

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD GEOTÉCNICA Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA LA CONSTRUCCION



1. INTRODUCCIÓN

El estudio geotécnico que a continuación se detalla se elaboró a solicitud de la Empresa de Energía del Bajo Putumayo SA ESP. Contratista del proyecto.

El análisis geotécnico se realizó en la vereda el Triunfo del Municipio de Orito a un costado de la vía que conduce de Puerto Asís a Orito, sobre un tramo vial donde se presentó un deslizamiento y se presenta un riesgo de colapso de la Torre 50 de 115 kV. Su longitud de afectación es del orden de 30.0 metros, que ponen riesgo el funcionamiento normal de la vía y de sus transeúntes.

En el momento de realizar el presente estudio geotécnico se encuentra un apuntalamiento temporal en madera. Ver imagen 1.



Imagen 1 Vista general del estado actual del sector

1.1. Alcance y objetivos del proyecto

El proyecto plantea realizar el análisis de estabilidad del talud del terreno donde actualmente se encuentra la torre de energía el cual presenta un deslizamiento en el costado oeste. Se analiza la construcción de una estructura de contención para controlar el deslizamiento.

Se plantea como alternativa de solución la construcción de muros en gavión, así como la construcción de sistemas de drenaje superficial para controlar la infiltración de agua en el terreno y prevenir así la inestabilidad.

Los objetivos que se anotan a continuación se orientan a dar recomendaciones geotécnicas para estabilidad del talud en estudio y diseño de la cimentación de las obras de contención proyectadas en el sector:

- Conocer el perfil estratigráfico del subsuelo del talud que afecta la estructura y la posición del nivel freático.
- Conocer el perfil estratigráfico del subsuelo del talud en estudio.
- Determinar los parámetros necesarios para el análisis de la estabilidad terreno.
- Hacer un análisis y dar recomendaciones de las obras de contención para el tramo vial.

1.2. Localización del proyecto

El proyecto se realizará en la zona rural del municipio del Orito (Vereda el Triunfo) en el departamento del Putumayo, sobre la vía que conduce a la de Puerto Asís a Orito en las coordenadas 76°40'17.51"O 0°38'29.14"N.



Imagen 2 - Ubicación satelital del proyecto

2. ANTECEDENTES

2.1. Estado actual

De acuerdo al registro fotográfico y a la visita en campo realizada por personal técnico, se puede evidenciar en primer lugar que se presenta un deslizamiento progresivo producido principalmente por el corte para la construcción de la vía y agravado principalmente por la deforestación del terreno y la erosión causada por la ganadería y el paso de semovientes que genera un descubrimiento de la capa vegetal y expone el suelo a la acción de los agentes atmosféricos

principalmente a la lluvia y produce que este absorba gran cantidad de agua lo que eleva su peso y produce el desequilibrio.

De igual manera se encontró la presencia de grietas a tensión lo que indica indiscutiblemente que hay un deslizamiento en progreso.



Imagen 3 Estado actual del talud de estudio

3. TRABAJOS REALIZADOS

El estudio que a continuación se detalla comprende:

- Levantamiento topográfico de la zona de estudio
- Trabajo de campo y toma de muestras de suelos.
- Ejecución, cálculo y presentación de los diferentes ensayos de laboratorio y de campo realizados.
- Descripción e identificación de la estratigrafía encontrada en el sector.
- Análisis de estabilidad del talud y recomendaciones de obras de contención para el terreno.
- Informe fotográfico de los trabajos de campo.

3.1. Topografía

Dentro de las actividades preliminares al diseño geotécnico se encuentra la topografía de proyecto, en la cual se representa gráficamente en un plano las condiciones morfométricas de la zona de estudio. Para este proyecto en particular se realizó el levantamiento por el método de radiación empleando una Estación Total de referencia Ruide Pro2 con la cual se pudo obtener una nube de puntos tanto de la celda como del terreno adyacente con lo cual se pudo obtener un modelo de elevación vectorial representado por curvas de nivel que se muestran en el plano cada metro.



Imagen 4 Levantamiento topográfico del proyecto sobre imagen satelital (Año 2014)

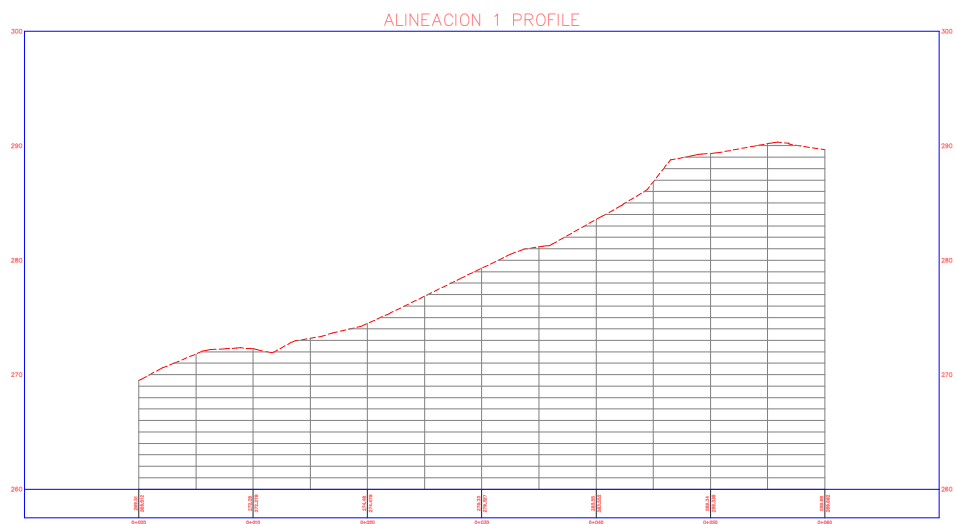
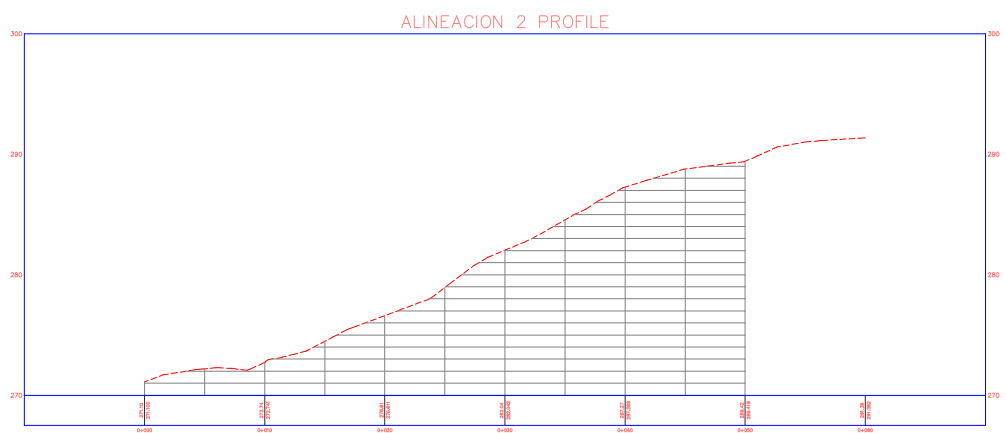
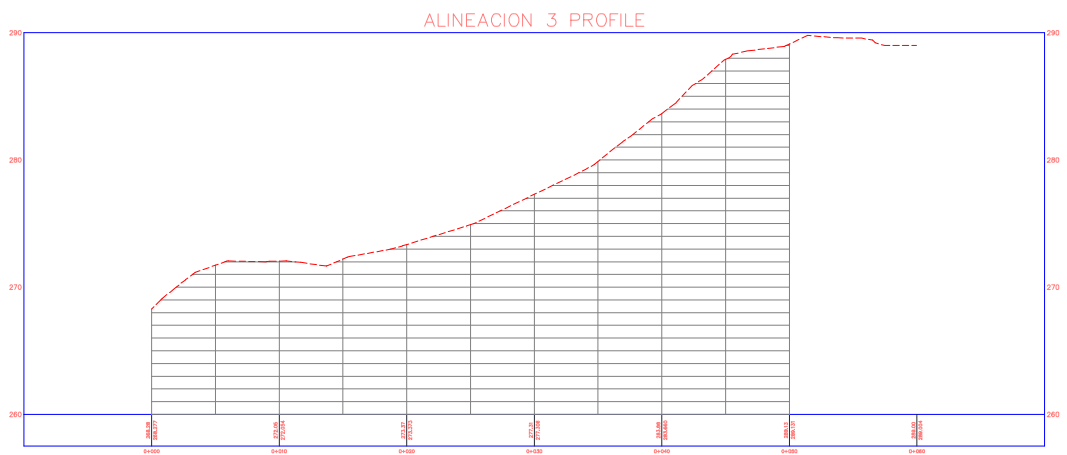


Imagen 5 Perfil longitudinal de celda (Escala H1:V10)

4. ESTUDIO DE SUELOS

Con el fin de obtener información geotécnica confiable se procedió la realización de tres (3) sondeos con profundidades máximas de 15 m, donde se encontraron los siguientes parámetros.

4.1. Tipo de Material de subrasante encontrado.

Los resultados de laboratorio indica la presencia de una capa predominante sobre el perfil estratigráfico. El estrato está conformado por un suelo limo arcilloso de alta plasticidad MH en la clasificación SUCS color amarillo rojizo de consistencia firme a muy firme que va desde el nivel N-0.10m hasta el nivel N-6.000m. Con presencia de limos de baja plasticidad.

Tabla 1 Resultados geotécnicos del tramo en estudio

PROFUNDIDA (m)		CLASIFICACIÓN S.U.C.S		REGISTROS DE CAMPO			Ncampo		Nc (N ₁₆₀)	φ	Cu
De:	Hasta:			S1	S2	S3	PROMEDIO		PROM	[°]	[KPa]
0.00	0.10		Pt	-	-	-	-	-	-	-	-
0.10	1.00		MH	6	15	6	9	17	16.2	22.5	149.4
1.00	2.00		MH	8	25	44	26				
2.00	2.50		MH	6	30	47	28				
2.50	3.00		MH	14	50	50	38	41	24	25.0	278
3.00	3.50		MH	23	50	50	41				
3.50	4.00		MH	47	50	50	49				
4.00	4.50		MH	50	50	50	50				
4.50	5.00		MH	50	50	50	50				
5.00	5.50		MH	50	50	50	50				
5.50	6.00		MH	50	50	50	50	50	19.3	23.6	320.4
6.00	6.50		ML	50	50	50	50				
6.50	7.00		ML	50	50		50				
7.00	8.00		ML	50	50		50				
8.00	9.00		ML	50	50		50				
9.00	10.00		ML	50	50		50				
10.00	11.00		ML	50	50		50				
11.00	12.00		ML	50	50		50				
12.00	13.00		ML	50	50		50				
13.00	14.00		ML	50	50		50				
14.00	15.00		ML	50	50		50				

De acuerdo con las exploraciones realizadas y mediante el análisis de los resultados de laboratorio, se determinó que el ángulo de fricción para el suelo de subrasante tendrá valores entre 22° y 25° (Kishida, 1969) y tendrá una cohesión de con valores entre 149 y 320 kPa (Hara, 1971). De igual manera se encontró material desprendido del terreno producto del colapso de parte del talud.

