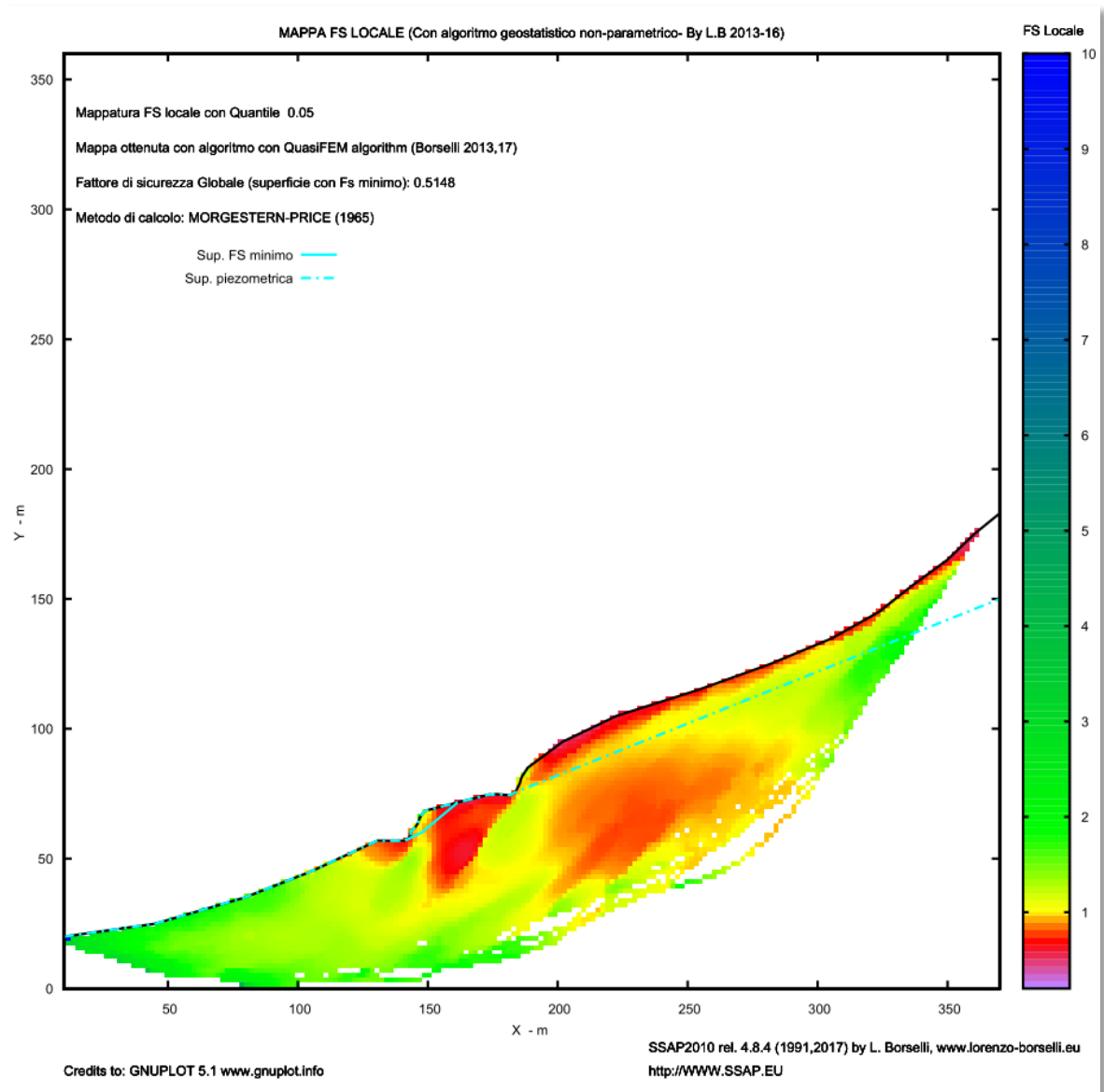


Figura 83.- Factor se seguridad mínimo, brecha 3, condición saturada 1, KH=0.06.

