



**“ESTUDIO GEOLOGICO-GEOFISICO-GEOTECNICO DEL CERRO COJITAMBO” PARA EL
DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN, ESTABILIDAD DEL TALUD, CALCULO Y DISEÑO
ESTRUCTURAL PARA EL EMPLAZAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA DEL MIRADOR
EN EL CERRO DEL COJITAMBO**

CANTON AZOGUES

REALIZADO POR: ING. FRANKLIN ORDOÑEZ.

Cuenca, Junio 2020

Contenido

1.- INTRODUCCIÓN	3
2.- OBJETIVO	3
3.- ALCANCE	4
4.- GEOLOGÍA	5
5.- GEOLOGÍA ESTRUCTURAL	7
6.- CLASIFICACIÓN GEOTÉCNICA DE BIENIAWSKI (1979) DEL MACIZO ROCOSO	8
7.- ESTUDIO GEOFÍSICO: Sísmica de refracción	13
7.1 Constantes elásticas	14
7.2 Fórmulas:	14
8.- ANÁLISIS DEL PELIGRO SÍSMICO DE LA ZONA DE ESTUDIO	15
9.- GEOTECNIA PARA CIMENTACIÓN	20
10.- FACTOR DE SEGURIDAD A DESLIZAMIENTO:	24
10.1.- Roturas por presencia de cuñas:	24
10.2.- Rotura en el cuerpo del talud.	27
11.- ANALISIS DE ANCLAJES:	28
12.- CONCLUSIONES	31

“ESTUDIO GEOLOGICO-GEOFISICO-GEOTECNICO DEL CERRO COGITAMBO” PARA EL DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN, ESTABILIDAD DEL TALUD, CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EL EMPLAZAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA DEL MIRADOR EN EL CERRO DEL COJITAMBO

1.- INTRODUCCIÓN

El GAD Provincial del Cañar, dentro de su compromiso de servicio a la colectividad busca recuperar los espacios públicos, turísticos y productivos para brindar una mejor calidad de vida a sus habitantes y a la colectividad en general, a través de la implementación de proyectos urbanos y arquitectónicos que aglomeren y articulen los diferentes usos y equipamientos partiendo de su radio de influencia inmediata y proyectándose a nivel local, cantonal, provincial y nacional.

Esto se verá reflejado con la construcción del proyecto Turístico del CERRO DEL COJITAMBO que planteará una propuesta arquitectónica – arqueológica enmarcada en la implementación de equipamientos que satisfagan necesidades básicas de información, aseo, descanso y disfrute del paisaje que brinda el cerro del Cojitambo donde se va a emplazar un mirador de cristal en la roca.

Por lo tanto para la actual administración de la Prefectura del Cañar, teniendo como objetivo el avanzar en la gestión para la ejecutar este proyecto turístico, en especial en su infraestructura del mirador de cristal en la roca, es necesario por responsabilidad y seguridad con la ciudadanía el poder profundizar los estudios realizados con anterioridad con un análisis de cimentación y estabilidad del Talud, que profundice el análisis en aspectos como del fracturamiento del macizo rocoso y su incidencia en la estabilidad de sus pendientes, análisis del factor de seguridad de las mismas y propuesta de medidas de estabilización, estos servirá para realizar un cálculo de la estructura del mirador de cristal en sus componentes de cimentación – anclajes, estructura y diseño del piso del vidrio.

2.- OBJETIVO

El presente documento presenta los resultados de las investigaciones realizadas en la zona de estudio, que se resumen en la siguiente información: Topográficos, Geológica, Geofísica y Geotécnica realizadas durante el mes de marzo del 2020

Los trabajos de campo consistieron en la realización de las siguientes investigaciones:

- Levantamientos topográficos realizados en la zona
- Levantamientos geológicos a nivel local.
- Investigaciones geofísicas, que consistieron en ensayos de tres líneas de sísmica de refracción

Dentro de los objetivos del estudio, a más de los establecidos en los TDRs son:

- Obtener y proporcionar los resultados del levantamiento topográfico taquimétrico de la zona de estudio.
- Clasificación geomecánica del macizo rocoso.
- Análisis de la resistencia y deformabilidad del macizo rocoso
- Modelación de talud(es) que presenten riesgo de movimiento
- Evaluar el factor de seguridad de los taludes
- Correlacionar los resultados proporcionados por los resultados de los ensayos de sísmica refracción con parámetros de resistencia del macizo rocoso. Definir el tipo de material de acuerdo a los requerimientos de la NEC 15 para el análisis sismo resistente.

3.- ALCANCE

El estudio pretende determinar las principales estructuras geológicas presentes en el área del proyecto, esto es formaciones geológicas, morfología, riesgo a desencadenar deslizamiento mediante estereográfico del diaclasamiento con respecto al talud, factores de seguridad de las pendientes naturales.

En cuanto al estudio geotécnico, se trata de establecer las principales propiedades mecánicas de los materiales de subsuelo, esto es los parámetros de esfuerzo cortante etc.

Ubicación de la zona en estudio y vía de acceso

La zona en estudio pertenece a la parroquia que lleva el nombre del cerro, y que se encuentra ubicada a 10 kilómetros al oeste de la ciudad de Azogues en la Provincia del Cañar. Al sitio se puede acceder por varias vías, siendo la principal ruta por la vía E35 o vía rápida Azogues-Descanso.

El objetivo del estudio En la zona del proyecto, está relacionado con la descripción de los componentes geológico, geomorfológico, geofísico e hidrológico del sector, que se localiza dentro de la poligonal limitado por las coordenadas que se observan en la tabla 1.

CONFIGURACION DEL SISTEMA DE COORDENADAS		
SISTEMA: UTM DATUM: WGS84 ZONA. 17		
Vértice N°	Este	Norte
V1	734735	9694915
V2	734687	9694881
V3	734737	9694742
V4	734671	9694691
V5	734731	9694618
V6	734829	9694774

Tabla 1.- Coordenadas del perímetro de ubicación del proyecto

En la figura 1 que corresponde a una imagen obtenido de Google Earth, se observa la ubicación de la zona en estudio.



Figura 1.: Ubicación zona del estudio.

4.- GEOLOGÍA

4.1 Metodología Aplicada

Para realizar el análisis de los componentes geológicos: geología histórica, hidrología y geomorfología se utilizó el siguiente esquema de trabajo

a) Revisión de la información bibliográfica

Recopilación, análisis y discriminación de información: bibliográfica, cartográfica, fotográfica válida existente, como.

- Mapa Geológico del Ecuador, escala 1:1.000.000
- Mapa Tectónico Metalogénico del Ecuador; escala 1:1.000.000
- Mapa Geológico del Ecuador, Hoja de Azogues. Escala 1:100.000
- Geología del Ecuador, Sauer, W.
- Geología del Ecuador, Nuñez Del Arco, E.
- Estudio PRECUPA.
- Estudio de suelos del proyecto. Suelotec año 2016

b) Levantamiento de campo

El levantamiento de la información topográfica, geológica y geomorfológica se realizó en el mes de marzo, las visitas de campo tenía como finalidad confirmar los datos que se obtuvieron de la consulta bibliográfica además de establecer un punto de vista particular de la situación del sitio del de emplazamiento del proyecto, lo cual permitirá

de manera clara establecer las relaciones geológicas y morfológicas del sector; las visitas se realizaron siguiendo los alineamientos de la ruta de acceso a la cumbre del cerro y de las zonas adyacentes al mismo.

Durante las visitas de campo se procedió a realizar medidas de los datos estructurales del diaclasamiento del macizo rocoso, análisis de las diferentes litologías que afloran, y ensayos de sismica refracción.

Estos ensayos geofísicos consistieron en tres líneas sísmicas de 33 metros de longitud, ubicados en la cumbre del cerro y en las faldas aledañas a ella.

4.2 Marco Geológico

La zona de estudio corresponde a un domo andesítico que sobresale sobre el paisaje, vista desde el lado oriental se puede observar que presenta dos picachos, siendo el que se encuentra ubicado más hacia el sur el que presenta mayor altura. El cerro del Cojitambo también llamado Curiquingue, se encuentra ubicado al centro de lo que se conoce como la cuenca sedimentaria intramontañosa de Cuenca, que se desarrolló en un ambiente continental en dos etapas principales.

La primera etapa que correspondió a un régimen extensional en la dirección E-W que comenzó durante el Mioceno Temprano, la subsidencia en este período fue controlado por la falla denominada de Deleg-Toray. Esto dio origen para que las formaciones sedimentarias terciarias Biblián, Loyola, Azogues y parte de la Mangán, se acumularan al lado Este de la falla de Deleg sobre el graben que se había así formado.

A finales del plioceno (8.7Ma-8Ma) se produce una segunda etapa de carácter compresional en dirección E-O. dando lugar al plegamiento denominado hoy anticlinal de Biblián, que posteriormente fue cubierto en forma discordante por los volcánicos de Tarqui y LLacac.

El cerro de El Cojitambo se encuentra formado por dos elevaciones alineadas de 3070m y 3100m sobre el nivel del mar, forma un cuerpo alargado alineado en la dirección N-S que sobresale en el paisaje, se encuentra constituido por una roca volcánica que se levanta discordantemente en medio de los sedimentos terciarios del Grupo Azogues y de la Fm. Biblián este cuerpo constituye una intrusión de materiales volcánicos pertenecientes al grupo Saraguro. En muestras de mano se establece que corresponde a una andesita anfíbolita con masa fundamental microcristalina (textura afanítica) de un color gris claro, donde se distinguen los cristales de anfíboles, mica negra (biotita) y fenocristales de plagioclasas.

Los materiales sedimentarios instruidos al lado este (E) del domo corresponden a la formación Biblián y al lado oeste (O) son sedimentos pertenecientes a la formación Loyola, corresponden a la época del mioceno medio.

La formación Biblián **M_B** en el área de la intrusión principalmente lado Este, se encuentra constituida por intercalaciones de arcillolitas y areniscas conglomeráticas de color púrpura, con

manchas de color verde y tonos amarillentos.

La formación Loyola M_L ubicada al oeste del Cojitambo, se encuentra constituida por lutitas de color café oscuro con delgadas intercalaciones de limolita y yeso en planos de estratificación y discontinuidades.

5.- GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

La tectónica se refiere a las estructuras geológicas que afectan a las rocas, en la zona de estudio, existen varias de ellas unas con incidencia regional y otras que afectan directamente al sitio de emplazamiento del proyecto del Mirador.

A nivel regional se identifican a las fallas Deleg-Honorato Vásquez, Toray-Ingapirca, Falla Cojitambo, el anticlinal de Biblián, a nivel local, el mismo domo andesítico constituye una estructura geológica por si sola, la cual a su vez se encuentra afectada por el diaclasamiento producto del enfriamiento del magma al momento de la intrusión y por las fuerzas tectónicas a la que estuvo sometida en el pasado geológico.

La falla Deleg en el área del proyecto presenta un rumbo aproximado N-S, se encuentra aproximadamente a 3km de distancia al oeste del Cojitambo, afecta a los sedimentos terciarios Mangan M_N , Azogues A_Z y Loyola M_L

La falla Toray es una falla inversa o compresiva con un componente de rumbo, asociada al fallamiento del basamento rocoso metamórfico.

La falla Cojitambo es una falla local con lineamiento N-S, se divide en dos ramales uno de ellos cambia paulatinamente de dirección E-O para terminar su trazo en las rocas volcánicas al lado este de Biblián. Esta falla posiblemente sea el resultado de la transpresión local provocada por el movimiento dextral de la Falla Toray en los alrededores de Biblián, y actuó como conducto por la cual tuvo lugar a la intrusión del Cojitambo y la causante de traer a la superficie a rocas volcánicas del grupo Saraguro.

En la etapa compresiva de la cuenca, se produjo el plegamiento de los estratos terciarios, dando lugar al anticlinal de Biblián. Donde se emplaza el domo andesítico, tanto al lado norte, sur y Este de la charnela se encuentra erosionada dejando expuesta los sedimentos de la formación Biblián en cambio al oeste afloran los sedimentos de la Loyola.

El Cojitambo constituye una intrusión de andesita microcristalina fracturada. Se ha podido determinar tres familias de diaclasa en cada una de las tres estaciones definidas para el levantamiento estructural.

La estación denominada como No.1, se estableció en la cima del cerro justamente en el área destinada a la implantación del proyecto La estación No.2 al lado este adyacente a la vía de acceso y una tercera estación en el talud sur del Cojitambo. Los datos estructurales de cada uno de ellos se muestran en los siguientes cuadros.