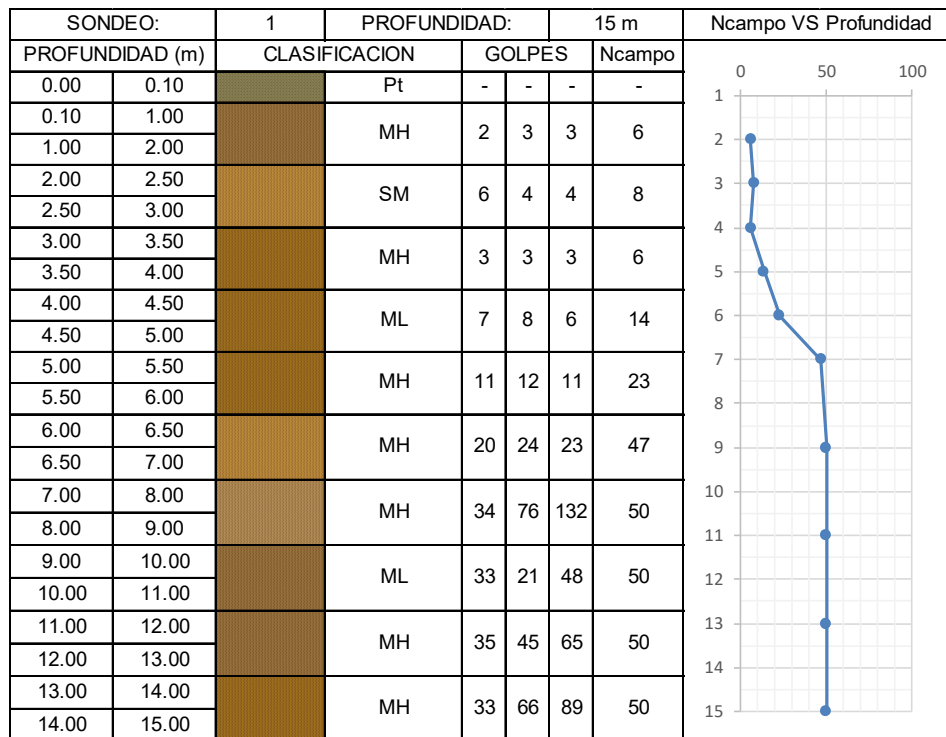
A continuación, se muestra los resultados de la exploración por cada sondeo

Sondeo 1: Se realizó la perforación hasta una profundidad de 15 metros (Desde el N+0.00m hasta el N-15.00m). Los resultados de laboratorio arrojan la siguiente estratigrafía: Un estrato entre 0 m a 0.1 m, conformado por Capa de material orgánico seguido de un estrato entre 0.1 a 2 m conformado por Limo de alta compresibilidad ARENOSO color Marrón amarillento de consistencia muy blando, MH en la clasificación SUCS. Seguido de un estrato entre 1.5 a 3 m conformado por

Arena limosa con grava color Amarillo-marrón de consistencia muy suelto, SM en la clasificación SUCS. Seguido de un estrato entre 3 a 4 m conformado por Limo de alta compresibilidad con arena color Marrón amarillento de consistencia muy blando, MH en la clasificación SUCS. Seguido de un estrato entre 4 a 5 m conformado por Limo de baja compresibilidad con arena color Marrón amarillento de consistencia blando, MH en la clasificación SUCS. Seguido de un estrato entre 5 a 6 m conformado por Limo de alta compresibilidad color Marrón amarillento de consistencia blando, MH en la clasificación SUCS. Seguido de un estrato entre 6 a 7 m conformado por Limo de alta compresibilidad con arena color Amarillo-marrón de compacidad media, MH en la clasificación SUCS. Seguido de un estrato entre 1.5 a 9 m conformado por Limo de alta compresibilidad con arena color Amarillo marrón de compacidad dura, MH en la clasificación SUCS. Seguido de un estrato entre 9 a 11 m conformado por Limo de baja compresibilidad color Marrón amarillento de compacidad firme, ML en la clasificación SUCS. Seguido de un estrato entre 11 a 13 m conformado por Limo de alta compresibilidad con arena color Marrón amarillento de compacidad dura, MH en la clasificación SUCS. Seguido de un estrato entre 13 a 15 m conformado por Limo de alta compresibilidad con arena color Marrón amarillento de compacidad dura, MH en la clasificación SUCS.

Tabla 2 Datos de campo y laboratorio del sondeo 1

SONDEO 1			
PROFUNDIDAD (m)		CLASIFICACION S.U.C.S	DESCRIPCION
De:	Hasta:		
0.00	0.10	Pt	Capa de material orgánico
0.10	1.00	MH	Limo de alta compresibilidad ARENOSO color Marron amarillento de consistencia muy blando
1.00	2.00		
1.50	2.00	SM	Arena limosa con grava color Amarillo-marron de consistencia muy suelto
2.50	3.00		
3.00	3.50	MH	Limo de alta compresibilidad con arena color Marron amarillento de consistencia muy blando
3.50	4.00		
4.00	4.50	MH	Limo de baja compresibilidad con arena color Marron amarillento de consistencia blando
4.50	5.00		
5.00	5.50	MH	Limo de alta compresibilidad color Marron amarillento de consistencia blando
5.50	6.00		
6.00	6.50	MH	Limo de alta compresibilidad con arena color Amarillo-marron de compacidad media
6.50	7.00		
1.50	2.00	MH	Limo de alta compresibilidad con arena color Amarillo marron de compacidad dura
8.00	9.00		
9.00	10.00	ML	Limo de baja compresibilidad color Marron amarillento de compacidad firme
10.00	11.00		
11.00	12.00	MH	Limo de alta compresibilidad con arena color Marron amarillento de compacidad dura
12.00	13.00		
13.00	14.00	MH	Limo de alta compresibilidad con arena color Marron amarillento de compacidad dura
14.00	15.00		



Sondeo 2: Se realizó la perforación hasta una profundidad de 15 metros (Desde el N+0.00m hasta el N-15.00m). Los resultados de laboratorio arrojan la siguiente estratigrafía: Un estrato entre 0 m a 0.1 m, conformado por Capa de material orgánico seguido de un estrato entre 0.1 a 2 m conformado por Limo de alta compresibilidad con arena color Marrón amarillento de consistencia blando, MH en la clasificación SUCS. Seguido de un estrato entre 2 a 3 m conformado por Limo de alta compresibilidad ARENOSO color Marrón amarillento de consistencia blando, MH en la clasificación SUCS. Seguido de un estrato entre 3 a 4 m conformado por Limo de alta compresibilidad ARENOSO color Marrón amarillento oscuro de consistencia media, MH en la clasificación SUCS. Seguido de un estrato entre 4 a 5 m conformado por Limo de alta compresibilidad con arena color Amarillo-marrón de consistencia media, MH en la clasificación SUCS. Seguido de un estrato entre 5 a 6 m conformado por Limo de alta compresibilidad con arena color Amarillo-marrón de consistencia firme, MH en la clasificación SUCS. Seguido de un estrato entre 6 a 7 m conformado por Limo de alta compresibilidad color Amarillo de consistencia dura, MH en la clasificación SUCS. Seguido de un estrato entre 7 a 9 m conformado por Limo de alta compresibilidad con arena color Amarillo-marrón de consistencia media, MH en la clasificación SUCS. Seguido de un estrato entre 9 a 11 m conformado por Arena limosa color Marrón amarillento de compacidad mediano, SM en la clasificación SUCS. Seguido de un estrato entre 11 a 13 m conformado por Limo de alta compresibilidad con arena color Marrón amarillento oscuro de consistencia dura, MH en la clasificación SUCS. Seguido de un estrato entre 13 a 15 m conformado por Limo de alta compresibilidad color Marrón amarillento oscuro de consistencia dura, MH en la clasificación SUCS.

Tabla 3 Datos de campo y laboratorio del sondeo 2

SONDEO 2			
PROFUNDIDAD (m)		CLASIFICACION S.U.C.S	DESCRIPCION
De:	Hasta:		
0.00	0.10	Pt	Capa de material orgánico
0.10	1.00	MH	Limo de alta compresibilidad con arena color Marron amarillento de consistencia blando
1.00	2.00		
2.00	2.50	MH	Limo de alta compresibilidad ARENOSO color Marron amarillento de consistencia blando
2.50	3.00		
3.00	3.50	MH	Limo de alta compresibilidad ARENOSO color Marron amarillento oscuro de consistencia media
3.50	4.00		
4.00	4.50	MH	Limo de alta compresibilidad con arena color Amarillo-marron de consistencia media
4.50	5.00		
5.00	5.50	MH	Limo de alta compresibilidad con arena color Amarillo-marron de consistencia firme
5.50	6.00		
6.00	6.50	MH	Limo de alta compresibilidad color Amarillo de consistencia dura
6.50	7.00		
7.00	8.00	MH	Limo de alta compresibilidad con arena color Amarillo-marron de consistencia media
8.00	9.00		
9.00	10.00	SM	Arena limosa color Marron amarillento de compacidad mediano
10.00	11.00		
11.00	12.00	MH	Limo de alta compresibilidad con arena color Marron amarillento oscuro de consistencia dura
12.00	13.00		
13.00	14.00	MH	Limo de alta compresibilidad color Marron amarillento oscuro de consistencia dura
14.00	15.00		

SONDEO:		2	PROFUNDIDAD:			15 m	Ncampo VS Profundidad
PROFUNDIDAD (m)		CLASIFICACION	GOLPES			Ncampo	
0.00	0.10	Pt	-	-	-	-	
0.10	1.00	MH	9	7	8	15	
1.00	2.00						
2.00	2.50	MH	12	12	13	25	
2.50	3.00						
3.00	3.50	MH	7	12	18	30	
3.50	4.00						
4.00	4.50	MH	25	25	26	50	
4.50	5.00						
5.00	5.00	MH	30	36	29	50	
5.00	6.00						
6.00	6.50	MH	25	40	86	50	
6.50	7.00						
7.00	8.00	MH	25	25	26	50	
8.00	9.00						
9.00	10.00	SM	30	36	29	50	
10.00	11.00						
11.00	12.00	MH	23	40	85	50	
12.00	13.00						
13.00	14.00	MH	33	42	88	50	
14.00	15.00						

Sondeo 1: Se realizó la perforación hasta una profundidad de 11 metros (Desde el N+0.00m hasta el N-11.00m). Los resultados de laboratorio arrojan la siguiente estratigrafía: Un estrato entre 0 m a 0.1 m, conformado por Capa de material orgánico seguido de un estrato entre 0.1 a 2 m

conformado por Limo de alta compresibilidad color Rojo de consistencia muy blando, MH en la clasificación SUCS. Seguido de un estrato entre 2 a 3 m conformado por Arena limosa color Rojo de compacidad mediano, SM en la clasificación SUCS. Seguido de un estrato entre 3 a 4 m conformado por Limo de baja compresibilidad color Amarillo rojizo de consistencia media, ML en la clasificación SUCS. Seguido de un estrato entre 4 a 5 m conformado por Limo de baja compresibilidad color Marillo rojizo de consistencia dura, ML en la clasificación SUCS. Seguido de un estrato entre 5 a 6 m conformado por Limo de baja compresibilidad color amarillo rojizo de consistencia firme, ML en la clasificación SUCS. Seguido de un estrato entre 6 a 7 m conformado por Limo de baja compresibilidad color Marrón fuerte de consistencia firme, ML en la clasificación SUCS. Seguido de un estrato entre 7 a 9 m conformado por Limo de baja compresibilidad color Marillo rojizo de consistencia firme, ML en la clasificación SUCS. Seguido de un estrato entre 9 a 11 m conformado por Limo de baja compresibilidad color Marrón amarillento de consistencia firme, ML en la clasificación SUCS.