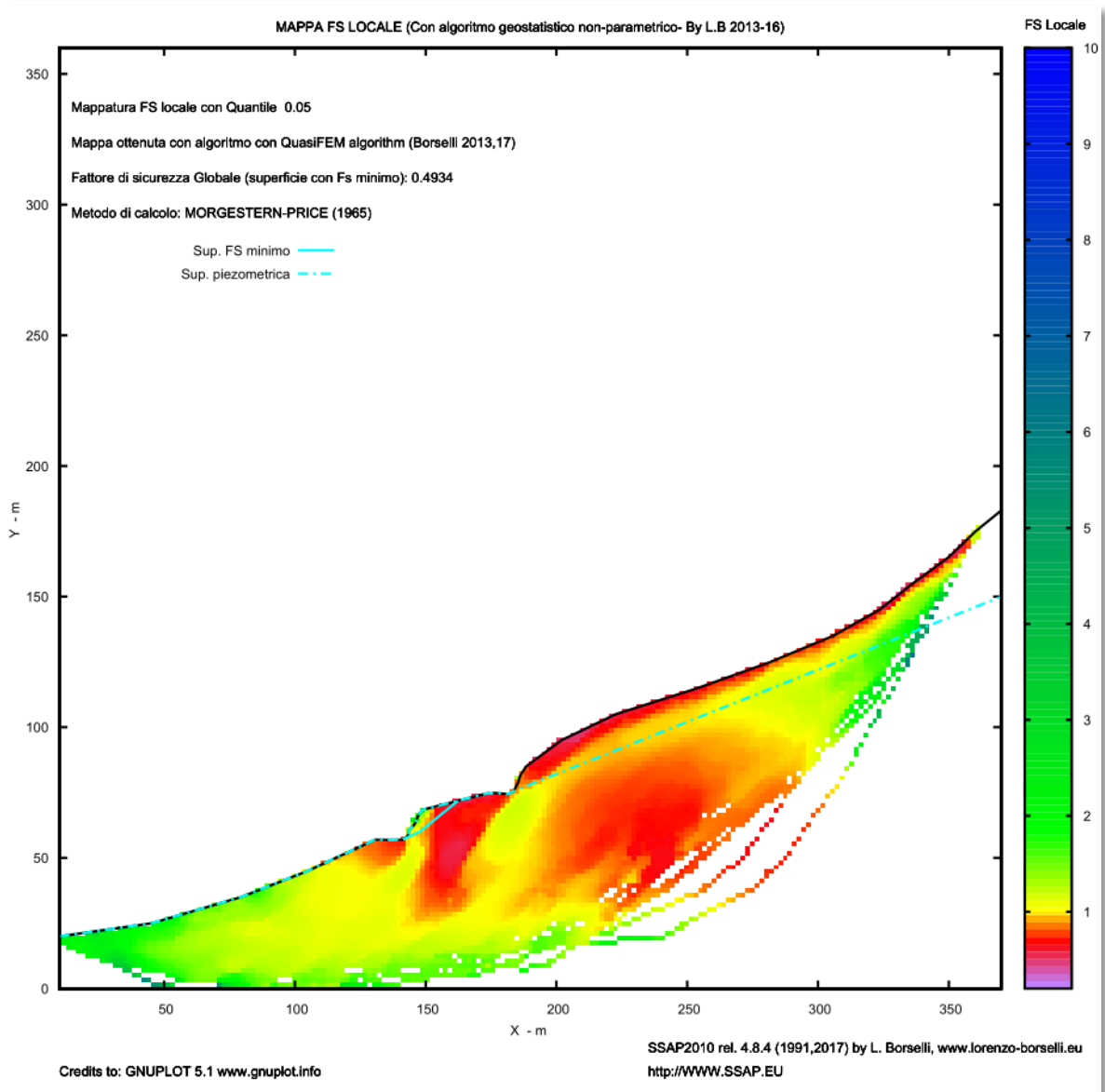


Figura 84.- Factor se seguridad mínimo, brecha 3, condición saturada 1, KH=0.1.

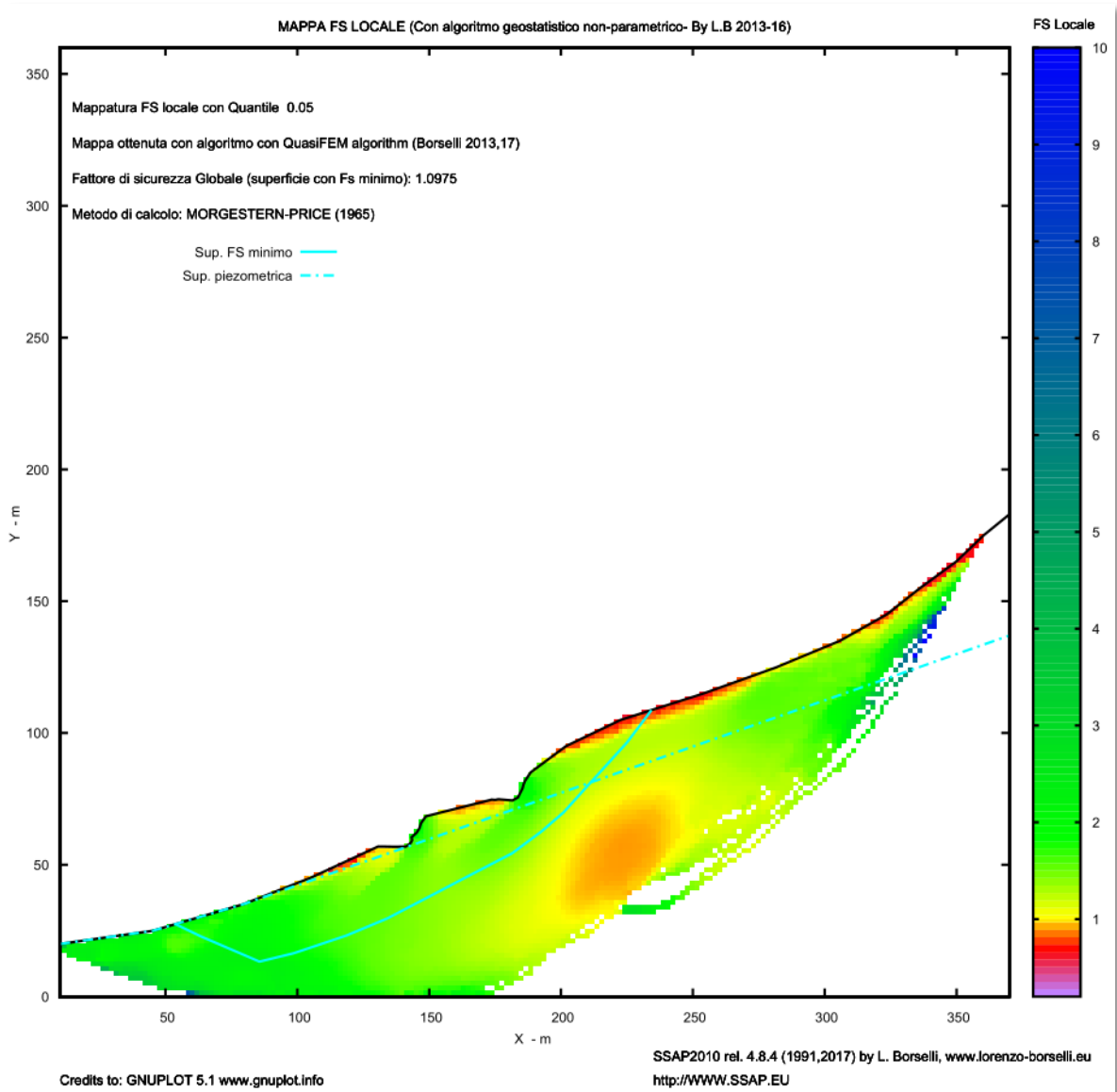


Figura 85.- Factor se seguridad mínimo, brecha 3, condición saturada 2, KH=0.