La principal estructura presente constituye un fracturamiento posiblemente falla que coincide con la quebrada adyacente al deslizamiento con una dirección N35°E también se presenta desclasamientos, formando preferencialmente tres familias de discontinuidades, sin embargo debido al fuerte fracturamiento del macizo rocoso a consecuencia de los grandes esfuerzos tectónicos a los que han estado sometidos en el pasado geológico, son apenas diferenciables o distinguibles.

Estación No.1 coordenadas UTM WG84 X=734796; Y=9694787

FAMILIA	DIRECCION BUZAMIENTO	BUZAMENTO
Familia 1	141°	75°
Familia 2	238°	85°
Familia 3	323°	16°
Talud	73°	88°

Estación No.2 coordenadas UTM WG84 X=718460; Y=9697377

FAMILIA	DIRECCION BUZAMIENTO	BUZAMENTO
Familia 1	166°	78°
Familia 2	230°	15°
Familia 3	70°	71°
Talud	242°	42°

Estación No.3 coordenadas UTM WG84 X=718460; Y=9697377

FAMILIA	DIRECCION BUZAMIENTO	BUZAMENTO
Familia 1	100°	52°
Familia 2	150°	82°
Familia 3	238°	30°
Talud	104°	88°

6.- CLASIFICACIÓN GEOTÉCNICA DE BIENIAWSKI (1979) DEL MACIZO ROCOSO

De los recorridos efectuados, así como de las mediciones de ángulos de dirección de buzamiento, buzamientos de los afloramientos rocosos y sus discontinuidades, se procedió a realizar la clasificación mecánica del macizo rocoso mediante la metodología propuesta por Bieniawski RMR (Rock Mass Rating) y con la modificación planteada por el profesor Dr. Manuel Romana Ruiz (1997) denominado Slope Mass Rating utilizado desde el año 1985 para caracterizar taludes excavados en roca.

El sistema de valoración de los macizos rocosos, RMR (Rock Mass Rating), se presenta a continuación.

UNIDAD LITOLOGICA			Andesitas Cojitambo			
EVALUACION DE LA CALIDAD DEL MACIZO ROCOSO, CLASIFICACION RMR						
UBICACIÓN :		CORONA				
	Parámetros		Valor	Unidad	Puntaje	
1	Resistencia a la compresión simple		80	Mpa.	7	
2	RQD		25	%	8	
3		Separacion entre diaclasas	0,19	m	8	
4	ESTADO DE LAS DISCONTINUIDADES	Longitud	6	m	2	
		Abertura	5	mm	1	
		Rugosidad	Ligeramente rugosa	caract.	3	
		Relleno	Duro	caract.	2	
		Alteración	Moderada	caract.	3	
5		Agua en las juntas	Ligera	lts/min	10	
SUMA DE COMPONENTES 1 A 5			RMR			44
6		Corrección por orientación de las juntas (Taludes)	Favorables	caract.	0	
6		Corrección por orientación de las juntas (Cimentaciones)	Desfavorables	caract.	-2	
		VALORACION RMR para analisis de taludes			44	
		VALORACION RMR para analisis de cimentacion			42	
CLASIFICACION PARA ANALISIS DE TALUDES				MALA	iV	
CLASIFICACION PARA ANALISIS DE CIMENTACIONES				MALA	iV	

Clasificación Geomecánica según BIENAWSKI, 1989. RMR. (Tomado y modificado de GONZÁLEZ ET AL., 2012).

CLASIFICACION GEOMECAÁNICA DE TALUDES						
Factores de Ajuste por orientación de las Juntas (F1; F2;F3)						
Caso		Muy favorable	Favorable	Normal	Defavorable	Muy desfavorable
P	$ \alpha_j - \alpha_s $	$> 30^\circ$	$30^\circ - 20^\circ$	$20^\circ - 10^\circ$	$10^\circ - 5^\circ$	$< 5^\circ$
T	$ \alpha_j - \alpha_s - 180^\circ $					
P/T	F ₁	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
P	$ \beta_j $	$< 20^\circ$	$20^\circ - 30^\circ$	$30^\circ - 35^\circ$	$35^\circ - 45^\circ$	$> 45^\circ$
	F ₂	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
T	F ₂	1	1	1	1	1
P	$\beta_j - \beta_s$	$> 10^\circ$	$10^\circ - 0^\circ$	0°	$0^\circ - (-10^\circ)$	$< -10^\circ$
T	$\beta_j + \beta_s$	$< 110^\circ$	$110^\circ - 120^\circ$	$> 120^\circ$	--	--
P/T	F ₃	0	-6	-25	-50	-60

FACTOR DE AJUSTE POR EL METODO DE EXCAVACION						
Método	Talud natural	Precorte	Voladura Suave	Voladura o excavación mecánica	Voladura deficiente	
F ₄	+15	+10	+8	0	-8	
Clases de estabilidad						
CLASE	V	IV	III	II	I	
SMR	0-20	21 - 40	41 - 60	61 - 80	81 - 100	
Descripción	Muy Mala	Mala	Normal	Buena	Muy Buena	
Estabilidad	Totalmente inestable	Inestable	Parcialmente estable	Estable	Totalmente estable	
Tipo de rotura	Grandes roturas por planos continuos o por masa	Juntas o grandes cuñas	Algunas juntas o muchas cuñas	Algunos bloques	Ninguna	
Tratamiento	Reexcavación	Corrección	Sistemático	Ocasional	Ninguno	
P: Rotura plana	α_s dirección del talud		β_s buzamiento del talud			
T: Rotura por vuelco	α_j dirección de las juntas		β_j buzamiento de las juntas			

Clasificación Geomecánica según BIENAWSKI, 1989. RMR. (Tomado y modificado de GONZÁLEZ ET AL., 2012).

Aplicando la metodología planteada por Romana, se obtiene la siguiente clasificación SMR para el talud:

FAMILIA DE JUNTAS	1	2	3
α_s dirección del talud	73	73	73
α_j dirección de las juntas	141	241	228
β_s buzamiento del talud	90	90	90
β_j buzamiento juntas	79	82	15
$ \alpha_j - \alpha_s $	68	168	155
$\beta_j - \beta_s$	-11	-8	-75
F1	0,15	0,15	0,15
F2	1,00	1,00	1,00
F3	-50,00	-60,00	-60,00
F4	15,00	15,00	15,00
F1XF2XF3+F4	7,50	6,00	6,00
RMR	44,00	44,00	44,00
SRM	52,00	50,00	50,00
CLASIFICACION	III	III	III

6.1 Criterio empírico de Hoek y Brown

El criterio original de Hoek y Brown fue desarrollado en 1980 el mismo que está orientado a explicar el comportamiento previo a la rotura de todo tipo de rocas.

Este criterio es totalmente empírico, pero se basa en la amplia experiencia de los autores en numerosos proyectos. Este criterio fue modificado en 1988 y 1992; en su revisión más moderna, responde a la expresión:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a$$

Donde:

- σ_c = Resistencia a la compresión simple.
- m = Parámetro relacionado con la naturaleza friccionante del terreno.
- s, a = Constantes que dependen de la naturaleza del terreno.

Los parámetros m , s y a del macizo rocoso han sido determinados mediante las siguientes expresiones:

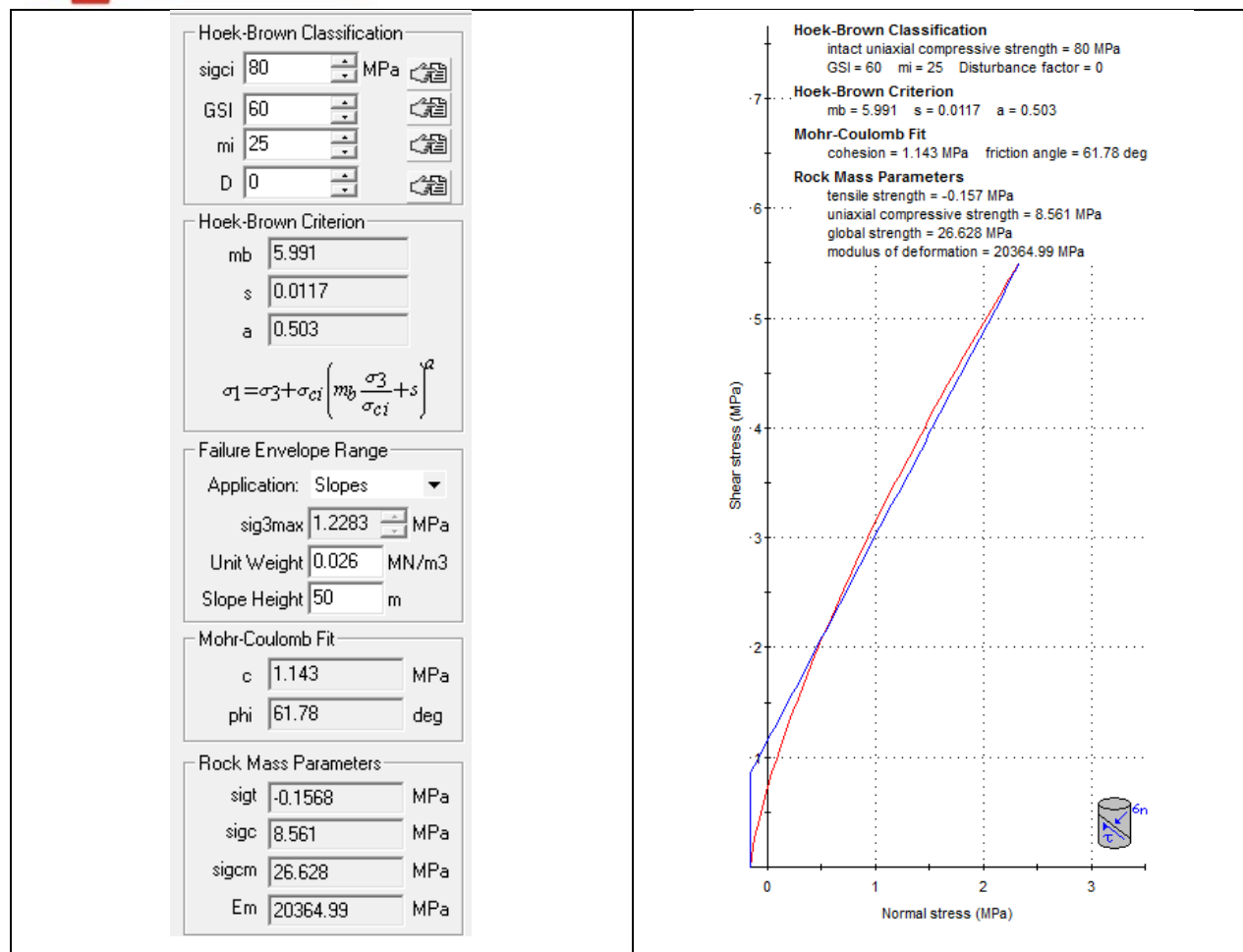
$$m = m_i e^{\left[\frac{GSI-100}{28} \right]}$$

$$s = e^{\left[\frac{GSI-100}{9} \right]}$$

$$a = 0.502$$

Donde:

- m_i = Es un parámetro dependiente de la litología de la roca. Este valor lo tomamos de los valores propuestos por Hoek et. al 1998.
- GSI = Valor sustituido del RMR (Hoek et. al 1998).
- RMR = Índice de Bieniawski correspondiente al macizo rocoso.



GSI	Angulo de fricción (°)	Cohesión (MPa)
60	61.78	1,143

6.2 Parámetros de resistencia de las discontinuidades.

Para la determinación de los parámetros en corte de las discontinuidades, se utilizó el criterio de Barton (2002) que ha demostrado que los valores de rugosidad y alteración de las discontinuidades están relacionados con los valores de ángulo de fricción:

$$\phi = \tan^{-1} \left(\frac{J_r}{J_a} \right)$$

Donde:

Jr Índice de rugosidad de la discontinuidad
Ja Índice de alteración de la discontinuidad

De acuerdo a las observaciones y mediciones de campo de campo, los parámetros determinados para las discontinuidades son:

Jr = 2 que corresponde a juntas lisas onduladas

Ja = 3 corresponde a relleno de la junta limoso o areno arcilloso con un ángulo de fricción residual en el rango de 20° a 25°

$$\phi = \tan^{-1}\left(\frac{2}{3}\right) = 33.7$$

7.- ESTUDIO GEOFÍSICO: Sísmica de refracción

La sísmica de refracción es un método de prospección no destructivo utilizado para determinar fronteras sísmicas entre los estratos o materiales geológicos con propiedades físicas diferentes. Geométricamente estas fronteras pueden ser horizontales, sub-horizontal, sinusoidales e inclinadas. Físicamente los materiales pueden tener variada litología, contextura, estructura, estado de saturación, grado de alteración, etc., lo que determina la variación de sus propiedades físicas.