Tabla 4 Datos de campo y laboratorio del sondeo 3

SONDEO 3			
PROFUNDIDAD (m)		CLASIFICACION S.U.C.S	DESCRIPCION
De:	Hasta:		
0.00	0.10	Pt	Capa de material orgánico
0.10	1.00	MH	Limo de alta compresibilidad color Rojo de consistencia muy blando
1.00	2.00		
2.00	2.50	SM	Arena limosa color Rojo de compacidad mediano
2.50	3.00		
3.00	3.50	ML	Limo de baja compresibilidad color Amarillo rojizo de consistencia media
3.50	4.00		
4.00	4.50	ML	Limo de baja compresibilidad color Marillo rojizo de consistencia dura
4.50	5.00		
5.00	5.50	ML	Limo de baja compresibilidad color Marillo rojizo de consistencia firme
5.50	6.00		
6.00	6.50	ML	Limo de baja compresibilidad color Marron fuerte de consistencia firme
6.50	7.00		
7.00	8.00	ML	Limo de baja compresibilidad color Marillo rojizo de consistencia firme
8.00	9.00		
9.00	10.00	ML	Limo de baja compresibilidad color Marron amarillento de consistencia firme
10.00	11.00		

SONDEO:		3	PROFUNDIDAD:	11 m		Ncampo VS Profundidad		
PROFUNDIDAD (m)		CLASIFICACION	GOLPES			Ncampo		
0.00	0.10		Pt	-	-	-	-	
0.10	1.00		MH	1	2	4	6	
1.00	2.00							
2.00	2.50		SM	34	23	21	44	
2.50	3.00							
3.00	3.50		ML	33	21	26	47	
3.50	4.00							
4.00	4.50		ML	42	22	86	50	
4.50	5.00							
5.00	5.00		ML	24	26	52	50	
5.00	6.00							
6.00	6.50		ML	45	48	55	50	
6.50	7.00							
7.00	8.00		ML	41	40	30	50	
8.00	9.00							
9.00	10.00		ML	26	44	36	50	
10.00	11.00							

4.2. Clasificación del Perfil de suelo y parámetros de diseño sismoresistente.

Se analizó la información geotécnica encontrada y se determinó que el suelo de apoyo corresponde a un perfil tipo D.

Para efectos de la aplicación del Código Colombiano de Construcciones Sismoresistentes NSR-10 en el diseño de las estructuras proyectadas, se considerarán los siguientes parámetros para el diseño sismoresistente. Los valores a continuación registrados se basan en los lineamientos propuestos y exigidos en título A de NSR – 10.

- El municipio de Puerto Asís (Putumayo) se encuentra en la Zona de amenaza sísmica **ALTA**.
- Tipo de Perfil de suelo: **D**.
- **Aa** (coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva) = **0.30g**. (Fracción de la gravedad).
- **Av** (coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva) = **0.25g** (Fracción de la gravedad).
- **Fa** (Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de periodos cortos debida a los efectos del sitio) = **1.20**
- **Fv** (Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de periodos intermedios debida a los efectos del sitio) = **1.9**
- Grupo de uso: **Grupo IV – Estructuras Indispensables**.
- Coeficiente de importancia I: **1.50**.

Tabla 5 Perfil del Suelo

PROFUNDIDAD		CLASIFICACION S.U.C.S	Ncampo	Nc	Ynat. (kN/m ³)	Φ' (-)	Cu (Tn/m ²)	di/Ni	Nmedio	Vs (m/s)	Perfil de Suelo (NSR - 10)
De:	Hasta:										
0.00	0.10	Pt	0	-	-	-	-	-	-	-	-
0.10	1.00	MH	9	10	14.05	19.8	93.2	0.19	19	189.35	D
1.00	2.00										
2.00	2.50	MH	26	23	15.10	24.6	198.3	0.04	252.22		
2.50	3.00										
3.00	3.50	MH	28	20	17.16	23.9	209.3	0.05	243.85		
3.50	4.00										
4.00	4.50	MH	38	25	18.00	25.2	263.0	0.04	259.99		
4.50	5.00										
5.00	5.50	MH	41	24	18.20	25.0	277.8	0.04	257.28		
5.50	6.00										
6.00	6.50	MH	49	26	17.03	25.7	315.8	0.04	266.01		
6.50	7.00										
7.00	8.00	MH	50	23	17.37	24.9	320.4	0.09	255.60		
8.00	9.00										
9.00	10.00	ML	50	21	16.69	24.1	320.4	0.09	246.65		
10.00	11.00										
11.00	12.00	ML	50	19	20.31	23.5	320.4	0.10	238.09		
12.00	13.00										
13.00	14.00	ML	50	18	17.13	23.0	320.4	0.11	232.19		
14.00	15.00										

5. GEOLOGÍA DEL SECTOR

5.1. Relevancia General

El marco geológico regional, revela que la geología la zona de estudio (Vía Puerto Asís - Orito) se encuentra originada en los periodos Oligoceno-Mioceno. De acuerdo a esto, existen un grupo predominante en la zona sobre la cual reposa la ciudad: Se trata de lodolitas, arenitas líticas e intercalaciones de conglomerados ferruginosos. Presenta costras de yeso y capas de carbón (E3N1-Sct), existen un grupo predominante en la zona obre la cual reposa el municipio el cual está conformado por Abanicos aluviales y depósitos coluviales (Q-ca). No se evidencia la presencia de fallas geológicas cercanas a la zona del proyecto.

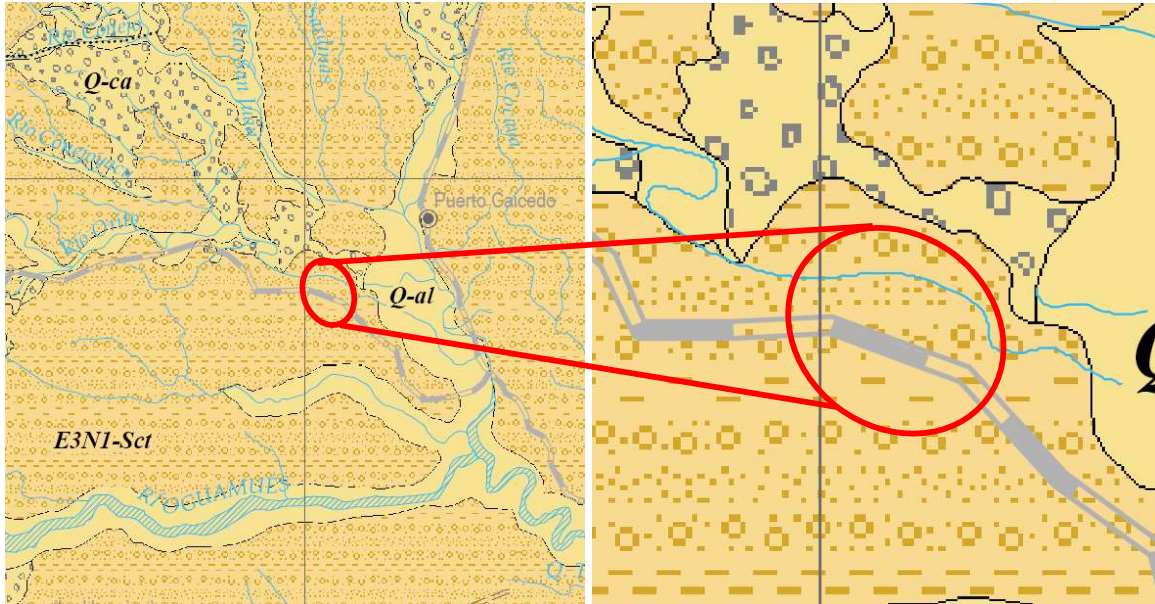


Imagen 6 Marco Geológico Regional de los municipios de Puerto Asís y Orito (Putumayo).

Fuente: Servicio Geológico Colombiano.

5.2. Relevancia Local

La geología de la zona del proyecto se encuentra en la Cuenca Caguán-Putumayo, al suroccidente de la República de Colombia y comprende parte del territorio de los municipios de Puerto Asís, Puerto Caicedo, Puerto Guzmán y Puerto Leguizamo, del departamento del Putumayo, ubicados en la frontera con Ecuador. Hace parte de la provincia fisiográfica denominada Planicie Amazónica.

Geológicamente se identifica una unidad geomorfológica generada en un ambiente denudacional la cual se denomina como Montículos de cimas redondeadas y que se deriva de las formaciones Orito-Belén, Caimán y Ospina; también se delimitaron dos unidades de ambiente morfogenético fluvial nombradas como Meandros abandonados y Llanura aluvial actual, en la cual se identifican barras de canal.

Las rocas más antiguas corresponden a la Formación Orito-Belén compuesta por litoarenitas lodosas, arcosas líticas lodosas y lodolitas arenosas a levemente conglomeráticas. Las asociaciones de palinomorfos muestran un rango de edad entre el Mesiniense (Mioceno Tardío) y el Zancliense (Plioceno Temprano) y sedimentación en ambiente continental con algunas zonas de ambiente transicional proximal, tipo manglar con influencia aluvial; otras partes de la secuencia marcan zonas de inundación y pantano continental muy somero.

La Formación Ospina, constituida por lodolitas y areniscas de color gris y marrón a marrón rojizo, se considera que reposa sobre la Formación Orito-Belén, indicando posible edad Mioceno Tardío; el ambiente de sedimentación es continental, posiblemente aluvial a lacustre.

La Formación Caimán constituye la unidad de mayor extensión en el área, consta de gravas, arenas y lodos y corresponde a depósitos de abanicos fluvio-torrenciales originados en el Pleistoceno durante los movimientos finales de la Orogenia Andina.

Se propone el nombre de Depósitos Aluviales de Orillares y Meandros Abandonados Antiguos para una secuencia de depósitos con morfología de terrazas del río Putumayo, localizados en el área de la cabecera municipal de Puerto Asís y alrededores; en la base se encuentra un nivel arcilloso sobre el que descansa un paquete de arenas con laminación cruzada y arenas gravosas hacia el techo, que contienen troncos de madera parcialmente descompuesta, datada por C14, obteniéndose una edad de 12540 ± 40 años. Los palinomorfos reportados están relacionados con la flora actual pues comprenden el Pleistoceno y el Holoceno; estos palinomorfos denotan un ambiente de sedimentación de pantano continental somero y corresponden a bosques de tierras bajas.

Depósitos Aluviales de Orillares y Meandros Abandonados Recientes, asociados a la migración del cauce del río Putumayo, Depósitos Aluviales de Llanuras de Inundación y Depósitos Aluviales de Barras de Canal, localizados a lo largo del cauce del río Putumayo, acumulados actualmente, completan la geología de la zona.

El área se localiza en la región occidental de la Cuenca Caguán-Putumayo, relativamente cerca al piedemonte de la Cordillera Oriental en donde no se observan evidencias importantes de actividad tectónica. Se identificaron algunos alineamientos de rasgos morfológicos con dirección NW y NE que son las tendencias generales en la región de la cuenca del Putumayo; estos lineamientos se denominaron Piñuña Blanco y Toaya.

El área es prospectiva para hidrocarburos y de hecho existen pozos productores. Tanto en territorio colombiano, al occidente y noroccidente, como en territorio ecuatoriano al sur, se conocen campos productores que confirman el posible potencial hidrocarburífero de la zona.