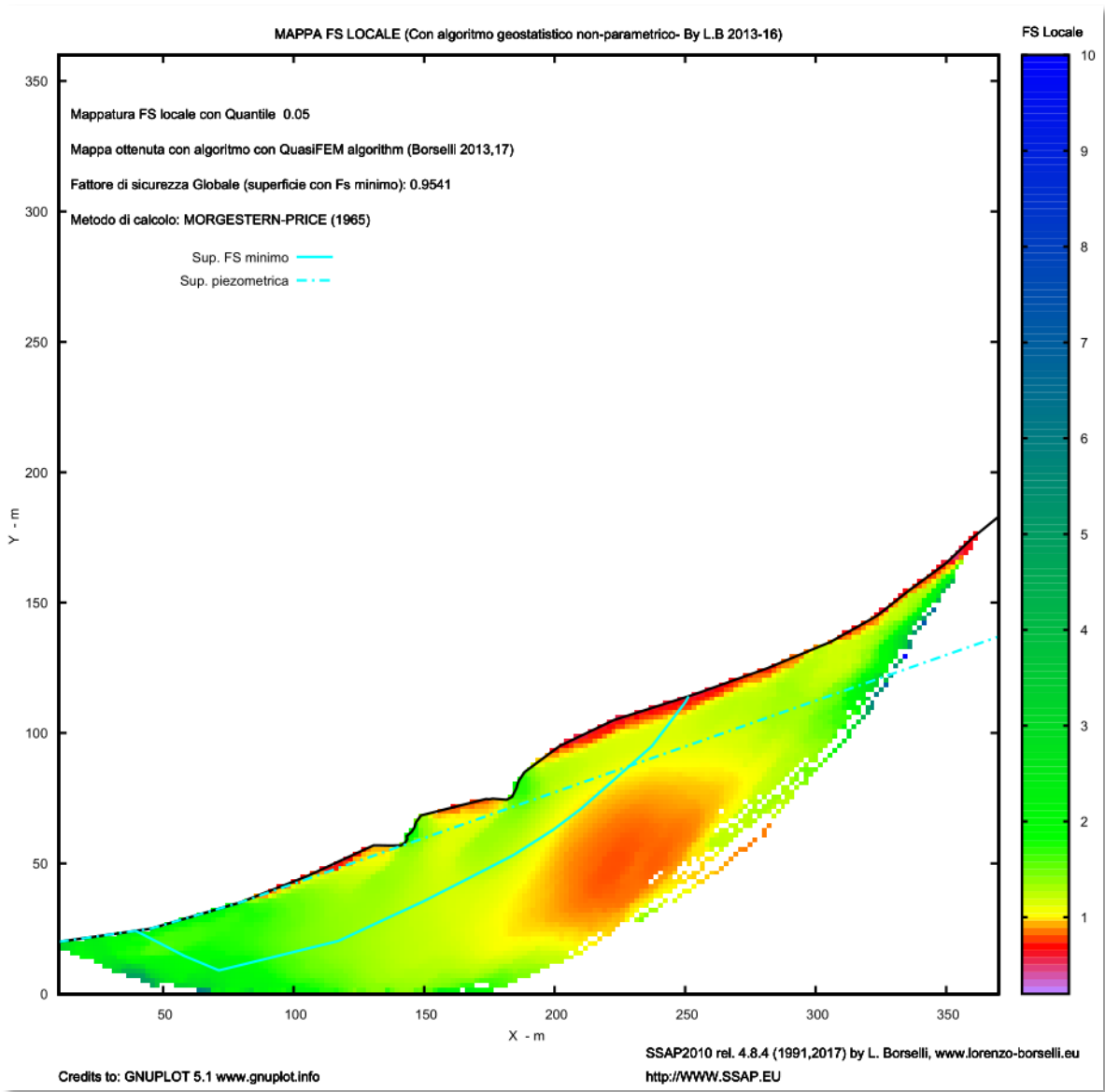


Figura 86.- Factor se seguridad mínimo, brecha 3, condición saturada 2, KH=0.06.

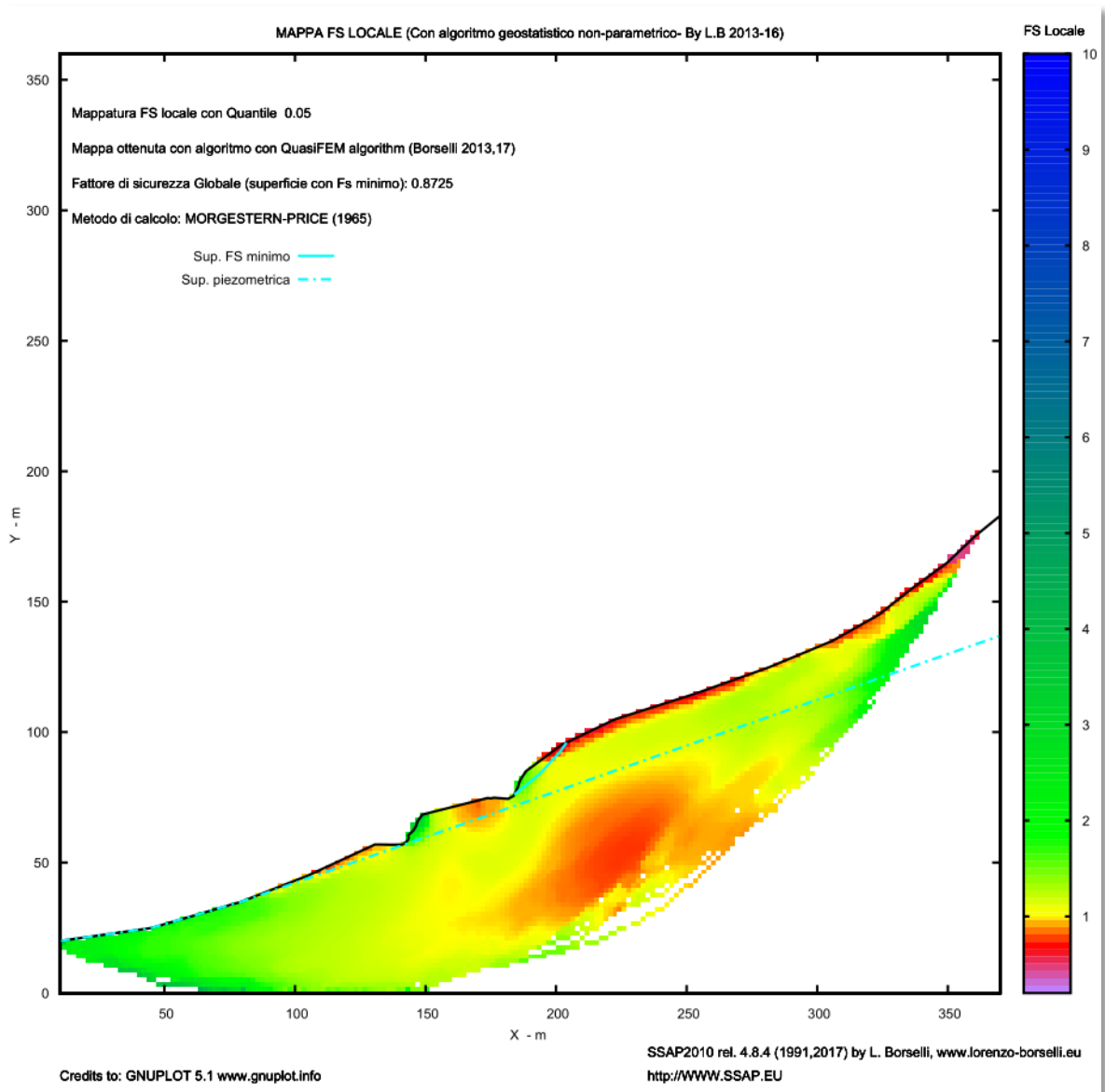


Figura 87.- Factor se seguridad mínimo, brecha 3, condición saturada 2, KH=0.1.