Las fronteras sísmicas serán definidas de acuerdo al cambio de las propiedades sísmicas de los materiales (en el presente caso de la velocidad longitudinal o compresional), donde se produce el fenómeno de la refracción total y que constituye la base de la teoría física del método.

El método de prospección es indirecto y consiste en generar un campo sísmico artificial mediante la detonación de una carga explosiva o por golpes de martillo y medir los tiempos que las ondas emplean en llegar a los receptores o geófonos, distribuidos en la superficie del terreno en un dispositivo conocido como base o perfil sísmico. Si determinamos en superficie los tiempos de llegada de las ondas refractadas de las diferentes fronteras en profundidad, practicaremos el método de la sísmica de refracción y representando gráficamente en coordenadas (x, y) los tiempos de llegada de las primeras ondas longitudinales en función de la distancia en el terreno, se obtiene un conjunto de curvas tiempo-distancia conocidas como dromocronas y/o dromocrónicas.

Las dromocrónicas son la base gráfica que permite determinar, mediante varios métodos de interpretación, los espesores de las capas y las velocidades longitudinales que las caracterizan, los cuales se detallan en la sección geofísica.

El principio físico de la sísmica de refracción debe cumplir ciertos requisitos, uno de ellos (el principal) consiste en que, en el subsuelo se produzca un incremento de la velocidad complexional con la profundidad, de acuerdo al incremento de las condiciones de compacidad o consistencia en suelos, menor fracturación o alteración en rocas (a menor velocidad mayor alteración y fracturamiento de la roca), condición que permite la refracción total para la utilización del método indicado.

Para el presente proyecto se realizaron 300m lineales de líneas sísmicas distribuidas de la siguiente manera:

Cuatro líneas sísmicas de 33m a lo largo del tramo de vía comprometido adyacente al deslizamiento.

Dos líneas sísmicas en el talud una de 120m ubicada en dirección transversal a eje de la vía en la abscisa 0+383 y otra paralela a la vía de 48m lineales.

La ubicación geográfica de la línea sísmica se sistematiza en el siguiente cuadro:

PERFIL SISMICO	LONGITUD (m)	COORDENADAS			
		INICIO X	INICIO Y	FIN X	FIN Y
LS-1	33	718252	9697454	718275	9697427
LS-2	33	718307	9697405	718278	9697427
LS-3	33	718346	9697366	718318	9697387

Tabla No.8: Ubicación geográfica de las líneas sísmicas efectuadas

7.1 Constantes elásticas

El sistema de interpretación consiste en determinar las velocidades verdaderas longitudinales con la ayuda de la dromocronas de ida y vuelta.

Las velocidades longitudinales son fácilmente medidas y se identifican sobre los sismogramas como las primeras llegadas de velocidad.

La experiencia ha demostrado que la velocidad transversal es mucho más sensible que la velocidad longitudinal al estado de alteración o fisura miento de los materiales, es por esto que, en la mayoría de casos no se las determina fácilmente las Vs, se las establece por tablas, nomogramas o relaciones experimentales.

Una vez conocidas las velocidades Vp y Vs se calcularon los coeficientes dinámicos y estáticos de los suelos y rocas.

7.2 Fórmulas:

Las fórmulas empleadas para el presente cálculo, se obtuvieron del Simposium de autores, Rusos, Japoneses y Mexicanos.

Relación de Poisson

$$\mu = \frac{1 - 2 \left(\frac{V_s}{V_p} \right)^2}{2 - 2 \left(\frac{V_s}{V_p} \right)^2}$$

Peso unitario

$$\delta = 0.01516.V_p^{1/2} + 1.30 \quad \text{gr/cm}^3$$

Módulo de Young

$$E_D = V_p^2 \delta \frac{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}{1 - \mu}$$

CORRELACIÓN CON N_{SPT}

$$N = 0.0284V_p.$$

$$\phi = \text{Angulo de rozamiento interno } \phi = (20 N)^{0.5} + 15$$

RESULTADOS DE LA INTERPRETACION DE REFRACCION SISMICA EN EL CUERPO DEL TALUD

PERFIL	CAPA	Espesor m	V_p m/s	V_s m/s	μ	ρ ton/m ³	E dinam. Kg/cm ²	E esta. Kg/cm ²
1	Horizonte A	10	991,2	495,6	0,333	1,78	11867	593
	Horizonte B	>1020	2653,3	1560,8	0,235	2,08	127681	6384

A continuación se presenta los valores correlacionados de la velocidad de compresión V_p , a parámetros de resistencia del suelo

CORRELACION DE V_p A PARAMETROS DE RESISTENCIA DEL MATERIAL DE LA VIA

PERFIL	CAPA	Espesor m	N_{SPT}	ϕ
1	Horizonte A	10	21	36
	Horizonte B	>1020	50	47

8.- ANÁLISIS DEL PELIGRO SÍSMICO DE LA ZONA DE ESTUDIO

El estudio del peligro sísmico guarda relación entre los parámetros de movimiento de suelo y su periodo de recurrencia; sin embargo, desde el punto de vista ingenieril, lo que interesa es conocer además los niveles de aceleración, velocidad y desplazamiento esperados en los diferentes sitios del área de estudio.

El peligro sísmico representa la probabilidad de que un valor dado de intensidad sísmica (aceleración, velocidad o desplazamiento), sea excedido en un lugar durante un periodo de tiempo determinado. Para obtener las intensidades sísmicas esperadas se usan dos

metodologías, el método probabilístico y el determinístico, existiendo además metodologías intermedias que se ubican entre los métodos citados.

En el mapa de Sismicidad del Ecuador, se observa una acumulación de sismos superficiales por encima de la línea de latitud 1°, debido posiblemente a la mayor inclinación de la placa oceánica. En cambio, por debajo de esta latitud la sismicidad es más dispersa y sobre todo profunda, lo que implica que a pesar de ser una zona altamente sísmica no se tengan consecuencias catastróficas, esto implica que la región austral y sur del país tenga una actividad sísmica moderada debido a la mayor profundidad de los sismos.

De acuerdo a los estudios de regionalizaciones sísmicas, se puede concluir que todos coinciden con las tres regiones que tiene el territorio nacional, la diferencia está que, en cada una de ellas la subdivisión tiende a diferenciarse. En definitiva, se puede decir que la primera región abarca la zona de subducción, la cordillera costera y la cuenca arco fosa, en definitiva, la Costa; en la zona donde comienza la subducción los sismos son superficiales, con profundidades menores a los 60 Km. y que aumentan la profundidad a medida que la placa penetra en el continente.

Una segunda región corresponde al arco volcánico que comprende las cordilleras andinas y las diversas cuencas que se forman en su estructura; aquí los sismos son de profundidad intermedia, existiendo también sismos superficiales producto del fallamiento debido al levantamiento de los Andes. Una tercera gran región corresponde al cinturón trasarco, con sismos que tienen profundidades mayores a los 150 Km. también se tiene sismicidad superficial hacia el sur de los 2°.

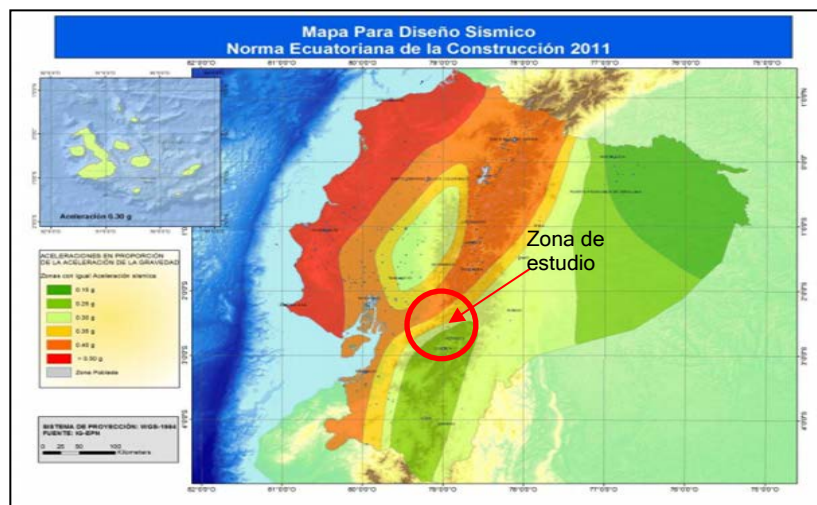
El área de estudio se encuentra ubicado en la zona sismogénica II. En la siguiente tabla se puede observar los valores de la zonificación sísmica.

Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

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

Fuente: NEC. (2015). NEC-SE-DS-Peligro Sísmico.

Para la determinación del valor de la aceleración sísmica de diseño, se ha utilizado el mapa de peligros sísmicos elaborado en el año 2011, para ser incorporado al Código Ecuatoriano de la Construcción NEC 2015.



Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.
Fuente: NEC. (2015). NEC-SE-DS-Peligro Sísmico.

De acuerdo a este documento, el valor recomendado por la NEC-15 es de 0.25g, por lo que para este informe se asume el valor dado por el código ecuatoriano.

Para los análisis de estabilidad por métodos pseudoestáticos para muros y taludes se recomienda emplear un coeficiente sísmico igual a 0.60 NEC 15 de la aceleración máxima del terreno (PGA).

Para el análisis sísmo resistente de las obras proyectadas el tipo de suelo se definirá de acuerdo a la siguiente tabla:

Clasificación de los perfiles de suelo.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50.0$ $\bar{S}_u \geq 100 \text{ KPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2)$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$\bar{V}_s < 180 \text{ m/s}$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $\bar{S}_u < 50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2)$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista (Ver 2.5.4.9). Se contemplan las siguientes subclases: F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H >7.5 m con índice de Plasticidad IP >75) F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H >30m) F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte. F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Norma Ecuatoriana NEC-15 capítulo 2 PELIGRO SISMICO Y REQUISITOS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE

Los parámetros que se utilizan para definir el tipo de perfil de suelo con base en los 30 m superiores del mismo son:

La velocidad promedio de la onda de cortante en los 30 m superiores, **Vs30**, en m/s.

El número medio de golpes del ensayo de penetración estándar para el 60% de la energía teórica, **N60**, a lo largo de todo el perfil, realizando ensayos en muestras tomadas a intervalos de 1.5 m hasta llegar al estrato estable (con $N60 \geq 100$ y confirmado al menos 4 metros de potencia).

Cuando se trate de considerar por separado los estratos no cohesivos y los cohesivos del perfil, para los estratos de suelos no cohesivos se determinará el número medio de golpes del ensayo de penetración estándar, **Nch** y para los cohesivos la resistencia media al corte

obtenida del ensayo para determinar su resistencia no drenada, **Su**, en kPa. Además, se emplean el Índice de Plasticidad (**IP**) y el contenido de agua en porcentaje, **w**.

Para la determinación del tipo de perfil del suelo, se debe evaluar mediante ponderación la magnitud de la onda de cortante para cada uno de los horizontes sísmicos determinados en los ensayos de sísmica refracción, para lo cual se emplea la siguiente expresión.

$$V_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{V_{si}}}$$

Donde

V_{si} Velocidad media del estrato i

d_i Espesor del estrato i

Además:

$$\sum_{i=1}^n d_i = 30m$$

Para el emplazamiento del proyecto se ha determinado el valor de V_{S30} conforme al siguiente cuadro:

ESTRATO i	ESPESOR DEL ESTRATO (m)	V _{si} m/seg	d _i /V _{si}
1	10,00	495,6	0,0202
2	20,00	1560,8	0,0128
V_{S30}	30,00	909,3	0,0330
SUELO TIPO "B"			

Según el Valor de V_{S30}, el suelo analizado se caracteriza como tipo "B"; por lo tanto el factor de amplificación "Fa" será 1.00 para la zona sísmica Z=II

Para la determinación del coeficiente sísmico horizontal Kh, a ser utilizados para el análisis seudoestáticos en la evaluación de la estabilidad de taludes en corte, se ha empleado la siguiente expresión:

$$a_{max} = Z \cdot Fa$$

$$kh = 0.6(a_{max})/g$$

Dónde:

K_h = coeficiente sísmico horizontal.

a_{max} = aceleración máxima horizontal.