Las principales amenazas en la región son las inundaciones en las llanuras adyacentes al río Putumayo, donde se presenta la pérdida de cultivos de pan coger y se afectan las comunicaciones por la dificultad para la navegación de embarcaciones pequeñas. Puerto Asís y las demás poblaciones situadas en orillas del río resultan afectadas en temporada de lluvias. La erosión lateral y el desplome de taludes podrían afectar viviendas e infraestructura, este fenómeno representa una amenaza media para la región.

El registro estratigráfico del Neógeno en las planchas 467 – Puerto Asís y 482 – Río San Miguel está representado por las formaciones Orito-Belén (n2n4ob) y Ospina (N1N2o).

De acuerdo con Cáceres & Teatín (1985) la Formación Orito-Belén es la unidad superior del Grupo Orito, definido por Miley & McGirk (1948) en el río Orito. El Grupo Orito está conformado por las formaciones Orteguaza en la base y Orito-Belén en el techo; las primeras referencias de esta unidad en la Cuenca Putumayo se remontan a reportes de Texas Petroleum Company, en los cuales el Grupo Orito está conformado por las formaciones Orteguaza y Belén (McGirk, 1949).



Imagen 7 Marco Geológico Local de los municipios de Orito y Puerto Asís (Putumayo).

5.3. Amenazas Geológicas

El término amenaza, de acuerdo con la Ley 1523 de 2012, se entiende como “Peligro latente de que un evento físico de origen natural, o causado, o inducido por la acción humana de manera accidental, se presente con una severidad suficiente para causar pérdida de vidas, lesiones u otros impactos en la salud, así como también daños y pérdidas en los bienes, la infraestructura, los medios de sustento, la prestación de servicios y los recursos ambientales”. Para este trabajo, amenaza geológica involucra los agentes y grupos de condiciones o eventos de origen geológico e hidrológico, que tienen el potencial de causar daño, incluidos su génesis, magnitud, intensidad y frecuencia.

5.3.1. Amenaza Sísmica

Para la zona sur de Colombia, en donde se encuentra el área de estudio, la Red Sismológica Nacional de Colombia (2016 a) reporta la existencia de un corredor continuo que atraviesa el país desde Ecuador hasta Venezuela, conformado por los sistemas de fallas del Borde Llanero y Algeciras, en donde han ocurrido sismos muy importantes y destructores como los de Sibundoy (1834), Suaza-Guadalupe (1827) y Algeciras (1967), reportados por Ramírez (1975) y próximos al área de la Plancha 467 – Puerto Asís.

El Mapa de Amenaza Sísmica de Colombia (Ingeominas & Universidad Nacional de Colombia, 2010) representa un modelo probabilístico para el movimiento del terreno que podría esperarse por la ocurrencia de sismos en Colombia; el movimiento del terreno se calcula en términos de aceleración horizontal máxima en roca (PGA), factor que sirvió para desarrollar el Código Colombiano de Construcción Sismo Resistente (Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial de Colombia, 2010). Para el área de las planchas 467 – Puerto Asís y 482 – Río San Miguel (Figura 42) la PGA varía entre 50 y 100 cm/s² (Ingeominas & Universidad Nacional de Colombia, 2010).

El Apéndice A-4 de la NSR-10 indica los valores de A_a, A_v, A_e y A_d y define la Zona de Amenaza Sísmica de los municipios colombianos, que para el caso del municipio de Orito se observa que la

región está catalogada como de amenaza sísmica entre Alta e intermedia; por lo tanto las construcciones deben diseñarse para resistir una aceleración A_a de 0,30 g (aceleración máxima horizontal en función de g =gravedad terrestre) y A_v de 0,25 g (valor máximo de la aceleración para un período = 1).

5.3.2. Amenaza por fenómenos de remoción en masa

Los movimientos en masa tienen como requisito para su ocurrencia la presencia de suelos o rocas en una zona de topografía con pendiente moderada a fuerte, que con la acción del agua lluvia o inducida por el hombre, facilita el movimiento de la masa pendiente abajo.

En el área de estudio se observaron desplomes de suelos y taludes en las márgenes de los ríos Putumayo y san Miguel, generados por la saturación de los suelos durante los episodios de crecientes de los ríos.

Aunque los procesos de remoción en masa son potencialmente dañinos para la infraestructura y construcciones que se localizan en las márgenes de los cauces, la población que vive en las riberas de los ríos de la zona es escasa y por lo tanto la amenaza se concentra en algunas viviendas rurales y en la infraestructura de la cabecera municipal de Puerto Asís, donde el río Putumayo puede socavar sus márgenes. En este caso la amenaza se puede considerar intermedia, en razón a que existe una la población rural que ocupa áreas compuestas por sedimentos cuaternarios no consolidados, los cuales ofrecen una resistencia baja a la socavación hídrica.

En el Mapa de Amenaza Relativa por Movimientos en Masa (SGC, 2016), se observa que el área de estudio, tiene amenaza baja por este tipo de fenómeno natural.

5.3.3. Amenaza por inundaciones y avenidas torrenciales

Las inundaciones se relacionan con temporadas de lluvias prolongadas y las avenidas torrenciales con episodios de lluvias muy fuertes, estas últimas ocurren principalmente en zonas montañosas donde los fondos de los cauces de los drenajes son estrechos y tienen pendientes moderadas a fuertes. Teniendo en cuenta el predominio de zonas planas en esta región, se puede descartar la existencia de la amenaza por avenidas torrenciales.

Las inundaciones son el fenómeno natural que más afecta el área de estudio, dado el carácter topográfico bajo de la región y la presencia de ríos caudalosos como el Putumayo y río Orito, que tienen crecientes estacionales.

Un alto porcentaje de la cabecera municipal de Puerto Asís y Orito ha sido inundada varias veces y algunas áreas rurales también han sido afectadas por este tipo de eventos. En los catálogos consultados no existe una información de largo plazo para la zona, es decir, antes de 1971, posiblemente debido al bajo desarrollo de las comunicaciones o también a que para la época no se habían urbanizado las zonas inundables.

Las principales amenazas en la región son las inundaciones en las llanuras adyacentes al río Putumayo, donde se presenta la pérdida de cultivos de pan coger y se afectan las comunicaciones por la dificultad para la navegación de embarcaciones pequeñas. Este municipio y las demás

poblaciones situadas en orillas del río resultan afectadas en temporada de lluvias. La erosión lateral y el desplome de taludes podrían afectar viviendas e infraestructura, este fenómeno representa una amenaza media para la región.

6. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Dado el alto riesgo actual que presenta el deslizamiento ubicado en el terreno de apoyo de la torre 50 de la línea de 115 kV en la vereda el Triunfo Municipio de Orito (Putumayo), se realiza el análisis para determinar su estabilidad y recomendar las diferentes obras preventivas y correctivas que se anotan en las conclusiones y recomendaciones. Para el estudio de estabilidad se realizó el levantamiento de la topografía del sector y se obtuvo el perfil más crítico del deslizamiento, el cual fue seleccionado teniendo en cuenta los criterios de mayor riesgo. Los parámetros geotécnicos del talud se obtuvieron de las exploraciones realizadas.

La investigación sobre la estabilidad del talud se orientó a la determinación del Factor de Seguridad de los perfiles seleccionados y que presentan mayor riesgo, factor que debe ser para condiciones de estabilidad mayor a uno.

Para el análisis de estabilidad se utilizó el programa Geo5 con los métodos de equilibrio límite (Bishop) con lo que se pudo analizar superficies de rotura circulares e irregulares en presencia del nivel freático, sismo y suelo estratificado.

El análisis se realiza con los parámetros de resistencia actuales más desfavorables de penetración estándar y ensayos de laboratorio realizados y los perfiles topográficos, teniendo en cuenta un coeficiente para carga sísmica horizontal de 0.30 de la gravedad para el sector, debido a la alta sismicidad de la zona y de acuerdo al NSR-10 apéndice A-4.

Se realizó el análisis de estabilidad del sitio, con más de 100 superficies potenciales de falla, de las cuales se anotan las más críticas.

Para los perfiles analizados se obtuvo los resultados mostrados en la imagen 8, en donde se muestran sus coordenadas y factores de seguridad correspondientes. Para una mejor visualización se han dibujado e indicado sus factores de seguridad de los perfiles analizados.

Con la información obtenida se pudieron establecer 4 principales estratos de suelo en el terreno predominando limos de alta plasticidad en la parte superior y de baja plasticidad en las partes más profundas con intercalaciones o lentes de arena limosa, así como también la presencia de un estrato de suelo perteneciente al material colapsado el cual ha perdido considerablemente las propiedades mecánicas.

También dentro de las características del terreno estudiado se evidencia que el suelo posee propiedades mecánicas que pueden considerarse muy buenas ya que a profundidades mayores a los 3 m presenta suelos de muy buena consistencia con procesos de cementación.

A pesar de las condiciones encontradas se evidenció que existe un colapso de parte del talud en estudio cuyo material se encuentra depositado en la parte media y baja del talud en estado suelto. Teniendo en cuenta las consideraciones anteriores se puede inferir que la inestabilidad se produjo por un exceso en la deforestación de la zona y excesiva exposición del suelo a la acción de la

lluvia que por tratarse de un suelo fino y de alta compresibilidad en los estratos mas superficiales tiene la capacidad de absorber grandes cantidades de agua produciendo en primer lugar un aumento en las cargas actuantes del talud, aumento de las presiones intersticiales de los poros del suelo, cambios en el volumen y disminución del esfuerzo efectivo.

Ante lo anterior se procedió a modelar en el software Geo5 las condiciones actuales y se muestran los resultados.

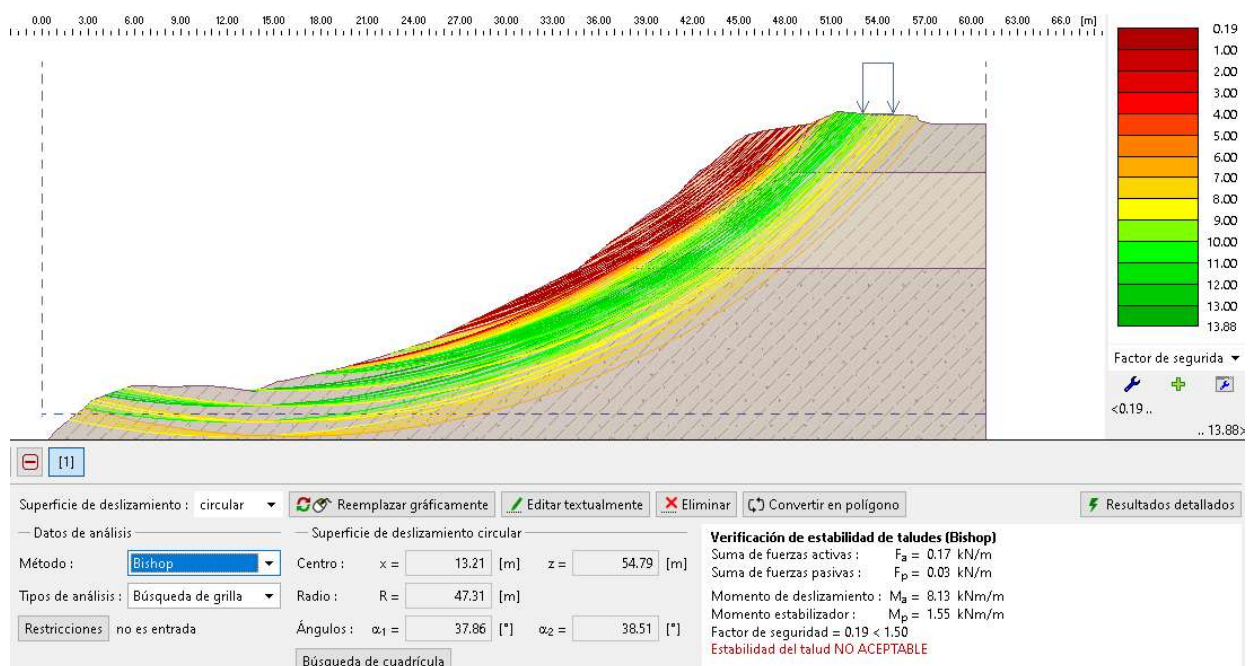


Imagen 8 Superficies de falla analizada para las condiciones actuales del terreno