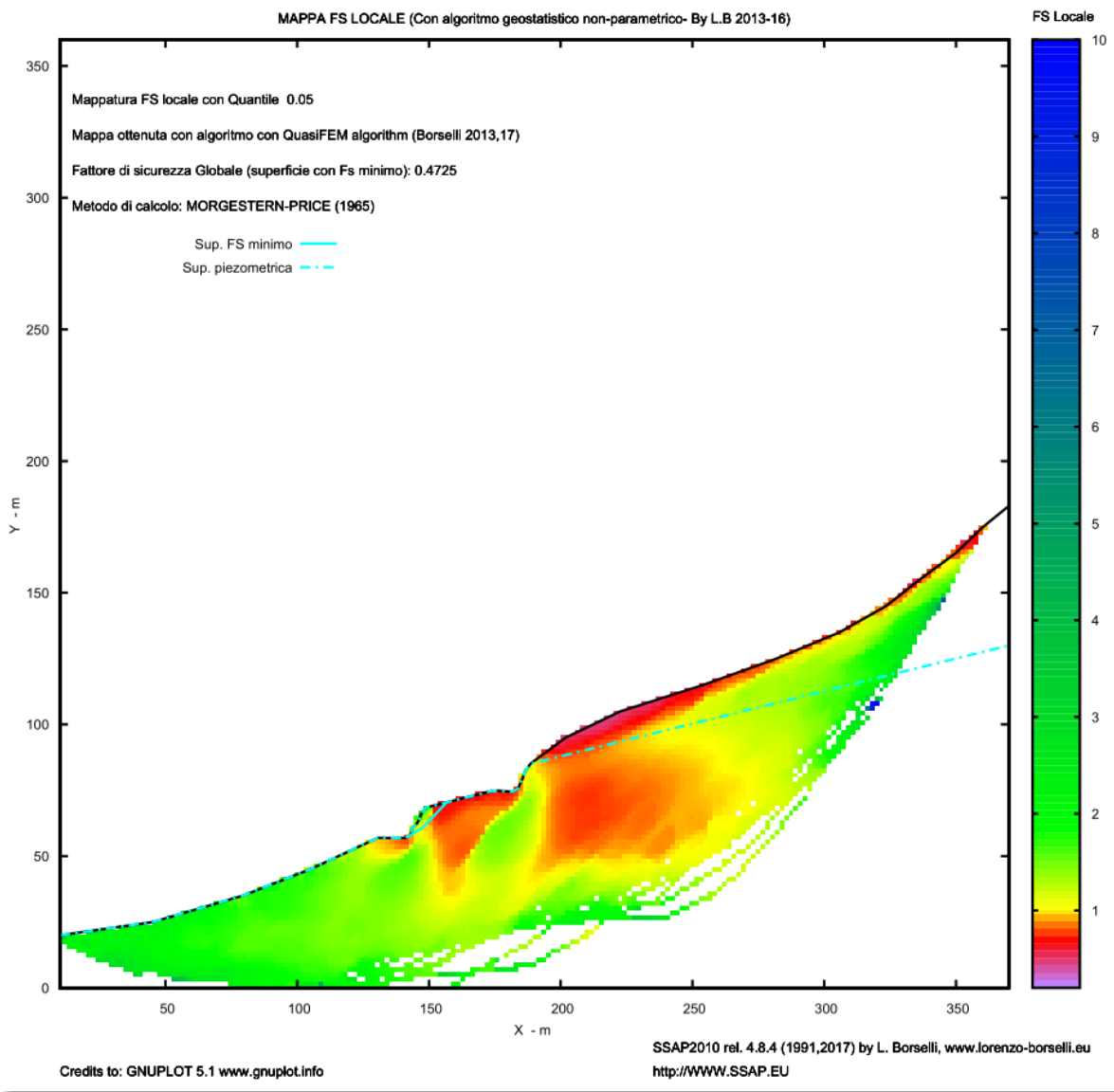


Figura 88.- Factor se seguridad mínimo, brecha 3, condición saturada 3, KH=0.