Z = factor de zona (para su determinación véase tabla 8.1).

F_a = factor de amplificación o reducción dinámica asociado a cada tipo de suelo de acuerdo al requerimiento a la NEC 15.

Tipo de suelo y factores de sitio F_a .

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Fuente: NEC. (2015). NEC-SE-DS-Peligro Sísmico.

Con esto procedemos a calcular el factor de aceleración del espectro de respuesta sísmica S_x :

$$a_{max} = Z * F_a = 0.25 * 1.0 = 0.25$$

Y a continuación definimos el coeficiente horizontal de sismo de la zona de estudio:

$$k_h = 0.6 * ZF_a = 0.6 * 0.25 = 0.15$$

9.- GEOTECNIA PARA CIMENTACIÓN

Para el cálculo de la capacidad de carga admisible en roca, se ha considerado el criterio de Serrano y Olalla, partiendo de la simplificación que el maciso rocoso es homogéneo e isotrópico.

El método considera el criterio de carga de hundimiento:

$$P_H = \beta(N_\beta - \zeta)$$

β Módulo de resistencia del macizo rocoso

ζ Coeficiente de tenacidad

N_β Coeficiente de carga

$$\beta = \frac{m\sigma_c}{8} = \frac{m_i\sigma_c}{8} e^{\left[\frac{RMR-100}{28}\right]}$$

$$\zeta = \frac{8s}{m^2} = \frac{8}{m_i^2} e^{\left[\frac{RMR-100}{25.2}\right]}$$

N_β Es función de la inclinación del terreno, de la inclinación de la carga y de la sobrecarga externa normalizada actuando alrededor de la cimentación.

$$\sigma_{01}^* = \frac{\sigma_1}{\beta} + \zeta$$

$$\sigma_1 = \gamma H$$

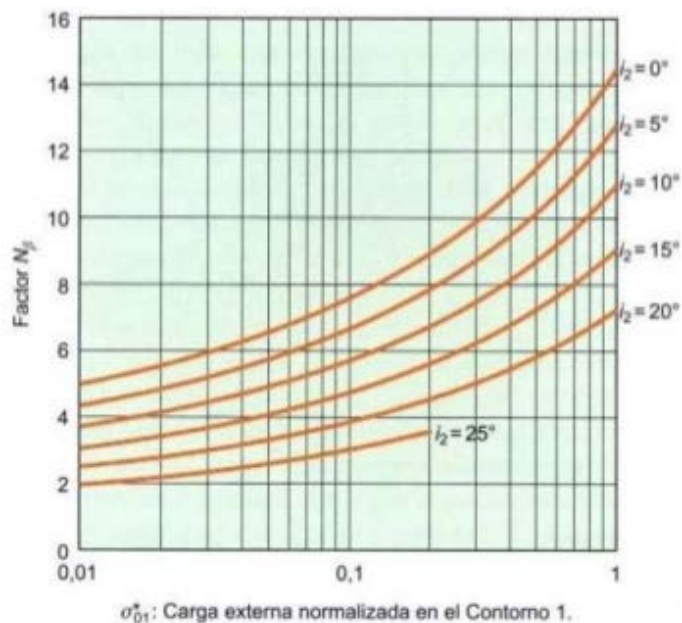
σ_1 Carga externa

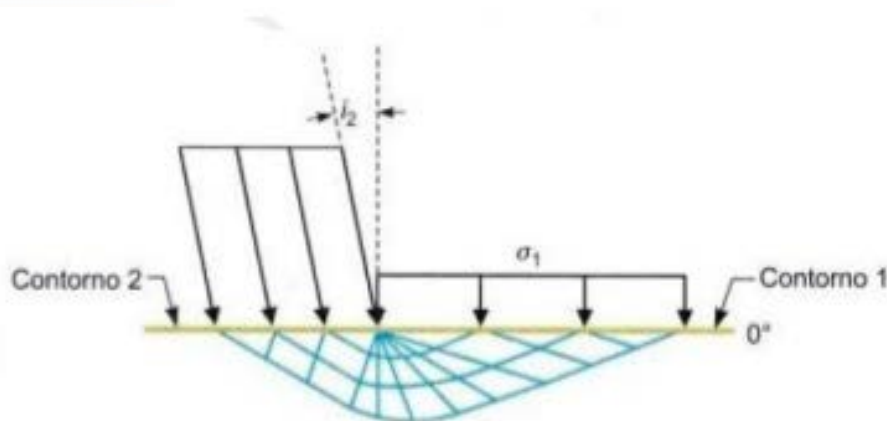
γ Peso unitario

H Altura del terreno por encima del nivel de cimentación

$$\beta = \frac{25 \cdot 80}{8} e^{\left[\frac{60-100}{28}\right]} = 59.91$$

$$\zeta = \frac{8}{25^2} e^{\left[\frac{60-100}{25.2}\right]} = 0.00261$$





$$\sigma_1 = 26 \times 1,0 = 26,0 \text{ Kn/m}^2 = 0.026 \text{ Mpa}$$

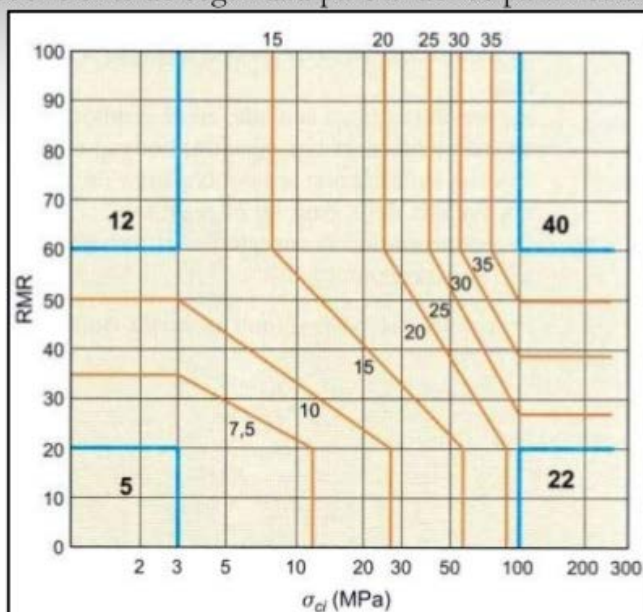
$$\sigma_{01}^* = \frac{0.026}{59.91} + 0.0026 = 0.0030$$

$$P_H = 59.91(5 + 0.003) = 299.73 \text{ Mpa}$$

Para determinar la capacidad admisible para la cimentación, el valor de P_H se debe dividir para un factor de seguridad igual a $F = F_p \cdot F_m$

CARGA ADMISIBLE DE CIMENTACIONES EN ROCA BASADA EN EL CRITERIO DE ROTURA NO LINEAL

El coeficiente de seguridad parcial de los parámetros, F_p :



COEFICIENTE DE SEGURIDAD PACIAL F_m

Compresión simple σ_c MPa	Fm
$\sigma_c > 100$	5 a 8
$12.5 < \sigma_c < 100$	1 a 5
$\sigma_c < 12.50$	1
$F = F_m * F_p$	

$$Q_u = \frac{299.73}{25 * 3.2} = 3.747 \text{ Mpa}$$

Este valor se deberá reducir por su proximidad al talud, para lo cual se ha considerado el método francés que considera la reducción de la capacidad admisible por factores de inclinación de carga, inclinación de talud, profundidad de desplante y proximidad al borde del talud

Orden	δ°	PH Mpa	Qu Mpa	i δ	Mpa	Kg/cm ²
1	0	299.73	3.75	0.20	0.749	7.35
2	5	251.80	3.15	0.15	0.472	4.63
3	10	227.84	2.85	0.10	0.285	2.79
4	15	179.91	2.25	0.10	0.225	2.21
5	20	149.95	1.87	0.10	0.187	1.84

Capacidad soportante juntas

B =	1,00	[m]	$\phi =$	34,00	[°]	$\alpha =$	0,00	
L =	1,00	[m]	$\delta =$	0,00	[°]	$\gamma =$	26,00	[kN/m ³]
D =	1,00	[m]	$\beta =$	0,00	[°]	$q_v =$	0,00	[kN/m ²]
ecc.B =	0,00	[m]	$\eta =$	0,00	[°]	$q_h =$	0,00	[kN/m ²]
ecc.L =	0,00	[m]	$c =$	0,00	[kN/m ²]	FS =	3,00	
Meyerhof:			Los factores de forma			Factores de profundidad		
Nq =	29,440		Fcs =	1,707		Fcd =	1,376	
Nc =	42,164		Fqs = Fgs =	1,354		Fqd = Fgd =	1,188	
Ng =	31,146		Factor de inclinación					
			Fci = Fqi =	1		Kp =	3,537	
			Fgi =	1				

Terzaghi:						<i>Los factores de forma</i>	
Nq =	36,504	Tipo de la Cimentación Cuadrada ▼		sc =	1,3		
Nc =	52,637			sg =	0,8		
Ng =	50,594						
Capacità portante secondo Meyerhoff:							
		[kN/m ²]		[kN]		[kN/m ²]	
q _{ult} =	1882,25		q =	1882,25	Q _{amm} =	627,42	
		[t/m ²]		[t]		[t/m ²]	
q _{ult} =	191,93		q =	191,93	Q _{amm} =	63,98	
		[Kg/cm ²]		[Kg]		[Kg/cm ²]	
q _{ult} =	19,19		q =	191932,80	Q _{amm} =	6,40	

10.- FACTOR DE SEGURIDAD A DESLIZAMIENTO:

10.1.- Roturas por presencia de cuñas:

La rotura en cuña en un macizo rocoso es un tipo de deslizamiento traslacional donde interviene dos o más discontinuidades (estratificación, esquistosidad, diaclasas fallas etc.) y se dá cuando el macizo es muy resistente con discontinuidades bien marcadas.

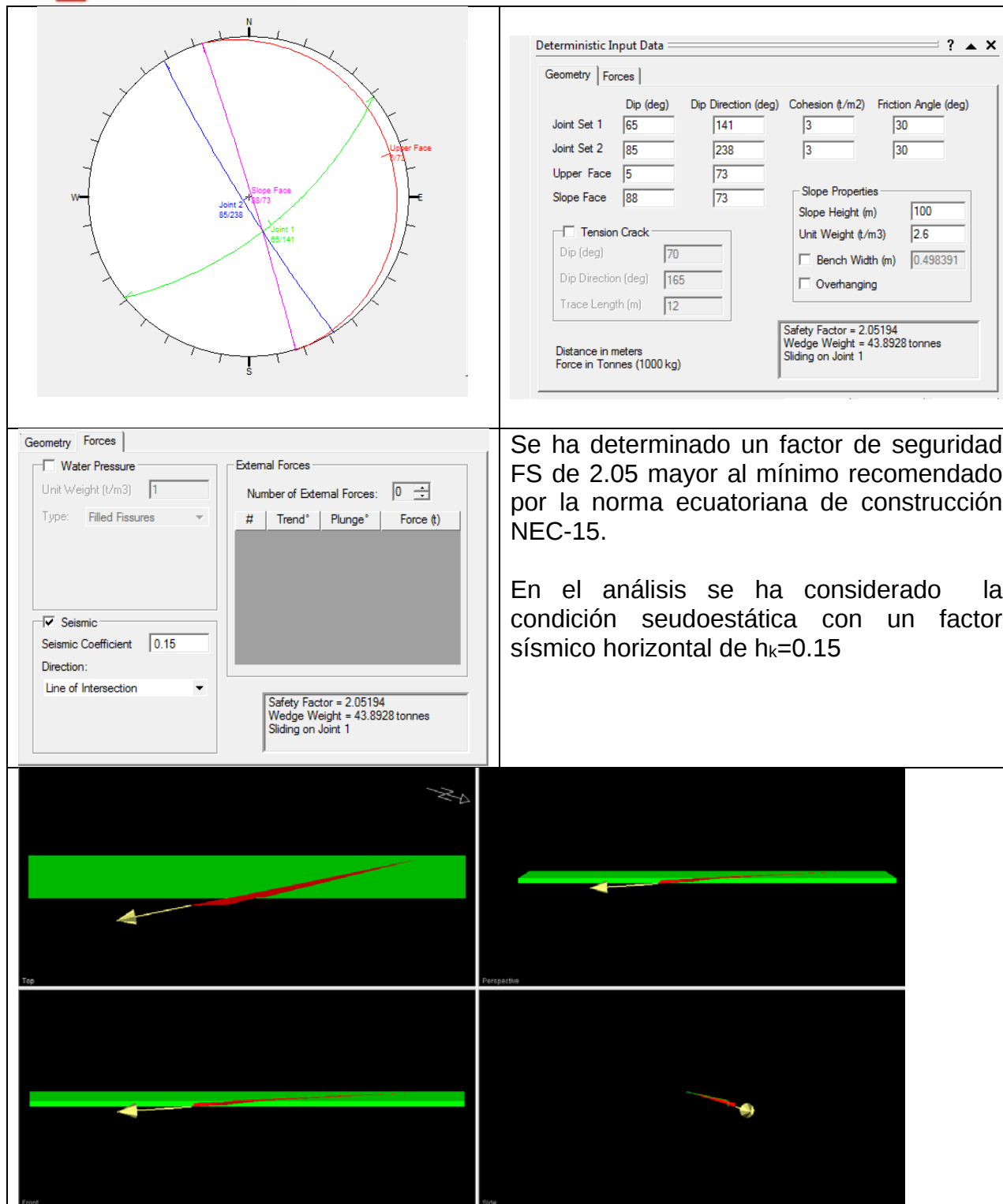
Para que se produzca un fallo en cuña, es necesario que la línea de intersección de los dos planos de discontinuidad tenga menor inclinación que el plano del talud.