Tabla 6 Resultado detallado del análisis para las condiciones actuales del terreno

Verificación de estabilidad de taludes (Bishop)					
Suma de fuerzas activas :		$F_a =$	0.17	kN/m	
Suma de fuerzas pasivas :		$F_p =$	0.03	kN/m	
Momento de deslizamiento :		$M_d =$	8.13	kNm/m	
Momento estabilizador :		$M_p =$	1.55	kNm/m	
Factor de seguridad = $0.19 < 1.50$					
Estabilidad del talud NO ACEPTABLE					
Búsqueda de cuadrícula de superficie de deslizamiento (Bishop)					
Nro.	Centro		Radio	FS	Verificación
	x [m]	z [m]	R [m]		
1	12.21	51.79	47.31	0.27	NO ACEPTABLE
2	12.21	51.79	48.31	13.88	ACEPTABLE
3	12.21	51.79	49.31	13.18	ACEPTABLE

4	12.21	51.79	50.31	10.55	ACCEPTABLE
5	12.21	51.79	51.31	8.58	ACCEPTABLE
6	12.21	52.79	47.31	0.22	NO ACCEPTABLE
7	12.21	52.79	48.31	3.57	ACCEPTABLE
8	12.21	52.79	49.31	13.48	ACCEPTABLE
9	12.21	52.79	50.31	12.97	ACCEPTABLE
10	12.21	52.79	51.31	10.27	ACCEPTABLE
11	12.21	53.79	47.31	0.19	NO ACCEPTABLE
12	12.21	53.79	48.31	0.23	NO ACCEPTABLE
13	12.21	53.79	49.31	5.67	ACCEPTABLE
14	12.21	53.79	51.31	12.67	ACCEPTABLE
15	12.21	54.79	48.31	0.2	NO ACCEPTABLE
16	12.21	54.79	49.31	0.24	NO ACCEPTABLE
17	12.21	54.79	50.31	6.77	ACCEPTABLE
18	12.21	55.79	49.31	0.21	NO ACCEPTABLE
19	12.21	55.79	50.31	0.24	NO ACCEPTABLE
20	12.21	55.79	51.31	7.46	ACCEPTABLE
21	13.21	51.79	47.31	7.5	ACCEPTABLE
22	13.21	51.79	48.31	12.67	ACCEPTABLE
23	13.21	51.79	49.31	12.08	ACCEPTABLE
24	13.21	51.79	50.31	9.67	ACCEPTABLE
25	13.21	51.79	51.31	7.96	ACCEPTABLE
26	13.21	52.79	47.31	0.25	NO ACCEPTABLE
27	13.21	52.79	48.31	7.82	ACCEPTABLE
28	13.21	52.79	49.31	12.54	ACCEPTABLE
29	13.21	52.79	50.31	11.7	ACCEPTABLE
30	13.21	52.79	51.31	9.36	ACCEPTABLE
31	13.21	53.79	47.31	0.22	NO ACCEPTABLE
32	13.21	53.79	48.31	0.25	NO ACCEPTABLE
33	13.21	53.79	49.31	8.29	ACCEPTABLE
34	13.21	53.79	50.31	12.42	ACCEPTABLE
35	13.21	53.79	51.31	11.38	ACCEPTABLE
36	13.21	54.79	47.31	0.19	NO ACCEPTABLE
37	13.21	54.79	48.31	0.22	NO ACCEPTABLE
38	13.21	54.79	49.31	0.26	NO ACCEPTABLE
39	13.21	54.79	50.31	8.88	ACCEPTABLE
40	13.21	54.79	51.31	12.08	ACCEPTABLE
41	13.21	55.79	48.31	0.2	NO ACCEPTABLE
42	13.21	55.79	49.31	0.23	NO ACCEPTABLE
43	13.21	55.79	50.31	0.26	NO ACCEPTABLE
44	13.21	55.79	51.31	9.3	ACCEPTABLE
45	14.21	51.79	47.31	10.72	ACCEPTABLE
46	14.21	51.79	48.31	11.81	ACCEPTABLE
47	14.21	51.79	49.31	10.89	ACCEPTABLE
48	14.21	51.79	50.31	8.87	ACCEPTABLE
49	14.21	51.79	51.31	7.54	ACCEPTABLE

50	14.21	52.79	47.31	2.07	ACCEPTABLE
51	14.21	52.79	48.31	11.02	ACCEPTABLE
52	14.21	52.79	49.31	11.45	ACCEPTABLE
53	14.21	52.79	50.31	10.51	ACCEPTABLE
54	14.21	52.79	51.31	8.62	ACCEPTABLE
55	14.21	53.79	47.31	0.23	NO ACCEPTABLE
56	14.21	53.79	48.31	5.1	ACCEPTABLE
57	14.21	53.79	49.31	11.27	ACCEPTABLE
58	14.21	53.79	50.31	11.08	ACCEPTABLE
59	14.21	53.79	51.31	10.16	ACCEPTABLE
60	14.21	54.79	47.31	0.21	NO ACCEPTABLE
61	14.21	54.79	48.31	0.24	NO ACCEPTABLE
62	14.21	54.79	49.31	6.55	ACCEPTABLE
63	14.21	54.79	50.31	11.34	ACCEPTABLE
64	14.21	54.79	51.31	10.7	ACCEPTABLE
65	14.21	55.79	48.31	0.22	NO ACCEPTABLE
66	14.21	55.79	49.31	0.25	NO ACCEPTABLE
67	14.21	55.79	50.31	7.78	ACCEPTABLE
68	14.21	55.79	51.31	11.4	ACCEPTABLE
69	15.21	51.79	47.31	12	ACCEPTABLE
70	15.21	51.79	48.31	10.56	ACCEPTABLE
71	15.21	51.79	49.31	9.78	ACCEPTABLE
72	15.21	51.79	50.31	8.25	ACCEPTABLE
73	15.21	51.79	51.31	7.23	ACCEPTABLE
74	15.21	52.79	47.31	7.91	ACCEPTABLE
75	15.21	52.79	48.31	12.05	ACCEPTABLE
76	15.21	52.79	49.31	10.2	ACCEPTABLE
77	15.21	52.79	50.31	9.51	ACCEPTABLE
78	15.21	52.79	51.31	8.14	ACCEPTABLE
79	15.21	53.79	47.31	0.25	NO ACCEPTABLE
80	15.21	53.79	48.31	8.65	ACCEPTABLE
81	15.21	53.79	49.31	11.74	ACCEPTABLE
82	15.21	53.79	50.31	9.82	ACCEPTABLE
83	15.21	53.79	51.31	9.23	ACCEPTABLE
84	15.21	54.79	47.31	0.23	NO ACCEPTABLE
85	15.21	54.79	48.31	0.26	NO ACCEPTABLE
86	15.21	54.79	49.31	9.09	ACCEPTABLE
87	15.21	54.79	50.31	11.4	ACCEPTABLE
88	15.21	54.79	51.31	9.48	ACCEPTABLE
89	15.21	55.79	47.31	0.21	NO ACCEPTABLE
90	15.21	55.79	48.31	0.24	NO ACCEPTABLE
91	15.21	55.79	49.31	0.51	NO ACCEPTABLE
92	15.21	55.79	50.31	9.29	ACCEPTABLE
93	15.21	55.79	51.31	11.04	ACCEPTABLE
94	16.21	51.79	47.31	11.55	ACCEPTABLE
95	16.21	51.79	48.31	9.41	ACCEPTABLE

96	16.21	51.79	49.31	8.93	ACEPTABLE
97	16.21	51.79	50.31	7.84	ACEPTABLE
98	16.21	51.79	51.31	6.95	ACEPTABLE
99	16.21	52.79	47.31	9.23	ACEPTABLE
100	16.21	52.79	48.31	11.16	ACEPTABLE
101	16.21	52.79	49.31	9.09	ACEPTABLE
102	16.21	52.79	50.31	8.79	ACEPTABLE
103	16.21	52.79	51.31	7.73	ACEPTABLE
104	16.21	53.79	47.31	4.69	ACEPTABLE
105	16.21	53.79	48.31	9.46	ACEPTABLE
106	16.21	53.79	49.31	10.69	ACEPTABLE
107	16.21	53.79	50.31	8.82	ACEPTABLE
108	16.21	53.79	51.31	8.67	ACEPTABLE
109	16.21	54.79	47.31	0.25	NO ACEPTABLE
110	16.21	54.79	48.31	6.6	ACEPTABLE
111	16.21	54.79	49.31	9.35	ACEPTABLE
112	16.21	54.79	50.31	10.26	ACEPTABLE
113	16.21	54.79	51.31	8.59	ACEPTABLE
114	16.21	55.79	47.31	0.23	NO ACEPTABLE
115	16.21	55.79	48.31	0.25	NO ACEPTABLE
116	16.21	55.79	49.31	7.84	ACEPTABLE
117	16.21	55.79	50.31	9.12	ACEPTABLE
118	16.21	55.79	51.31	9.88	ACEPTABLE

Para el chequeo con sismo, se analizaron dos perfiles que presentan condiciones de mayor riesgo, encontrándose los factores de seguridad para las aceleraciones de 0.00 (Caso estático), 0.05, 0.10, 0.15, 0.20, 0.25, 0.30, 0.35, 0.40, 0.45 y 0.50 de la gravedad, cuyo comportamiento se muestra en la Figura 3. Teniendo en cuenta que la aceleración horizontal adoptada para el sector es de 0.30g y la vertical de 0.25g para un periodo de retorno de 475 años con un grado de incertidumbre del 90% y una magnitud mínima de 4 en la escala de Richter, que permite concluir, para estas condiciones, que el talud del sector en el estado actual es inestable, pues los factores de seguridad son menores a 1.00, ocurriendo de igual forma para las condiciones estáticas actuales pues los factores de seguridad son ligeramente inferiores a 1.00.

Se entiende por estado actual, las condiciones del sector en el momento de realizar las exploraciones para el presente estudio geotécnico.

Como se observa en los resultados los factores de seguridad inaceptables para la estabilidad del talud se presentan cuando la superficie de falla ocurre en el material que actualmente está desprendido y presenta malas propiedades mecánicas, sin embargo, el resto del talud presenta estabilidad aceptable.

Por lo anterior y dado el alto riesgo que se está presentando en el sector del talud, se deben realizar diferentes obras correctivas, conducentes a estabilizar el movimiento y así garantizar la estabilidad de la estructura eléctrica tales como: Retiro del material inestable o suelto en el talud superior, zanja de coronamiento, y aliviadero perimetral, construcción de geodrenes en cunetas de la vía los cuales deben evacuar el agua hacia lugares seguros o alcantarilla más cercana, construcción de una estructura de contención relleno y disminución de la pendiente del talud mediante terrazas.