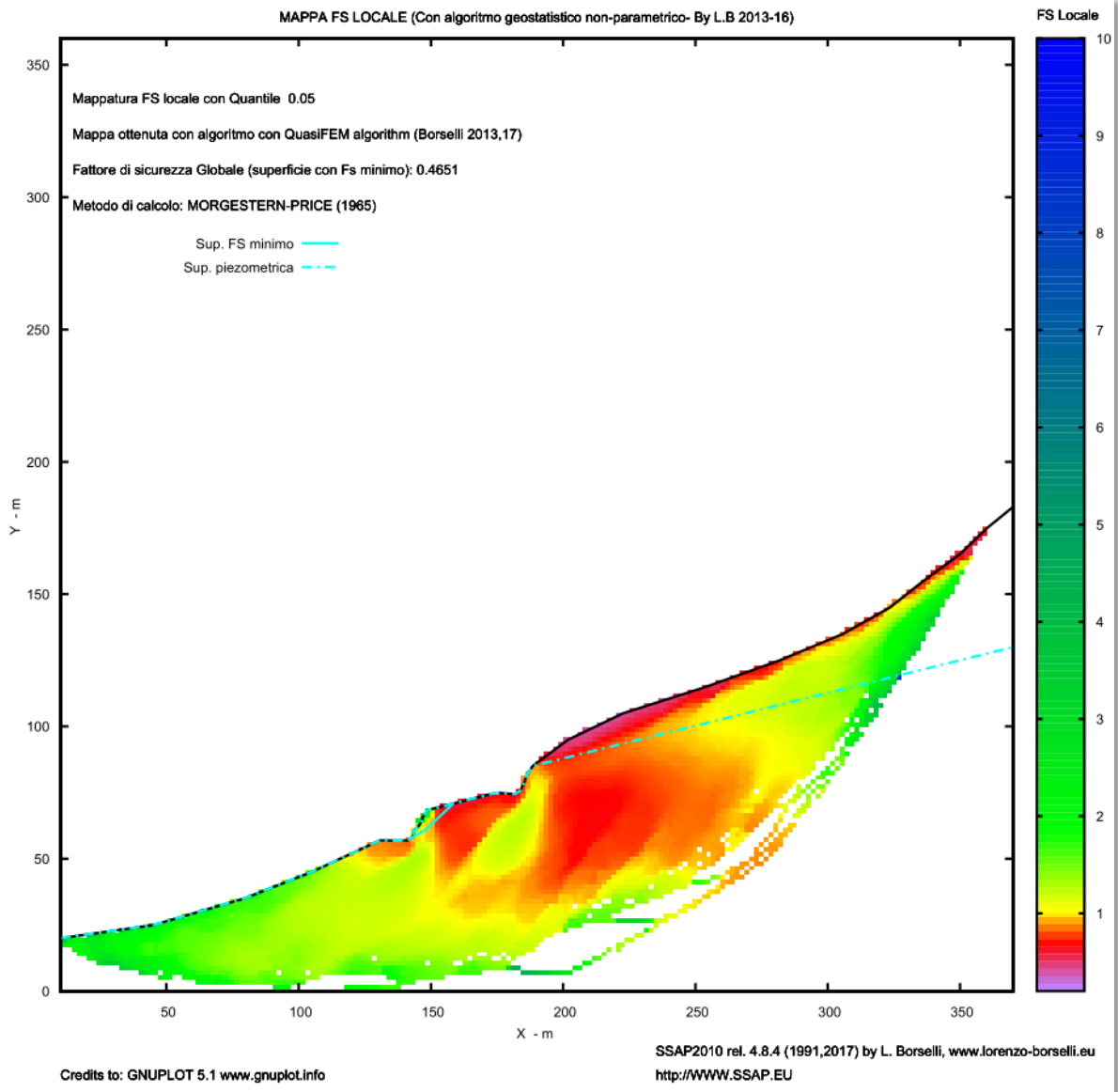


Figura 89.- Factor se seguridad mínimo, brecha 3, condición saturada 3, KH=0.06.

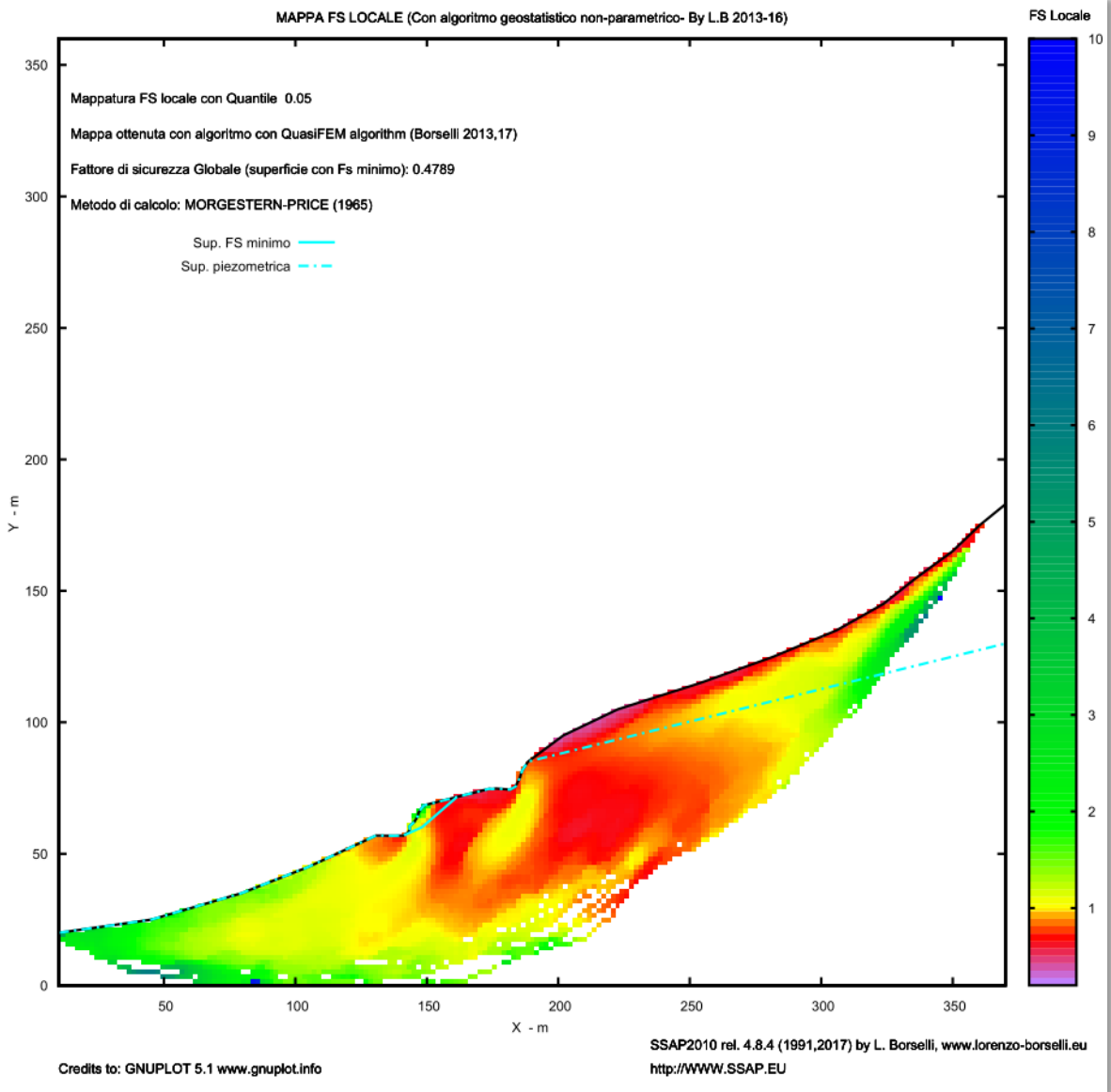


Figura 90.- Factor se seguridad mínimo, brecha 3, condición saturada 3, KH=0.1.