El coeficiente de seguridad de la rotura en cuña, viene definido como el cociente entre la fuera que se oponen al movimiento y las que le inducen. Las fuerzas que intervienen son el peso de la cuña, empujes de agua, esfuerzo sísmico, fuerzas de anclaje, fuerzas de reacción, y fuerzas resistentes (cohesión y fricción).

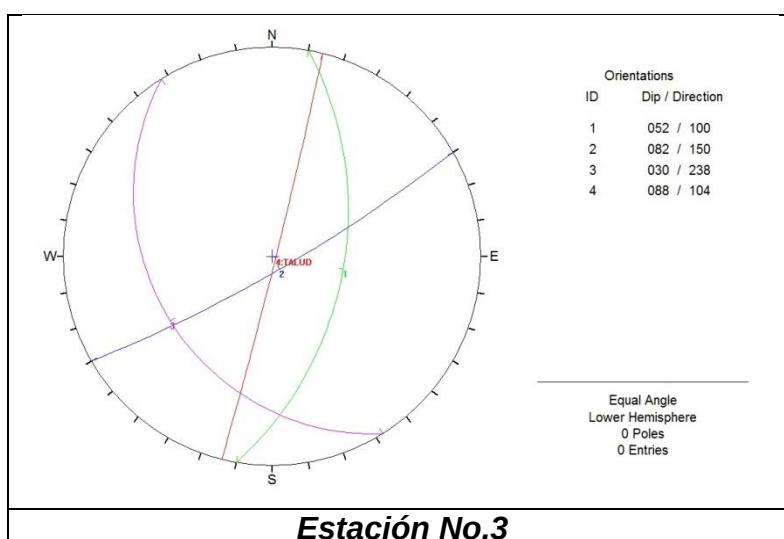
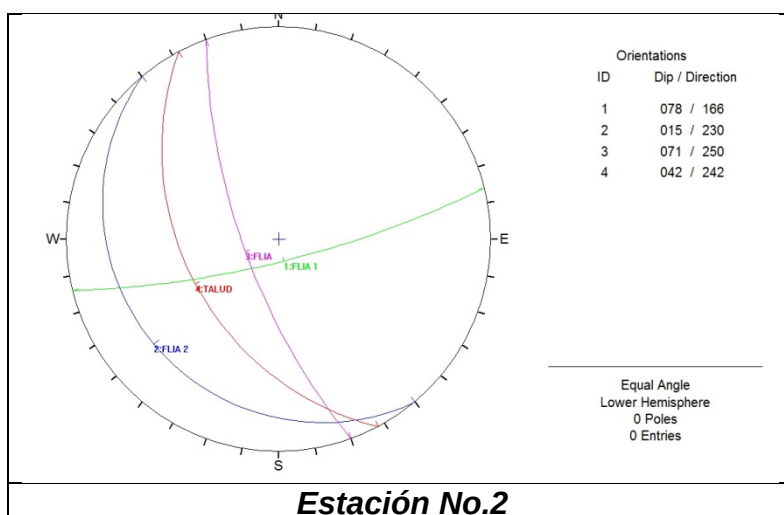
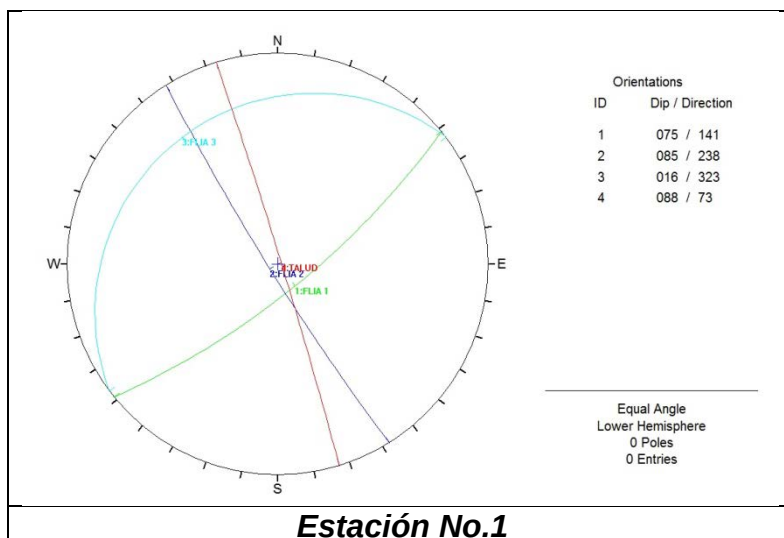
Para el análisis del factor de seguridad, se utilizó el software Swedega

Análisis de cuñas

Estación 1



Modelo estereográfico de las discontinuidades



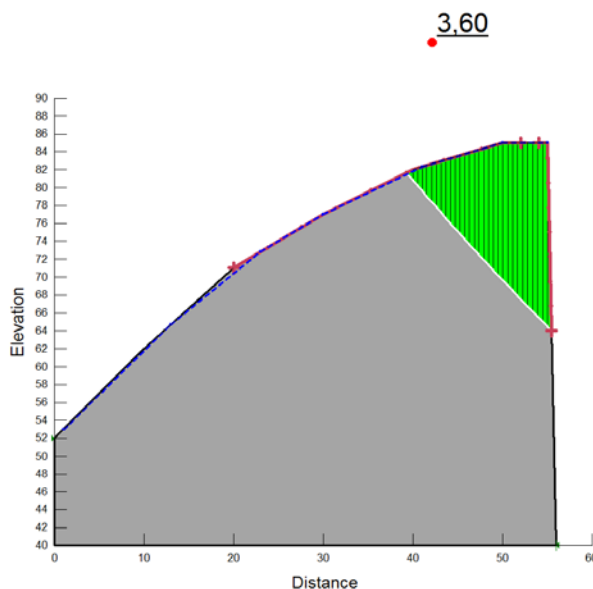
10.2.- Rotura en el cuerpo del talud.

Se procedió a evaluar el factor de seguridad del talud frontal por ser el más crítico por su pendiente subvertical y además porque sobre su corona se emplaza el proyecto. Los factores de seguridad mínimos de acuerdo al código ecuatoriano de la construcción NEC 2015 son: 1.5 para condiciones estáticas y de 1.05 para condiciones pseudoestáticas; Los factores de seguridad han sido calculados por el método de Bishop, para lo cual se utilizó el software GEOSLOPE 18, que es un programa especializado que usa la teoría del equilibrio límite para computar el factor de seguridad de los taludes.

El análisis se lo realizó en condiciones de esfuerzos efectivos, se analizaron varias secciones críticas. A más de la geometría, tres parámetros son los que mayor influencia tiene en el análisis: los valores de geotécnicos del suelo, que para el presente caso se utilizó los definidos en el numeral 6.1 de este informe que corresponde al criterio de Hoek y Brown y también al criterio de resistencia de las juntas. También se consideró una sobrecarga de 3.0 ton/m², para simular el efecto de la construcción del mirador. Se analizó únicamente la condición pseudoestática con nivel freático y sobrecarga por ser la más desfavorable para el proyecto

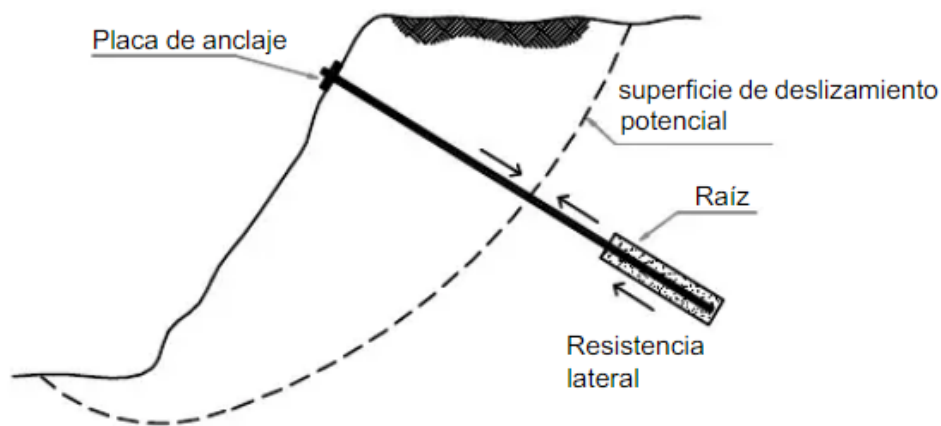
CONDICION DE ANALISIS	FACTOR DE SEGURIDAD	CUMPLE
Talud Perfil 1 para falla circular		
Seudoestático , con nivel freático y sobrecarga	3.60	SI

ANALISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD FRONTAL



11.- ANALISIS DE ANCLAJES:

Conceptualmente, un anclaje es un elemento estructural instalado en suelo o roca y que se utiliza para transmitir al terreno una carga de tracción aplicada, por lo tanto el mecanismo básico de un anclaje consiste en transferir las fuerzas de tracción que se generan en las inclusiones, hacia el suelo o la roca a través de la resistencia movilizada en la interfase entre el anclaje y el material que lo rodea



Los anclajes están compuestos básicamente por:

La cabeza del anclaje

Tendón (Longitud libre).

Raíz (Longitud de adherencia)

La capacidad de carga de un anclaje es la carga bajo la cual se agota la resistencia de cualquiera de las partes que constituyen el conjunto anclaje-roca o anclaje-suelo (por ejemplo, el macizo de suelo, la estructura flexible, ó el anclaje en sí), en consecuencia para la carga, el anclaje cesa en su función

Los anclajes en roca constituyen piezas que generan, en el contacto estructura-roca, fuerzas de compresión, en consecuencia la roca y la estructura prácticamente “se adhieren” como consecuencia del proceso. En el análisis del diseño de este tipo de anclajes, el objetivo principal es establecer y utilizar fórmulas confiables con factores de seguridad reales.

Un anclaje en roca puede fallar según uno o más de los siguientes mecanismos:

- a) Falla en la masa de roca donde se aloja el anclaje.
- b) Falla en la interfase inyección-roca.

- c) Falla en la interfase tendón-inyección.
- d) Falla del tendón de acero o falla de la cabeza

Resistencia al tiro por falla en el macizo de roca (Cono de rotura)

La evaluación de la resistencia al tiro de un anclaje se lleva a cabo para asegurar que no ocurra la falla en la masa de roca que rodea al anclaje. Para anclajes simples, se asume que la falla se desarrolla por un arrancamiento en la masa de suelo en forma de cono invertido

Verificación de la interfase inyección-roca

La resistencia al tiro del anclaje depende de la profundidad relativa de la raíz del mismo, definida como h/D , donde h es la profundidad desde la parte superior de la raíz y D es el diámetro del anclaje. Para valores de $h/D > 15$, el mecanismo de falla dominante en roca es la falla en la interfase inyección-roca. Los resultados de los ensayos indican más específicamente, que en rocas débiles, la falla ocurre en la interfase roca-inyección, mientras que en rocas duras la falla ocurre en la interfase tendón-inyección

La carga de tiro está dada por:

$$T = \pi D L \tau$$

Donde

T es la fuerza de tiro desarrollada por el anclaje

L es la longitud de la raíz,

τ es la tensión de corte de trabajo en la interfase inyección-roca

Cuando se conoce bien la resistencia al corte por medio de ensayos realizados en la masa de roca, la máxima tensión de corte de trabajo en la interfase inyección-roca no debe exceder la mínima resistencia al corte dividida el factor de seguridad (con $FS \geq 2$). Littlejohn (1977) establece que la tensión última actuante en la interfase inyección-roca se toma, usualmente como el 10% de la resistencia a la compresión uniaxial de la roca hasta un valor máximo $\tau = 42 \text{ Kg/cm}^2$.