Lo anterior aunado a un monitoreo permanente al menos por un lapso de unos seis meses. Todas estas obras se detallan en los capítulos posteriores, conclusiones y recomendaciones y anexos.

Con las consideraciones anteriores se presenta el análisis de estabilidad contemplando las medidas correctivas y a continuación se muestran los resultados.



Imagen 9 Superficies de fallas analizadas para condición final del talud

Se recomienda construir un muro en gaviones, cimentado en una zapata alargada, ubicado de acuerdo a la imagen 9, con una longitud aproximada de 40.0 metros, con una cimentación con pilares de fundación con sección circular variable de 1.0 a 1.30 metros de diámetro, que se deben llevar hasta una profundidad de 2.00 metros a partir del nivel de la zarpa del muro, procurando que la zarpa del muro quede ubicada hacia el interior de la banca con el propósito de ganar estabilidad. La tipología de los pilares y muro de contención se muestra en la figuras 12 y 13.

7. OBRA DE CONTENCIÓN

Para la estabilidad del terreno se recomienda construir un muro en gaviones a partir de la cota 272.2 de una longitud de 40 metros y con una altura máxima de 4 metros cimentado sobre una zarpa de concreto o un relleno compactado de recebo en la cota 271.9 con un espesor de 30 cm mínimo. Adicionalmente se deberá realizar la remoción del material colapsado y rellenar mediante terrazas como se indican en el plano anexo a este informe.

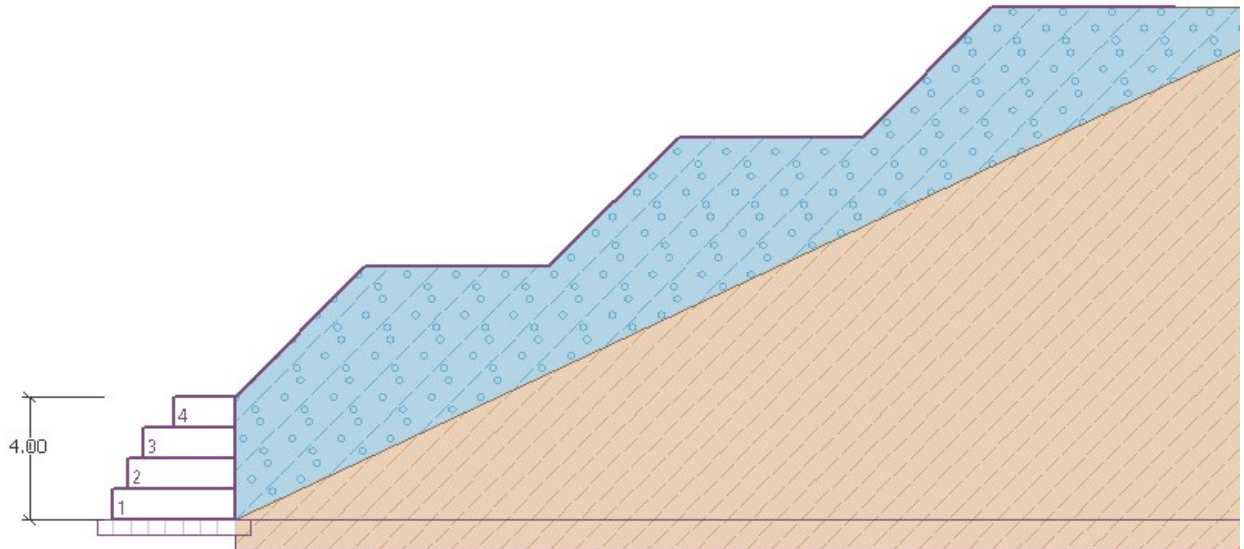


Imagen 10 Esquema de Muro en gavión

El muro se deberá localizar como se indica en el plano anexo a este documento.

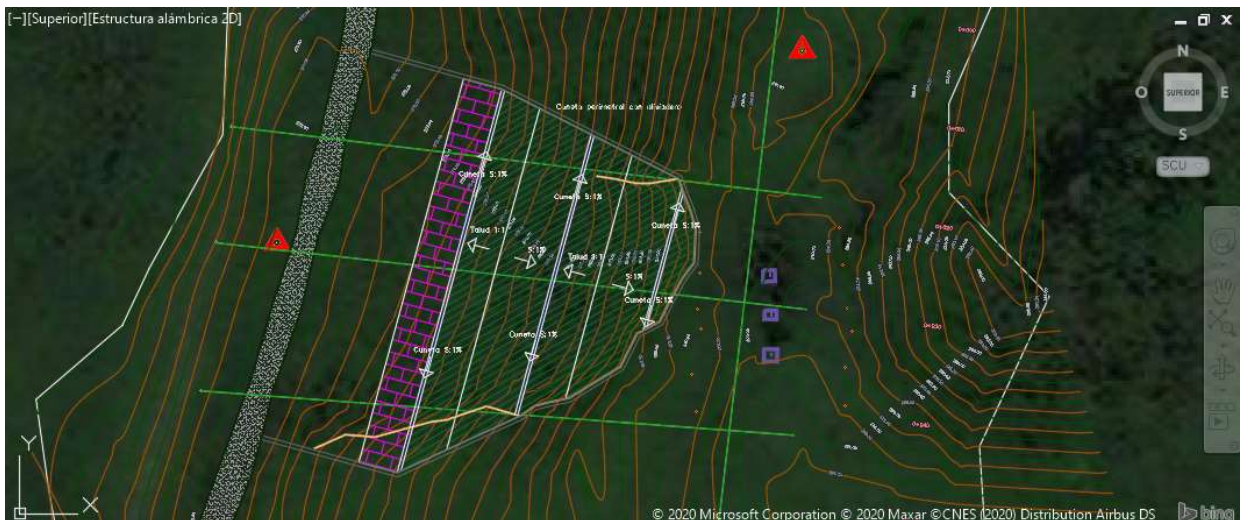


Imagen 11 Ubicación en planta del Muro de contención

8. DISEÑO GEOTÉCNICO DE MURO EN GAVIÓN

Son elementos modulares con formas variadas, confeccionados a partir de redes metálicas en malla hexagonal de doble torsión que, llenados con cantos de roca y cosidos juntos, forman estructuras destinadas a la solución de problemas geotécnicos, hidráulicos y de control de erosión. El montaje y llenado de estos elementos pueden ser realizados manualmente o con equipos mecánicos comunes.

La malla es producida con alambres de acero de bajo contenido de carbono revestido con una aleación de zinc y aluminio que confiere protección contra la corrosión y deberá cumplir con la

norma técnica NTC 5333. De acuerdo al artículo 681 de las especificaciones generales de construcción de carreteras del instituto nacional de vías INVIAS, se especifica el tipo de gavión de acuerdo a la siguiente tabla.

Tabla 7 Clases de Gavión según el tipo de recubrimiento del alambre

CLASE	TIPO DE RECUBRIMIENTO
1	Metálico tipo 1: zinc (galvanizado)
2	Metálico tipo 2: aleación Zn-5A1-MM
3	Metálico tipo 1 y PVC
4	Metálico tipo 2 y PVC

Los gaviones de clase 1 estarán elaborados con alambres de acero recubiertos con zinc (galvanizado).

Los gaviones de clase 2 estarán elaborados con alambres de acero recubiertos con una aleación de zinc, aluminio y tierras raras, denominada Zn-5A1-MM.

De acuerdo a la tabla anterior se determina que la malla para el proyecto en cuestión será metálica tipo 1, para lo cual se muestra a continuación las características que deberá cumplir.

Tabla 8 diámetro mínimo nominal de los alambres

CARACTERÍSTICA	TIPO DE RECUBRIMIENTO	
	METÁLICO (Clases 1 y 2)	METÁLICO Y PVC (Clases 3 y 4)
Malla	3.00 mm	2.70 mm
Aristas y bordes	3.80 mm	3.40 mm
Templetes: - Elaborados en obra para conectar las caras anterior y posterior de cada panel de gavión - Preformados para enlazar las esquinas de una misma celda	2.20 mm 3.80 mm	2.20 mm 3.40 mm
Amarres	2.20 mm	2.20 mm

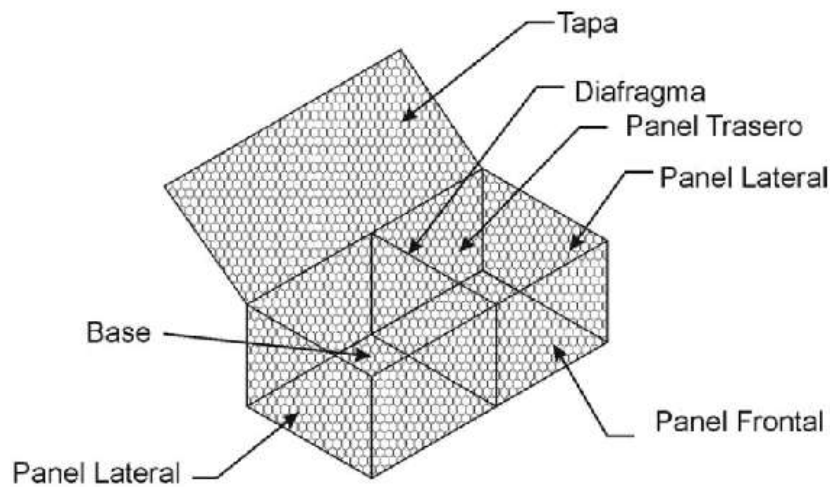


Imagen 12 Partes de un gavión

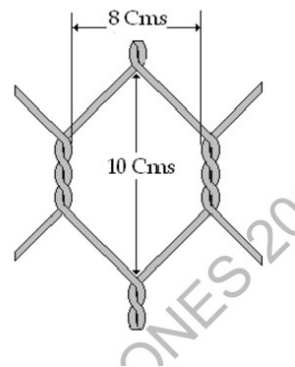


Imagen 13 Abertura de la malla de gavión

De acuerdo a las especificaciones se deberá tener en cuenta que la malla cumpla los siguientes requisitos mecánicos.

DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO	TIPO DE RECUBRIMIENTO	
	METÁLICO (Clases 1 y 2)	METÁLICO Y PVC (Clases 3 y 4)
Resistencia de la malla, mínimo (kN/m)		
- Ensayo paralelo al entorchado de los alambres	51.1	42.3
- Ensayo perpendicular al entorchado de los alambres	26.3	20.4
Resistencia de las conexiones, mínimo (kN/m)		
- Conexiones a los bordes y aristas	20.4	17.5
- Conexiones entre paneles	20.4	17.5
Ensayo de punzonamiento	26.7	23.6

Imagen 14 Resistencia mínima de la malla y las conexiones

De igual manera el llenado podrá consistir en piedras o rocas de canto rodado o de cantera; las piedras deberán ser duras y durables, no susceptibles a desintegración por exposición al agua o a

la intemperie. Deberán estar razonablemente libres de materia orgánica; no deben tener óxido de hierro con excesiva alcalinidad o compuestos salinos, cuya composición puede atacar el alambre de la canasta.

Es importante que sobre la superficie compactada se instale un geotextil de separación el cual deberá cumplir con lo especificado en el Artículo 231, numeral 231.2.1.

8.1. Condiciones generales de diseño

8.1.1. Altura del Muro

De acuerdo con la topografía, la altura más crítica está sobre el costado Oeste, en el cual el muro deberá tener una altura total de 4 metros hasta una cota final de 274.2 m.