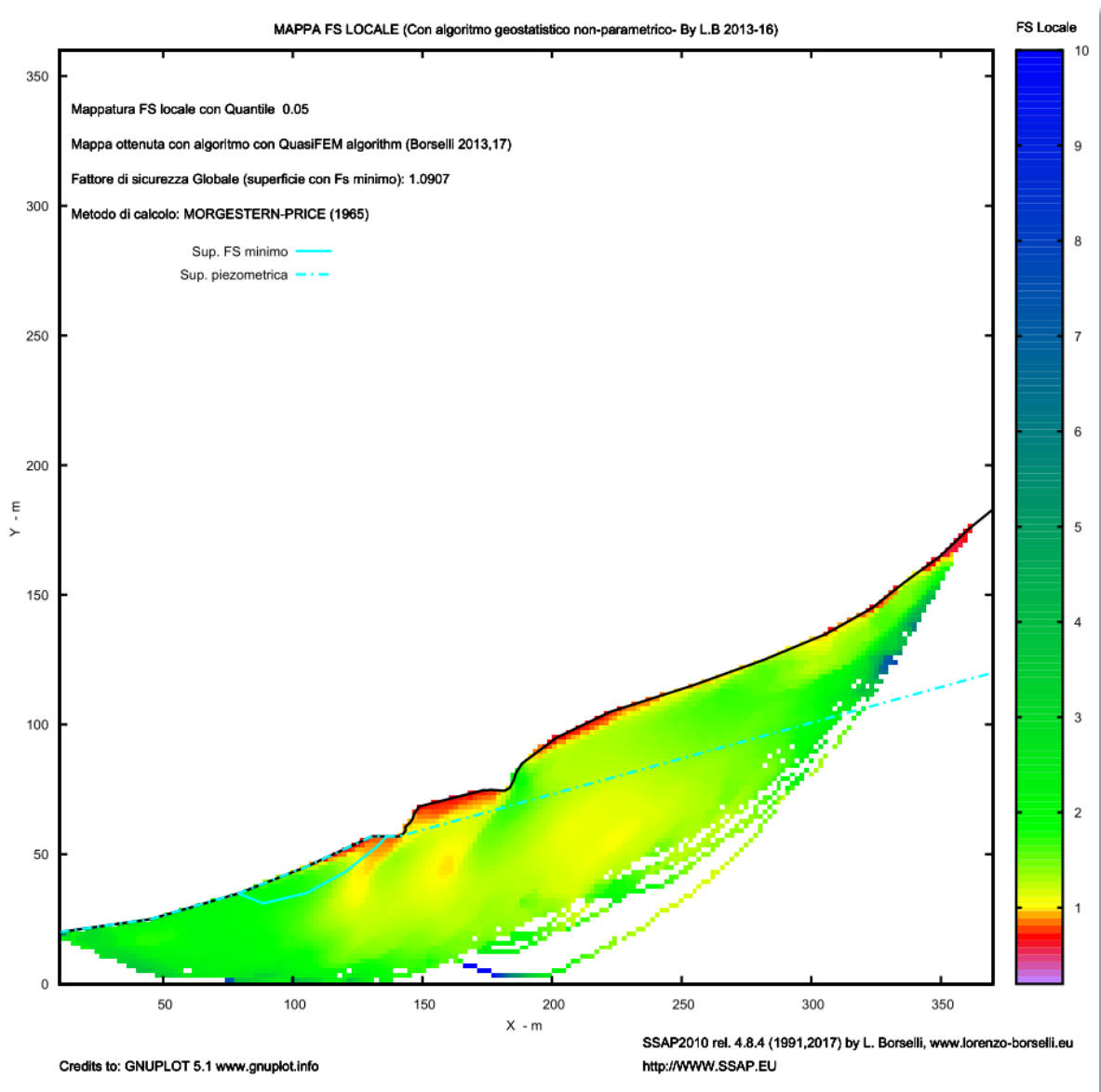


Figura 91.- Factor se seguridad mínimo, brecha 3, condición saturada 4, KH=0.

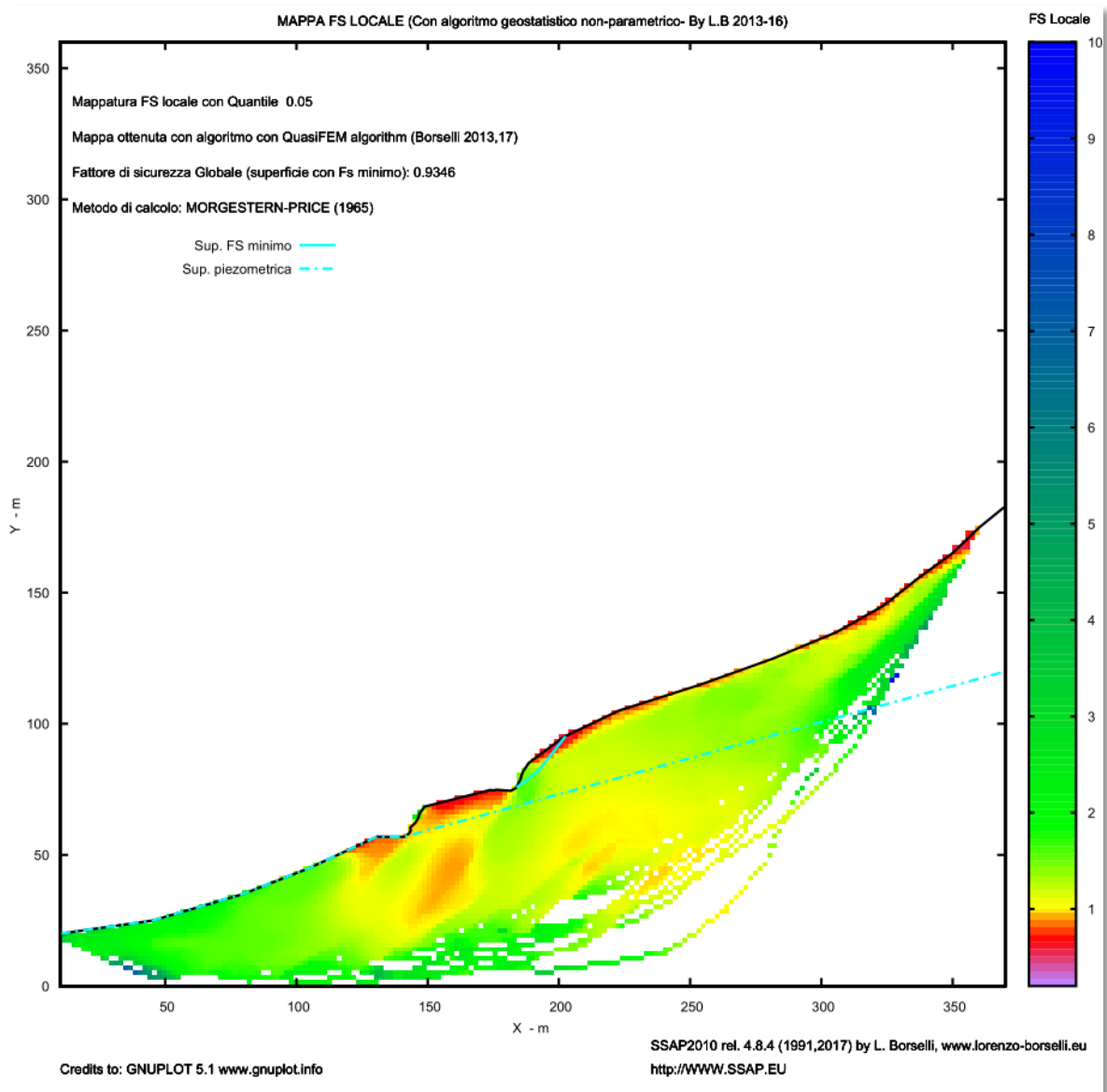


Figura 92.- Factor se seguridad mínimo, brecha 3, condición saturada 4, KH=0.06.