En rocas muy afectadas, especialmente aquellas con un bajo valor del ángulo de fricción, puede considerarse que la tensión última actuante en la interfase inyección-roca, es un 25% de la resistencia a la compresión simple de la roca.

Tipo de Roca	$\tau_u \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$
Granito alterado	15 a 25
Granito sano	45 a 50
Basalto sano	40 a 45
Rocas calcáreas	13 a 20
Arenisca descompuesta	7 a 9
Arenisca sana	9 a 17
Lutita con fisuración	3 a 4

11.1.- Estructura del mirador

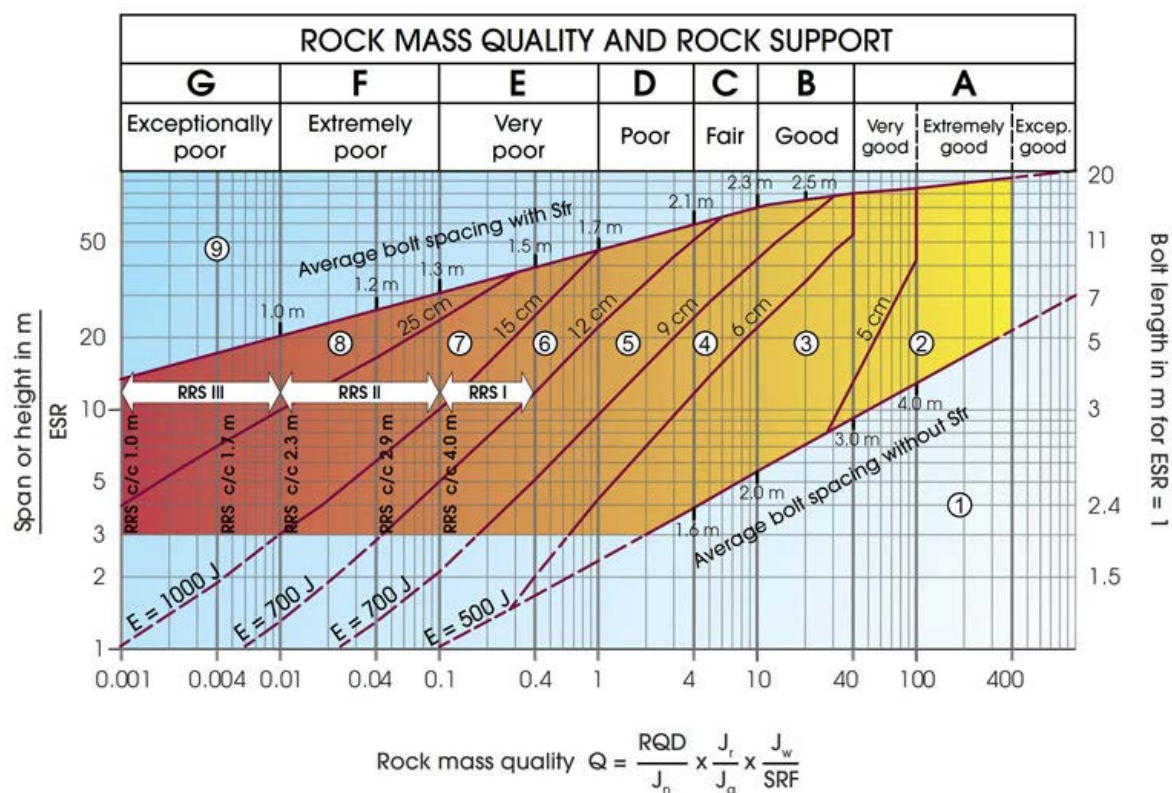
Para el diseño de anclajes que requiere la cimentación de proyecto, se ha considerado criterios de rotura del macizo rocoso y las peculiaridades geométricas del sistema.

El detalle del cálculo del anclaje se encuentra en el Anexo 2

11.2.- Para sostenimiento del talud

De acuerdo al análisis de la estabilidad del talud frontal numeral 10.2, el resultado proporcionado establece que el talud en general es estable, sin embargo se ha visto la necesidad de garantizar el estado actual a largo plazo de un bloque del macizo rocoso bajo la estructura proyectada que estará expuesta a la erosión y a la descompresión paulatina. Para lo cual se visto la necesidad de utilizar el criterio de Barton (1974) para dimensionar el sostenimiento.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF}$$





Donde:

R.Q.D. (Rock Quality Designation)

Jn: Número de familias de juntas

Jr: Rugosidad de las juntas

Ja: Meteorización de las juntas

Jw: Agua en las juntas

S.R.F. (Stress Reduction Factor)

En la expression de Q de bartón

(RQD/Jn): Tamaño de los bloques

(Jr/Ja): la resistencia al corte entre los bloques

(Jw/SRF): influencia del estado tensional

Con los datos obtenidos del levantamiento estructural del maciso, se ha determinado los siguientes valores

RQD	25
Jn	12
Jr	2
Ja	3
Jw	1
SRF	2.5
Q	0.56

Se propone proteger una altura de bloque bajo la estructura del mirador de 5m, con lo que se requerirá bulones de longitud 3m, con una capa de hormigón proyectado de 10cm con fibras. Los bulones se colocaran separados tanto en horizontal como en vertical una distancia de 1.67m

12.- CONCLUSIONES

Aspectos Geológicos

La zona de estudio corresponde a una intrusión de materiales volcánicos pertenecientes al grupo Saraguro constituido por una andesita anfíbolita microcristalina de un color gris claro, donde se distinguen los cristales de anfíboles, mica negra (biotita) y fenocristales de plagioclasas.

El domo se encuentra ubicado al centro de la cuenca sedimentaria intramontañosa de Cuenca, donde las formaciones sedimentarias terciarias Biblián, Loyola, Azogues y parte de la Mangán, se acumulan al lado Este de la falla de Deleg formando el anticlinal de Biblián.

Los materiales sedimentarios instruidos al lado este (E) del domo corresponden a la formación

Biblián y al lado oeste (O) pertenecen a la formación Loyola de edad mioceno medio.

La formación Biblián M_B en el área de la intrusión principalmente lado Este, se encuentra constituida por intercalaciones de arcillolitas y areniscas conglomeráticas de color púrpura, con manchas de color verde y tonos amarillentos.

La formación Loyola M_L ubicada al oeste del Cojitambo, se encuentra constituida por lutitas de color café oscuro con delgadas intercalaciones de limolita y yeso en planos de estratificación y discontinuidades.

A nivel regional se identifican las fallas activas de Deleg-Honorato Vásquez, con rumbo aproximado N-S, se encuentra aproximadamente a 3km de distancia al oeste del Cojitambo, afecta a los sedimentos terciarios Mangan M_N , Azogues A_z y Loyola M_L . La falla Toray es una falla inversa con componente de rumbo, asociada al fallamiento del basamento rocoso metamórfico.

La falla Cojitambo es una falla local con lineamiento N-S, se divide en dos ramales. Esta falla posiblemente sea el resultado de la transpresión local provocada por el movimiento dextral de la Falla Toray en los alrededores de Biblián, y actuó como conducto por la cual tuvo lugar a la intrusión del Cojitambo y la causante de traer a la superficie a rocas volcánicas del grupo Saraguro.

El macizo del Cojitambo presenta tres familias de diaclasa las dos primeras con buzamiento subvertical y la tercera subhorizontal, las lecturas estructurales son $N141^\circ Bz 75^\circ$; $N238^\circ Bz 85^\circ$ y $N323^\circ Bz 16^\circ$. El talud presenta una dirección $N17^\circ W Bz 88^\circ E$.

Aspectos Geotécnicos

La resistencia del macizo rocoso viene determinada por la interrelación de la resistencia de la matriz y del diaclasamiento, este último aspecto depende además de las condiciones de persistencia, abertura, relleno, drenaje y las características de aspereza de las paredes del fracturamiento.

Para la determinación de los parámetros de resistencia, se utilizó el criterio de Hoek y Brown y se obtuvo valores de $\phi=61,78^\circ$ para el ángulo de fricción y de 1.143 Mpa para la cohesión. El índice de resistencia geológica, GSI se determinó en 60 y el RMR de 49, de acuerdo a la metodología SRM aplicada a taludes propuesta por Romana este valor se determinó en 55 que corresponde a un macizo rocoso tipo III.

Los parámetros de resistencia del fracturamiento se lo ha determinado en función de la rugosidad y alteración de las paredes de las discontinuidades, para lo cual se utilizó el criterio de Barton (2002), obteniéndose un valor para el ángulo de fricción de $\phi=33.7^\circ$

La capacidad admisible para el macizo rocoso considerando los criterios de Serrano-Olalla en función de la inclinación (δ° en grados) de la carga actuante con la vertical, se lo ha determinado de acuerdo a la siguiente tabla

δ°	Kg/cm ²
0	7.35
5	4.63
10	2.79
15	2.21
20	1.84

La resultante provocada por los esfuerzos transmitidos por la superestructura sobre el macizo rocoso es favorable para la estabilidad del bloque soportante. La capacidad admisible del diaclasamiento se ha determinado en 6.40 Kg/cm², razón por lo cual será este último valor en considerado para el dimensionamiento de la cimentación

Aspectos Geofísicos

Se realizaron tres líneas sísmicas de refracción la primera LS1 se la ejecutó en la planicie adyacente al sitio de emplazamiento del proyecto, presentó dos horizontes sísmicos el primero que corresponde a los materiales de cubrición del macizo rocoso, constituido por andesitas muy fracturadas descomprimidas con velocidad de compresión V_p de 991.2m/s y un espesor de 10m, excavable a máquina con ayuda de martillos neumáticos a percusión y un segundo horizonte que corresponde a la roca andesítica menos fracturada con velocidad V_p de 2653.3 m/s excavable con explosivos.

Se procedió a correlacionar la velocidad de compresión con el índice de calidad de la roca RQD dando un valor 25% También se correlacionó la velocidad de compresión con parámetros del resistencia para el macizo dando valores de ángulo de fricción de 36° para el horizonte más superficial y de 47° para el macizo más sano.

La capacidad soportante varía de un lugar a otro y con la profundidad a cimentar; para las obras a implementar la capacidad admisible se ha determinado en 22 ton/m² a una profundidad 3m considerando el nivel actual de la vía y un ancho de cimiento de 2m.

De acuerdo a la investigación de sísmica refracción, hasta una profundidad aproximada de tres a seis metros, los depósitos presentan una velocidad de compresión V_p de alrededor de 300m/s, que corresponde a depósitos no consolidados; por debajo de este unidad sísmica se presenta otro mayormente consolidado con velocidades de compresión V_p de 450m/s y en potencias alrededor de 2m; Finalmente a una profundidad aproximada de 8m medido desde la rasante de la vía se ha determinado una tercera frontera sísmica con velocidades V_p superiores a los 800m/s, esta frontera sísmica presenta una potencia de hasta 12m. Del

análisis geofísico realizado en la vía, se desprende que tanto la vía de acceso al Labrado como el canal en el tramo de estudio, se encuentra asentados sobre depósitos de pie de talud no consolidados en una potencia de hasta 20m.

Aspectos de estabilidad

El talud sobre el cual se encuentra emplazado el proyecto, presenta cuñas formada por las familias del diaclasamiento No.1 y No.2, con dirección preferencial de deslizamiento en dirección S21°E, presenta un factor de seguridad de $FS=2.05$, considerando un factor horizontal sísmico k_h de 0.15, por lo que el talud se encuentra estable.

Los taludes adyacentes al sendero de acceso al proyecto se presentan estables de acuerdo a los resultados de la proyección estereográfica correspondiente a la estación No.2.

El talud sur (Estación No.3) junto al área de parqueo es inestable. La dirección del diaclasamiento existente en este sector no guarda relación con los presentes en todo el domo andesítico, los bloques formados parecen haber sufrido algún tipo de dislocación en el pasado geológico, presenta dimensiones métricas. En caso de producirse el desprendimiento de alguno o varios de estos bloques se dirigirán hacia el lado Sur.