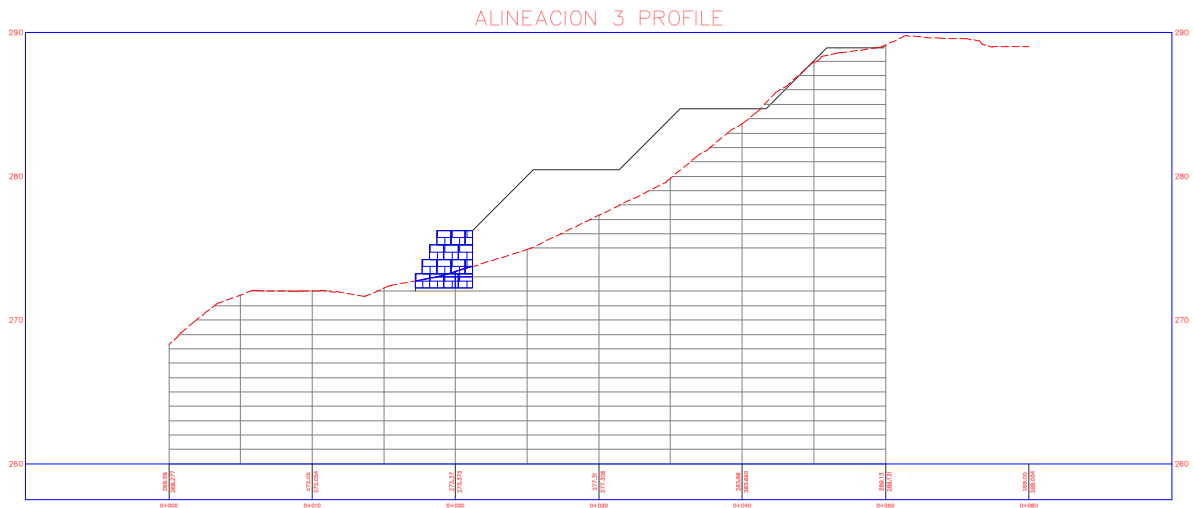


Imagen 15 Perfil topográfico muro

8.1.2. Sección transversal

De acuerdo a las condiciones topográfica de la zona se establece un muro de contención en gavión de cuatro metros de altura con una base inferior de 4 metros y una base superior de 2 metros dispuesto como se indica en la siguiente figura

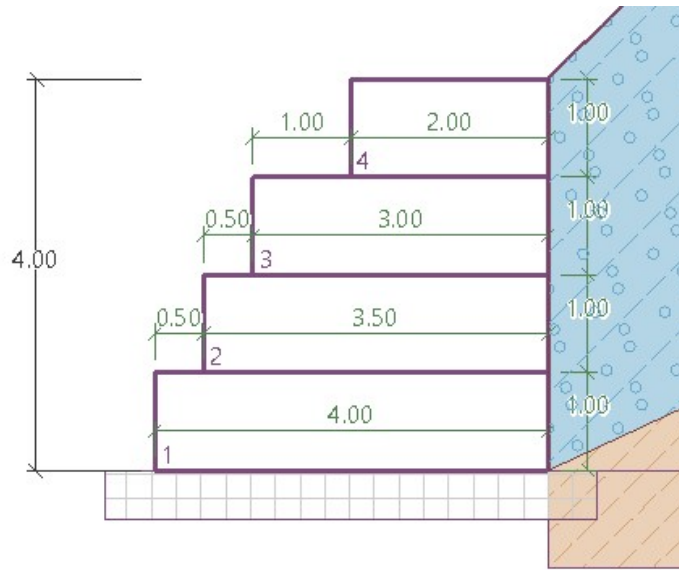


Imagen 16 Sección transversal del muro

8.2. Verificación de estabilidad interna y externa

Se realiza a continuación los chequeos para determinación de factores de seguridad.

El modelo propuesto será el siguiente

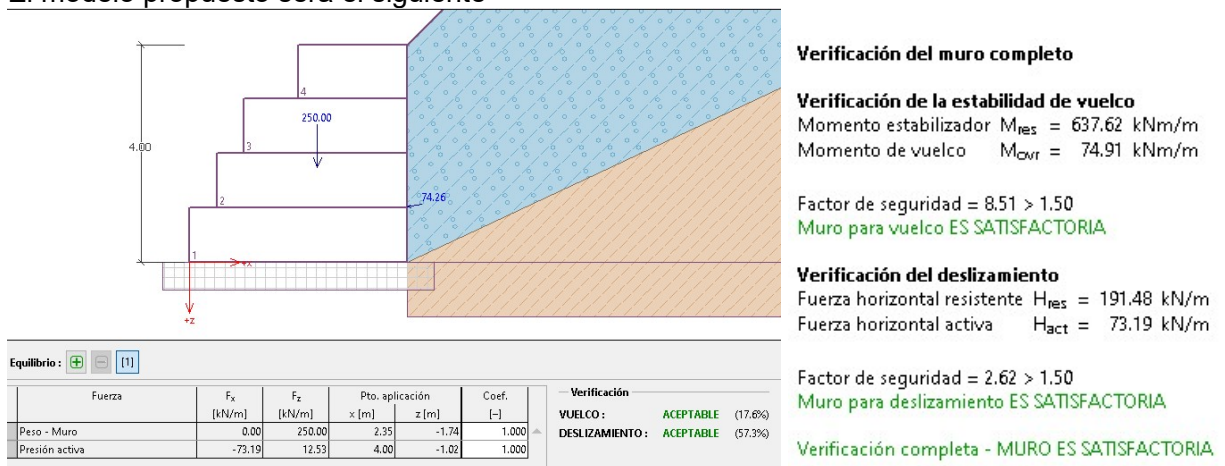


Imagen 17 Análisis de estabilidad interna del muro ante volcamiento y deslizamiento

8.2.1. Estabilidad a la capacidad portante

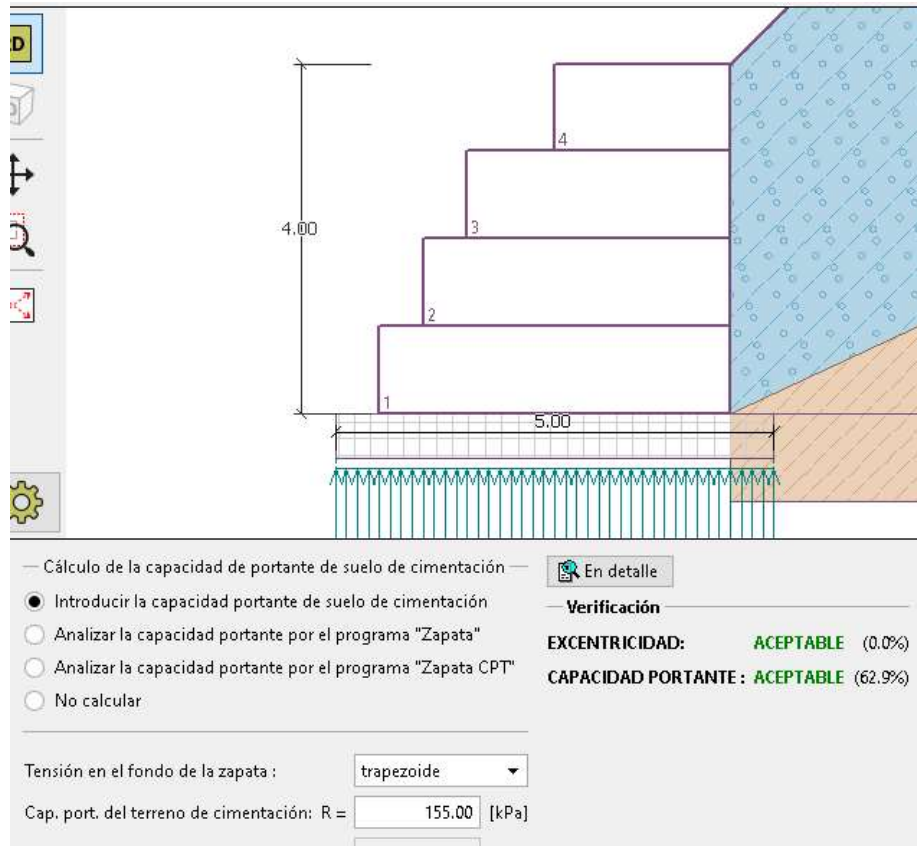
Del estudio de suelos se obtuvo la siguiente capacidad del suelo.

Tabla 9 Parámetros geotécnicos

Hoja de Calculo para la ecuación general de la capacidad de carga (EGCC)								
$q_u = cN_c[f_c d_c i_c g_c b_c] + qN_q[f_q d_q i_q g_q b_q] + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma[f_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma]$								
1. Características del suelo de cimentación								
c, Su	20	kPa		Peso unitario del suelo encima de la cimentación	γ_0	14.05	kN/m ³	
ϕ	18.0	°			γ_{sat0}	15.55	kN/m ³	
ϕ	0.31	rad			γ'_0	5.741	kN/m ³	
				Peso unitario del suelo debajo de la cimentación	γ_1	15.10	kN/m ³	
					γ_{sat1}	16.60	kN/m ³	
					γ'_1	6.791	kN/m ³	
$d_c = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$ $d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B}$ $d_\gamma = 1$								
1.a Calculo de los factores de capacidad de carga								
$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$ $N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi}$ $N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$								
	Nc	Nq	Ny	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\beta}{90} \right)^2$ $i_\gamma = \left(1 - \frac{\beta}{\phi} \right)^2$				$f_c = 1 + \frac{B' N_q}{L' N_c}$ $f_q = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi$ $f_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B'}{L'}$
	13.10	5.26	4.07					

Tabla 10 Capacidad del suelo en función del ancho de la cimentación

Tabla resumen de capacidad del suelo							
L	B	Df=0.5 m		Df=0.7 m		Df=1.0 m	
[m]	[m]	qadm [kPa]	Padm [kN]	qadm [kPa]	Padm [kN]	qadm [kPa]	Padm [kN]
40.00	4.00	148	23666	155	24846	167	26664
40.00	4.10	149	24408	156	25610	167	27459
40.00	4.20	150	25159	157	26382	168	28263
40.00	4.30	151	25917	158	27162	169	29075
40.00	4.40	152	26684	159	27949	170	29895
40.00	4.50	153	27458	160	28745	171	30723
40.00	4.60	153	28240	161	29549	172	31559
40.00	5.00	157	31447	164	32841	175	34982



Carga de diseño actuando en el centro del fondo de la zapata

Nro.	Momento [kNm/m]	Fuerza Normal [kN/m]	Resistencia al corte [kN/m]	Excentricidad [-]	Tensión [kPa]
1	-1.05	325.03	73.19	0.000	65.01

Carga de servicio actuando en el centro del fondo de la zapata

Nro.	Momento [kNm/m]	Fuerza Normal [kN/m]	Resistencia al corte [kN/m]
1	-1.05	325.03	73.19

Verificación de la capacidad portante del terreno de cimentación

Tensión en el fondo de la zapata : trapezoide

Verificación de excentricidad

Máx. excentricidad de fuerza normal $e = 0.000$

Máxima excentricidad permitida $e_{alw} = 0.333$

Excentricidad de la fuerza normal **ES SATISFACTORIA**

Verificación de la capacidad portante del fondo de la zapata

Max. tensión en el fondo de la zapata $\sigma = 65.01$ kPa

Capacidad portante del terreno de cimentación $R_d = 155.00$ kPa

Factor de seguridad = 2.38 > 1.50

Capacidad portante del terreno de cimentación **ES SATISFACTORIA**

Estabilidad global - Cap. portante del terreno de cimentación **ES SATISFACTORIA**