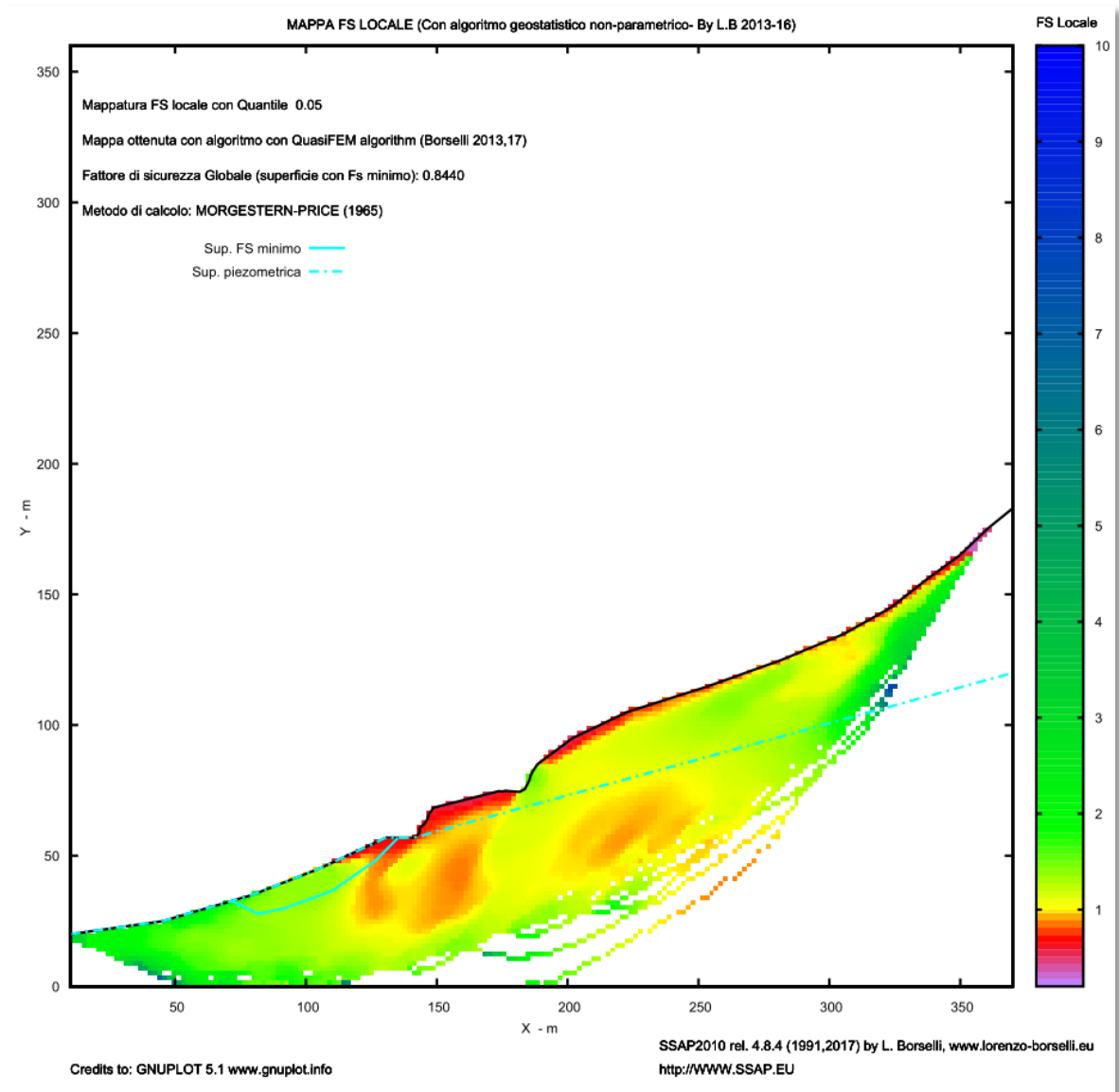


Figura 93.- Factor se seguridad mínimo, brecha 3, condición saturada 4, KH=0.1.

Anexo E: Perfiles del Debris Flow.

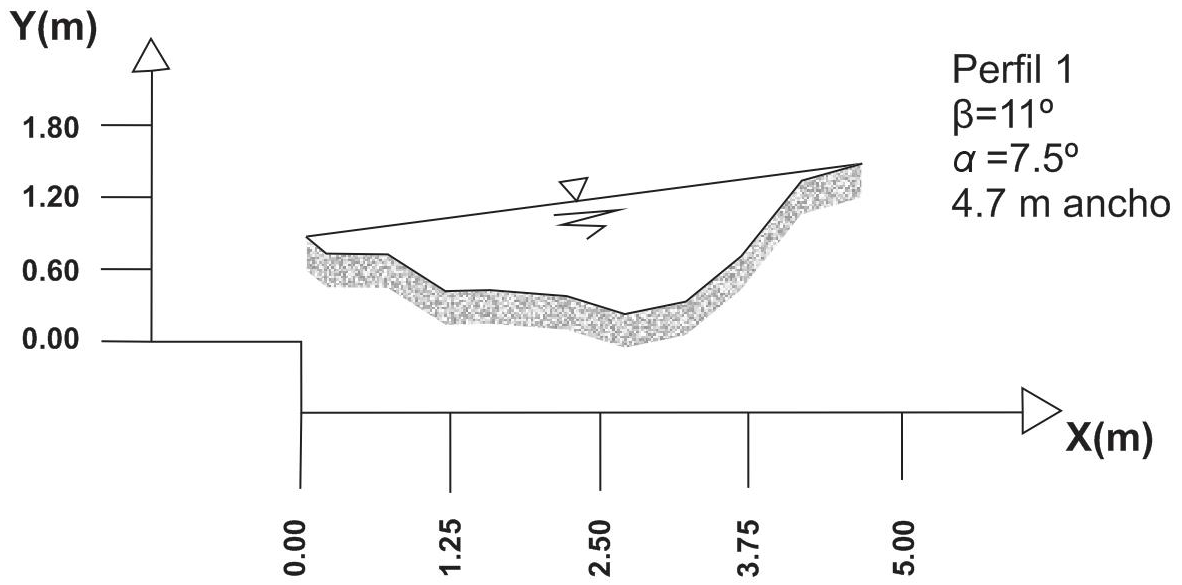


Figura 94.- Perfil 1 levantado cerca de la carreta caminando agua arriba del arroyo.