Se recomienda en este sector realizar inyecciones de hormigón para soldar los bloques entre ellos y hacia el cuerpo del domo andesítico. La lechada de cemento a utilizar deberá tener una resistencia mínima a la compresión simple de 280kg/cm^2 .

Anclajes.

De acuerdo a los requerimientos de esfuerzo de tensión generados en la cimentación de la superestructura del mirador, se ha determinado la instalación de anclajes verticales de varilla de acero con resistencia a la fluencia de 420 N/mm^2 (rotura de 550 N/mm^2) y diámetro 32mm. El diámetro de la perforación será de 5cm y la lechada a colocar de resistencia a la compresión simple mínimo de 240kg/cm^2 . La profundidad del anclaje será de 3.50m y toda la perforación deberá ser llenada por la lechada.

La pared frontal del macizo en una longitud de 10m y altura de 5m deberá ser protegida mediante hormigón proyectado y bulones de características similares a las ya indicadas de 3.50m de longitud y distribuidas tanto longitudinal como verticalmente cada 1.67m. El hormigón a utilizar será de resistencia mínimo de 240Kg/cm^2 a la compresión reforzado con fibras de polipropileno

El bulón tendrá una inclinación negativa de 15° con respecto a la horizontal y en dirección contra el talud.

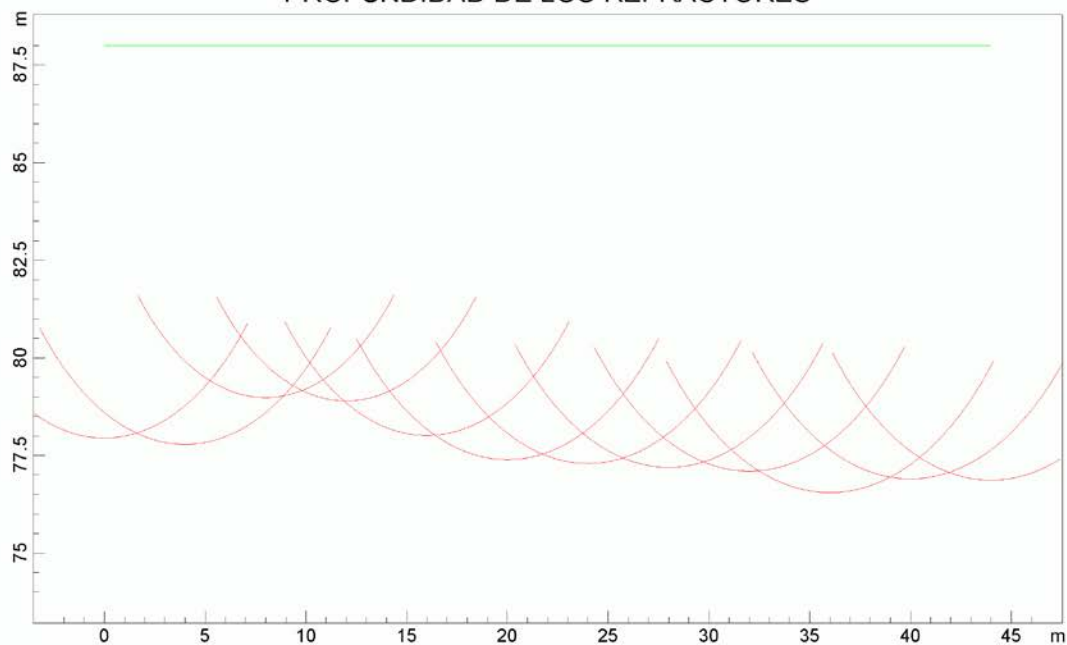
Atentamente,

Ing. Franklin Ordóñez M.

ANEXO No.1 RESULTADOS DE SÍSMICA REFRACCION

MIRADOR TURISTICO COJITAMBO LS1

PROFUNDIDAD DE LOS REFRACTORES

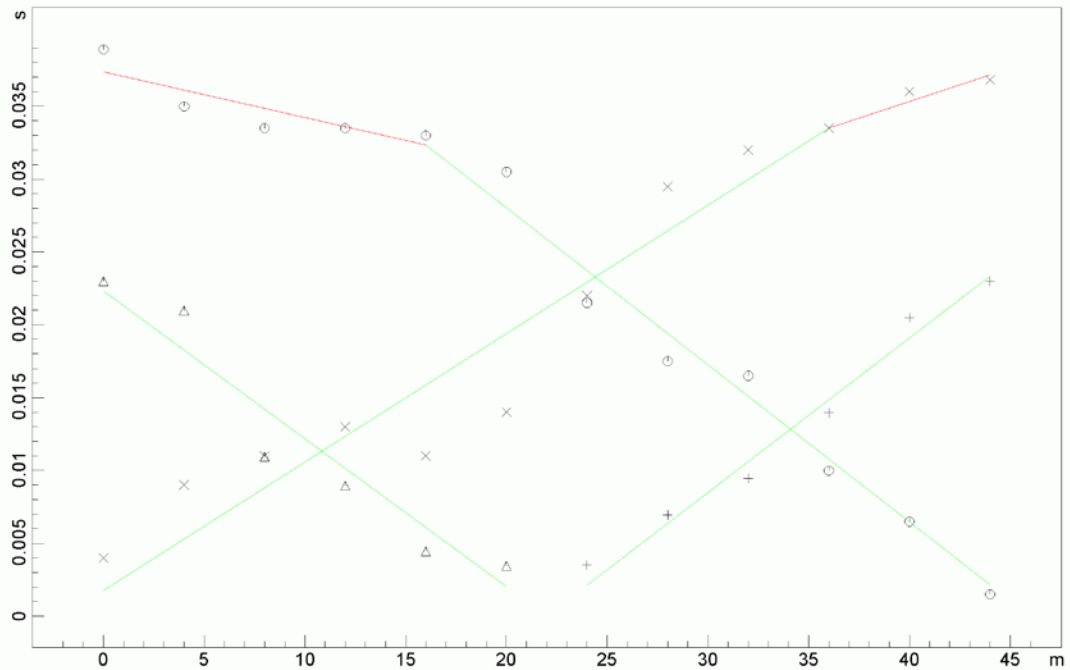


SECCIÓN VERTICAL

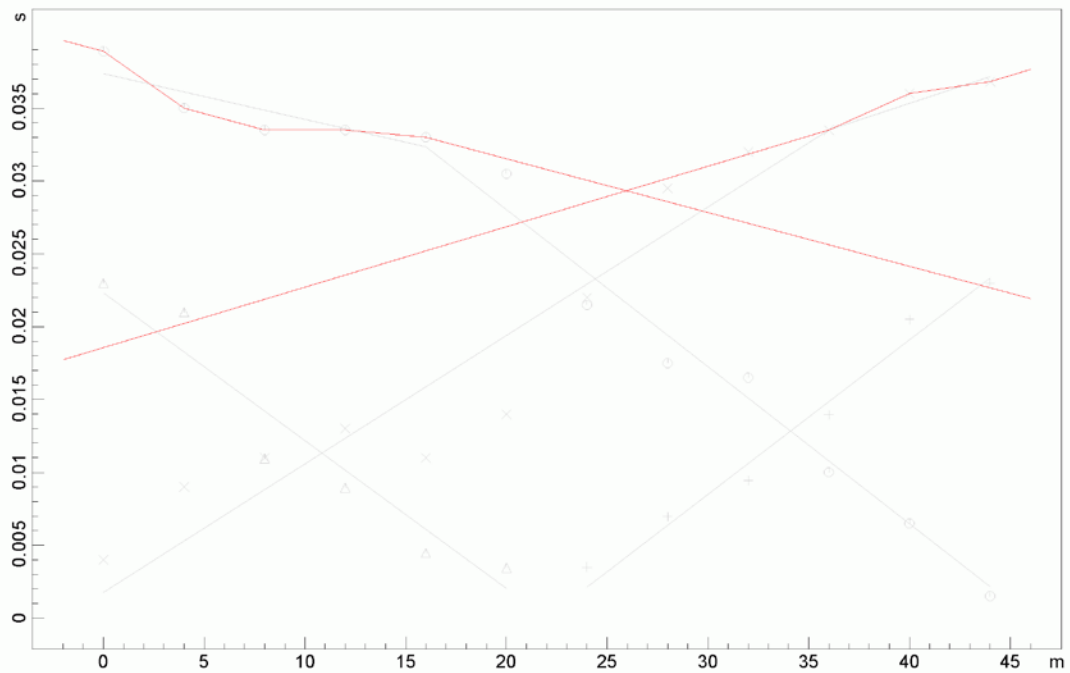


MIRADOR TURISTICO COJITAMBO LS1

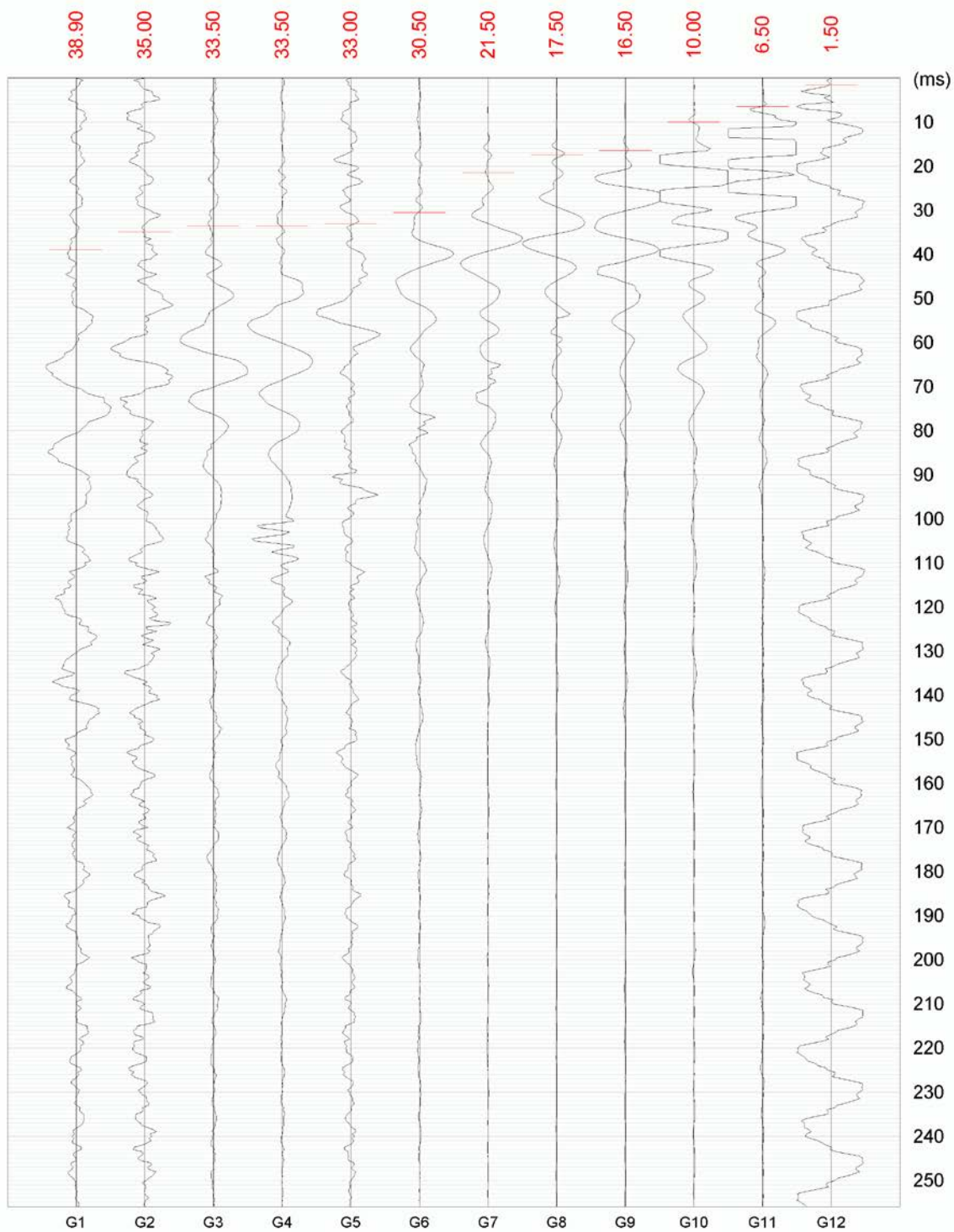
DROMOCRÓNICAS ORIGINALES



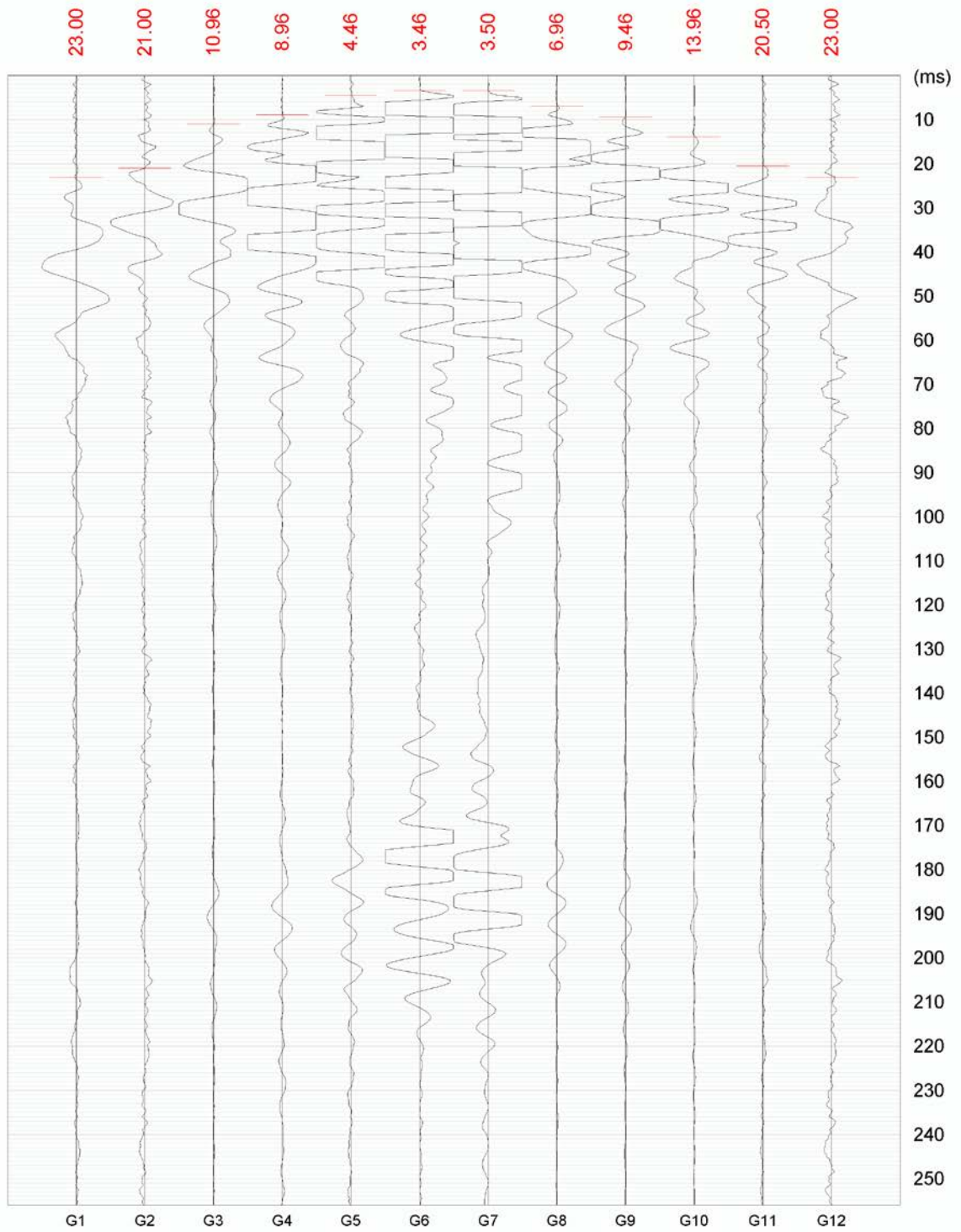
DROMOCRÓNICAS TRASLADADES



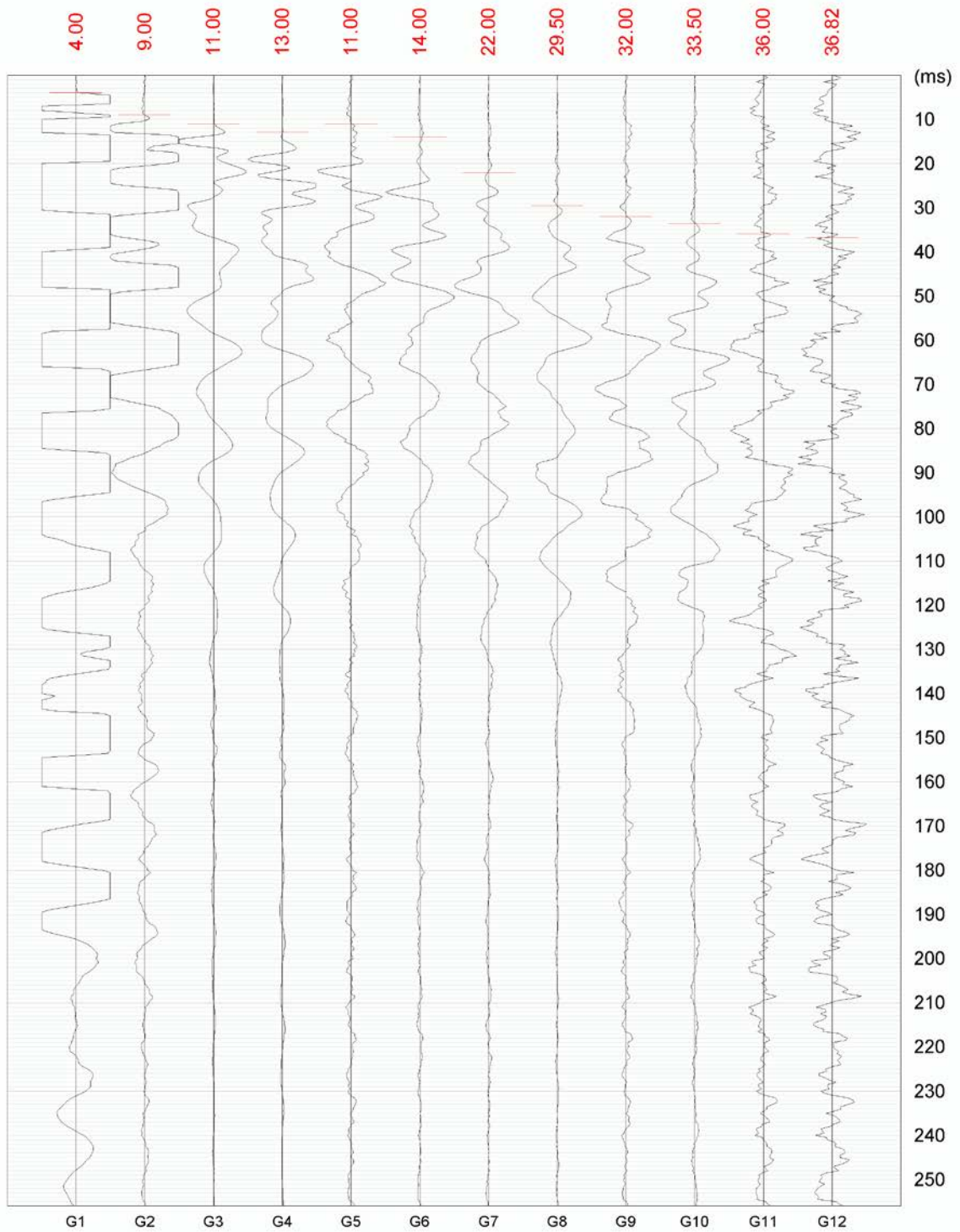
MIRADOR TURISTICO
COJITAMBO
LS1



MIRADOR TURISTICO
COJITAMBO
LS1



MIRADOR TURISTICO
COJITAMBO
LS1



ANEXO No.2 CALCULO DE ANCLAJES

ANCLAJE PERMANENTE CON VARILLA PARACARGA DE SERVICIO 30KN													
DATOS GENERALES DEL MACIZO ROCOSO													
Resistencia compresión simple matriz	σ_c	80,00 Mpa											
Resistencia a la tracción matriz	σ_t	8,00 Mpa											
Resistencia al corte matriz	τ	2,00 Mpa											
Cohesión	c	1,143 Mpa											
Angulo de fricción	φ	61 °											
Densidad de la roca	ρ	26,00 KN/m ³											
DATOS GENERALES DEL ANCLAJE													
Longitud total del anclaje	L	2,90 m											
Longitud del bulbo	L_b	1,10 m											
Diámetro del bulbo	D_b	0,10 m											
Perímetro	P_r	0,31 m											
Resistencia de la lechada	f_{ck}	18,00 Mpa											
DATOS GENERALES DE LA VARILLA													
Diámetro	Φ	25,00 mm											
Perímetro	P_r	78,54 mm											
Area	A_t	490,87 mm ²											
Limite de rotura	f_{tk}	800,00 N/mm ²											
Limite elastico	f_{yk}	670,00 N/mm ²											
COMPROBACION DESLIZAMIENTO TIRANTE LECHADA													
Adherencia tirante mortero	τ_{lim}	2,08 Mpa											
CONSUMO		42%											
COMPROBACION ARRANCAMIENTO DEL BULBO													
Adherencia roca-bulbo		0,52 Mpa											
EVALUACION RESISTENCIA DEL ANCLAJE													
FUERZA GENERADA EN EL ANCLAJE													
Carga de tiro	T	691,15 KN											
Factor de seguridad calculado	F_s	23,04											
LONGITUD DE ANCLAJE EN RELACION TENSION TANGENCIAL $L_a < L_b$													
Longitud de anclaje	L_a	0,45 m											

ANCLAJE PERMANENTE CON VARILLA									
PARACARGA DE SERVICIO 30KN Y BARRA DE ANCLAJE DE fy=4200 Kg/cm2									
DATOS GENERALES DEL MACIZO ROCOSO			CARGA AXIAL DE SERVICIO	P _N					
Resistencia compresión simple matriz	σ _c	80,00 Mpa							
Resistencia a la tración matriz	σ _t	8,00 Mpa							
Resistencia al corte matriz	τ	2,00 Mpa							
Cohesión	C	1,143 Mpa							
Angulo de fricción	φ	61 °	Fm	6,00					
Densidad de la roca	ρ	26,00 KN/m3	Carga mayorada	180,00 KN					
			Longitud del cono resistente	H+L _n /2	1,80 KN				
			Peso volumen Bloque resistente	Pr	119,09 KN	AUMENTAR L			
DATOS GENERALES DEL ANCLAJE									
Longitud total del andaje	L	2,90 m	COMPROBACION DIAMETRO DEL TIRANTE						
Longitud del bulbo	L _b	2,20 m	limite de rotura reducido con fr=1,3	f _{tk}	OK				
Diámetro del bulbo	D _b	0,05 m	Limite elastico reducido con fr=1,15	f _{yk}	OK				
Perímetro	P _r	0,16 m							
Resistencia de la lechada	f _{ck}	18,00 Mpa	ESTABILIDAD LOCAL						
DATOS GENERALES DE LA VARILLA			Factor de mayoracion carga de servicio	F _l	6,00				
Diámetro	Φ	32,00 mm	Carga mayorada	P _{nd}	180,00 KN				
Perímetro	P _r	100,53 mm							
Area	A _t	804,25 mm²							
Limite de rotura	f _{tk}	550,00 N/mm²	COMPROBACION DESLIZAMIENTO TIRANTE LECHADA						
Limite elastico	f _{yk}	420,00 N/mm²	Adherencia tirante mortero	τ _{lim}	0,81 Mpa	<	4,95	OK	F _S = 1,20
			CONSUMO		16%				
			COMPROBACION ARRANCAMIENTO DEL BULBO						
			Adherencia roca-bulbo		0,52 Mpa	<	1,61	OK	F _c = 1,60 F _ψ = 1,35
							0,55		F _s = 1,65
			EVALUACION RESISTENCIA DEL ANCLAJE						
			FUERZA GENERADA EN EL ANCLAJE	T	691,15 KN	OK			
			Carga de tiro						
			Factor de seguridad calculado	F _s	23,04				
			LONGITUD DE ANCLAJE EN RELACION TENSION TANGENCIAL La<L _b						
			Longitud de anclaje	La	0,90 m	OK			



ANEXO No.3 REGISTRO FOTOGRAFICO



LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICA AREA DE ESTUDIO



LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL AREA DE ESTUDIO