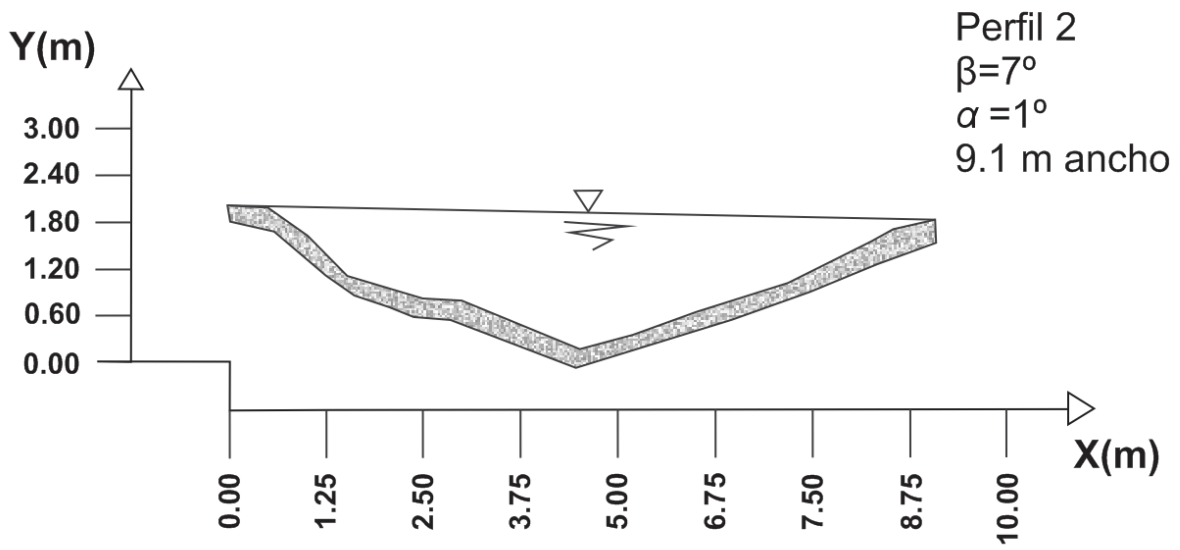


Figura 95.- Perfiles 2 levantado aguas caminando aguas arriba.

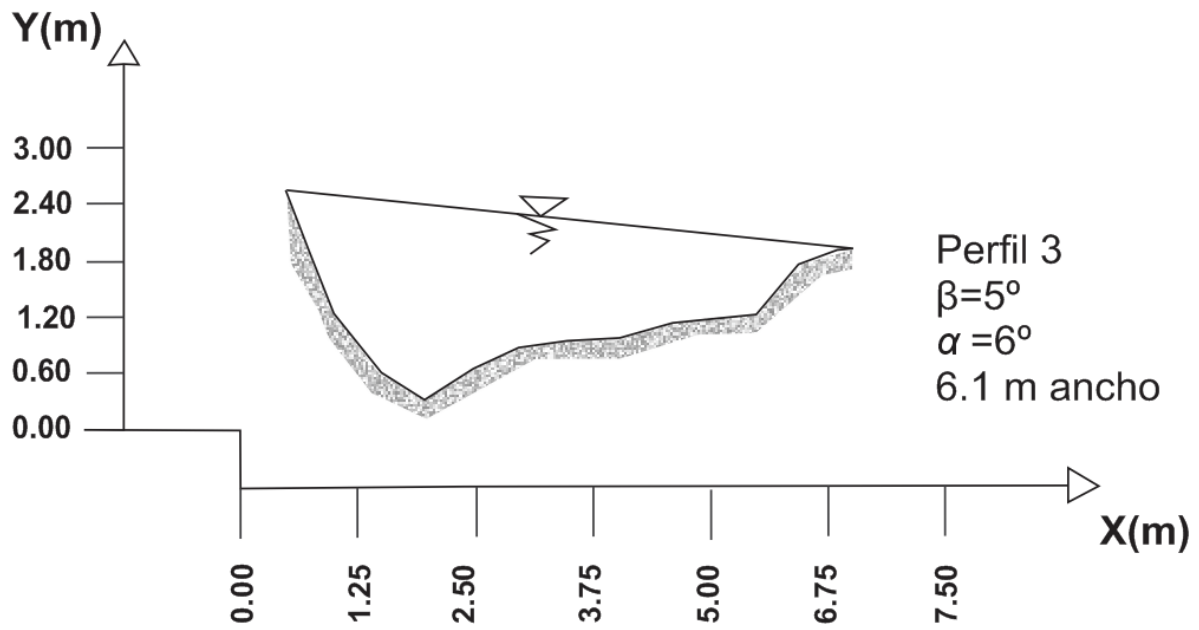


Figura 96.- Perfil 3 levantado caminando aguas arriba.

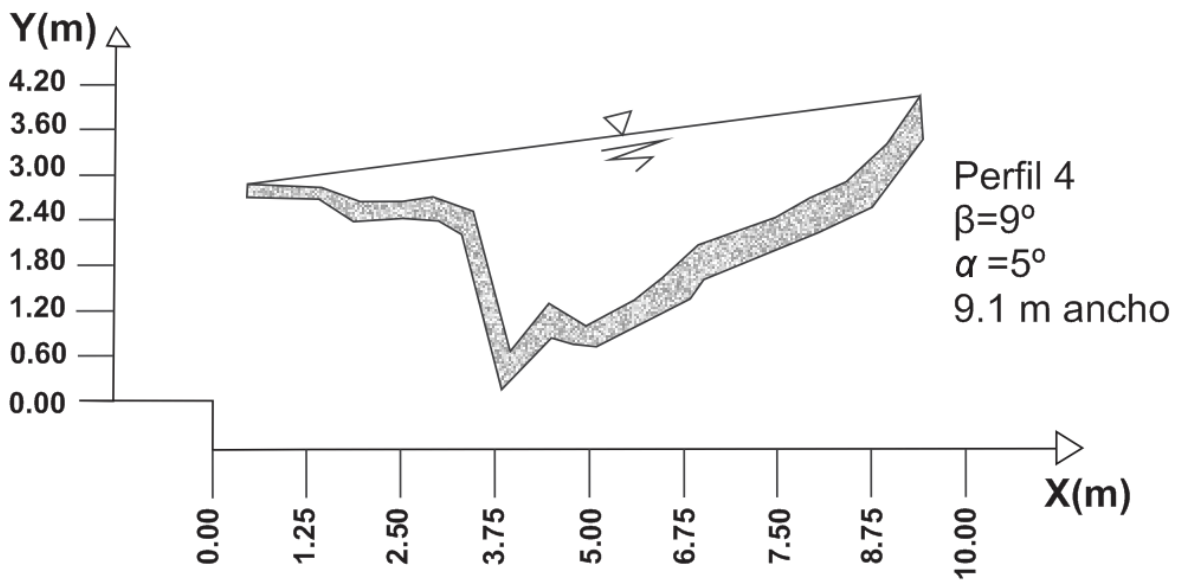


Figura 97.- Perfiles 4 levantado en la parte más alta donde se tomaron datos de sobreelevación.