Imagen 18 Análisis de la estabilidad interna del muro para la capacidad portante

8.2.2. Estabilidad interna

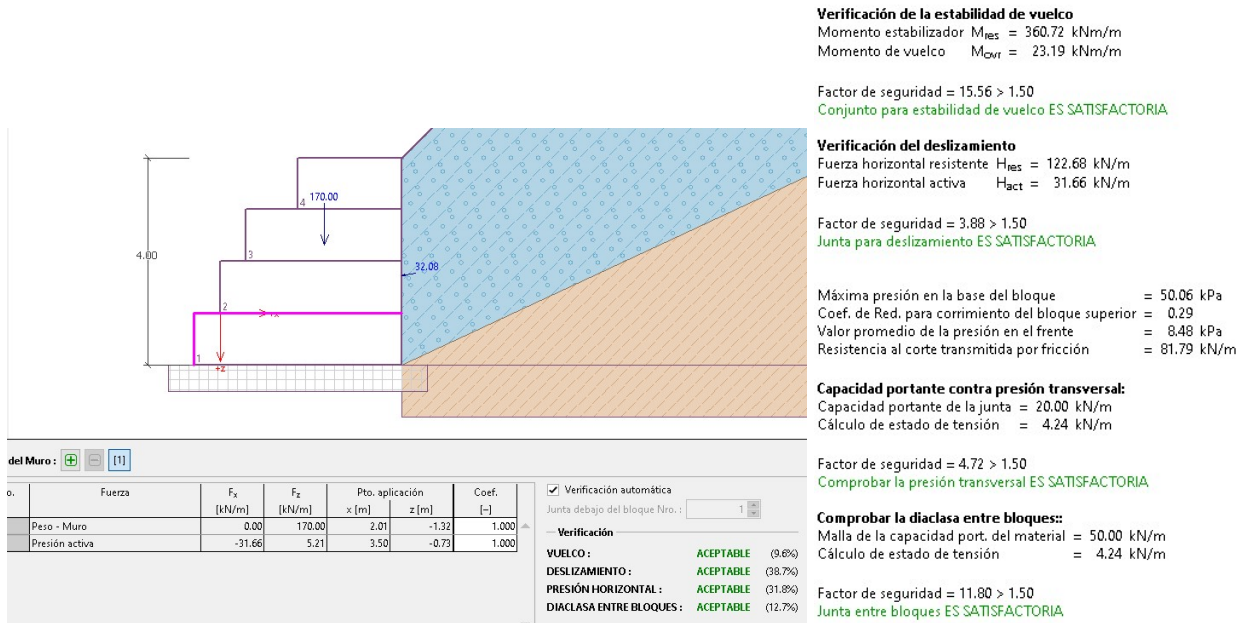


Imagen 19 Análisis de la estabilidad interna de muro

8.2.3. Estabilidad del talud con el muro

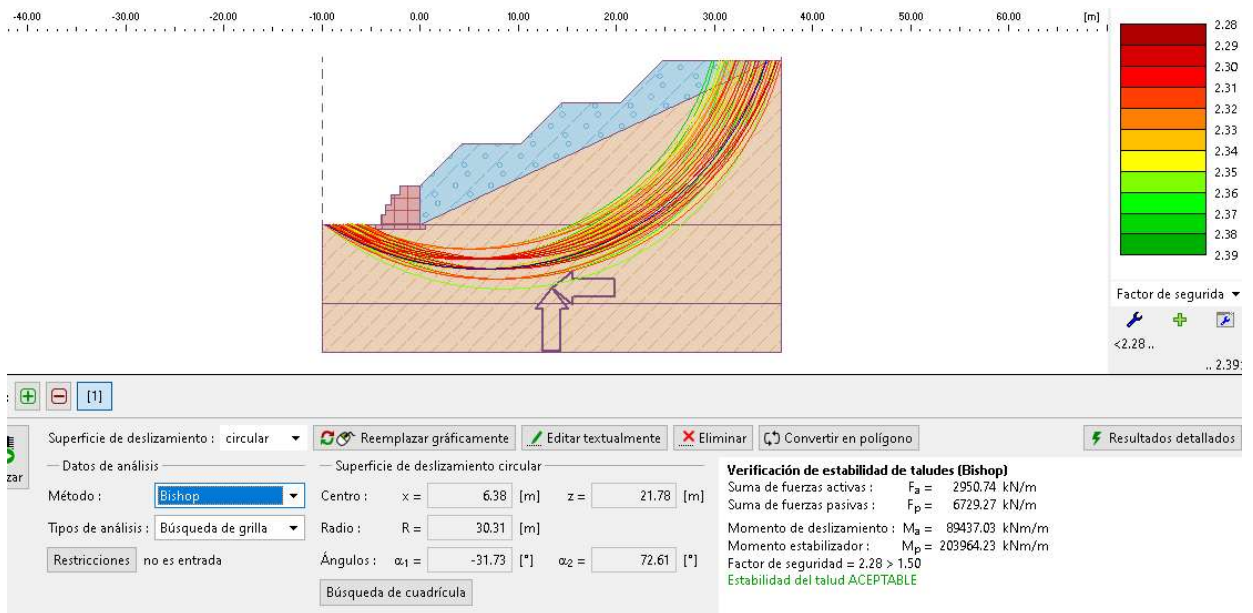


Imagen 20 Resultado de análisis de la estabilidad final del talud

Verificación de estabilidad de taludes (Bishop)

Suma de fuerzas activas : $F_a = 2950.74$ kN/m

Suma de fuerzas pasivas : $F_p = 6729.27$ kN/m

Momento de deslizamiento : $M_d = 89437.03$ kNm/m

Momento estabilizador : $M_p = 203964.23$ kNm/m

Factor de seguridad = $2.28 > 1.50$

Estabilidad del talud **ACEPTABLE**

Búsqueda de cuadrícula de superficie de deslizamiento (Bishop)

Nro.	Centro		Radio R [m]	FS	Verificación
	x [m]	z [m]			
1	4.38	18.78	26.31	2.37	ACEPTABLE
2	4.38	19.78	26.31	2.37	ACEPTABLE
3	4.38	19.78	27.31	2.34	ACEPTABLE
4	4.38	20.78	27.31	2.35	ACEPTABLE
5	4.38	20.78	28.31	2.33	ACEPTABLE
6	4.38	21.78	28.31	2.33	ACEPTABLE
7	4.38	21.78	29.31	2.31	ACEPTABLE
8	5.38	17.78	26.31	2.36	ACEPTABLE
9	5.38	18.78	26.31	2.36	ACEPTABLE
10	5.38	18.78	27.31	2.34	ACEPTABLE
11	5.38	19.78	26.31	2.35	ACEPTABLE
12	5.38	19.78	27.31	2.34	ACEPTABLE
13	5.38	20.78	27.31	2.32	ACEPTABLE
14	5.38	20.78	28.31	2.31	ACEPTABLE
15	5.38	21.78	28.31	2.32	ACEPTABLE
16	5.38	21.78	29.31	2.30	ACEPTABLE
17	6.38	17.78	26.31	2.36	ACEPTABLE
18	6.38	18.78	26.31	2.35	ACEPTABLE
19	6.38	18.78	27.31	2.34	ACEPTABLE
20	6.38	19.78	27.31	2.33	ACEPTABLE
21	6.38	19.78	28.31	2.32	ACEPTABLE
22	6.38	20.78	28.31	2.31	ACEPTABLE
23	6.38	20.78	29.31	2.30	ACEPTABLE
24	6.38	21.78	29.31	2.29	ACEPTABLE
25	6.38	21.78	30.31	2.28	ACEPTABLE
26	7.38	17.78	26.31	2.36	ACEPTABLE
27	7.38	17.78	27.31	2.36	ACEPTABLE
28	7.38	18.78	26.31	2.36	ACEPTABLE
29	7.38	18.78	27.31	2.34	ACEPTABLE
30	7.38	18.78	28.31	2.33	ACEPTABLE
31	7.38	19.78	27.31	2.34	ACEPTABLE
32	7.38	19.78	28.31	2.32	ACEPTABLE
33	7.38	19.78	29.31	2.31	ACEPTABLE
34	7.38	20.78	28.31	2.31	ACEPTABLE

8.3. Análisis de resultados

Mediante el modelo realizado se evidencia que el muro presenta condiciones de seguridad y por lo tanto puede ser empleado para la estabilización del talud. Esta estabilización debe estar acompañada de obras complementarias como la elaboración de terrazas, cunetas de coronamiento y un aliviadero perimetral que transportará el agua hasta la alcantarilla más cercana.

9. OBRAS COMPLEMENTARIAS

Se debe realizar la construcción de diferentes obras de drenaje en el tramo vial en estudio donde se proyecta la construcción del muro de contención recomendado de acuerdo a lo anotado anteriormente, tales como:

Zanja de coronamiento en la parte alta del talud

Esta debe hacer entrega a disipadores y los mismos a la cuneta de la vía. Ver tipología en la imagen siguiente.

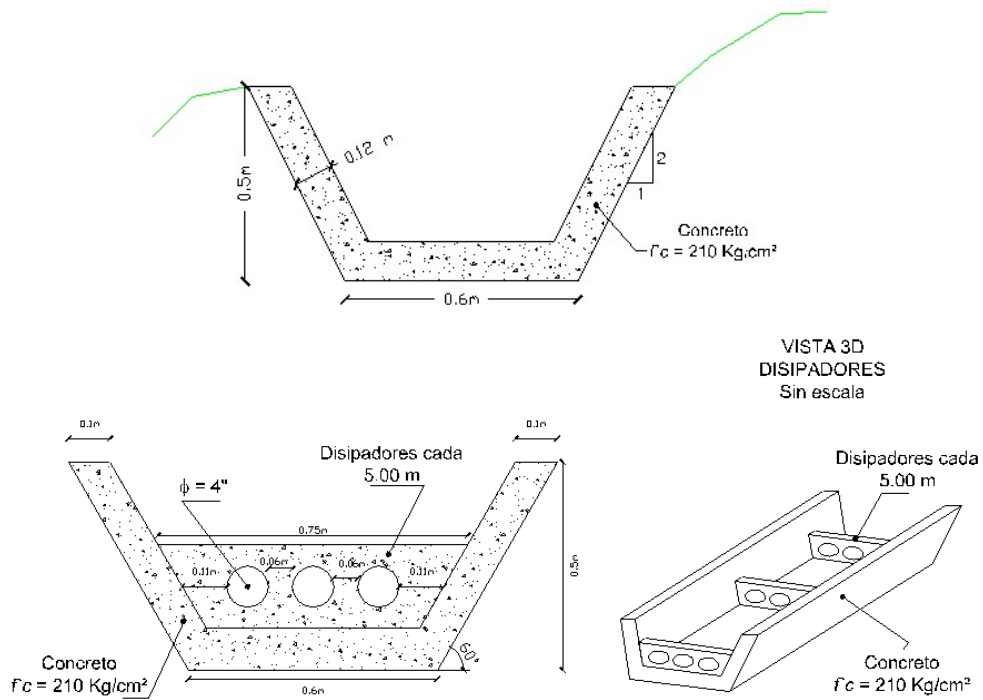


Imagen 21 Detalle de cuneta y aliviadero

Retiro de material suelto y conformación

Se debe retirar el material suelto en la parte alta del talud, con el propósito de evitar desprendimientos superficiales. Posteriormente se deberá realizar la conformación del talud con material de relleno compactado que cumpla las disposiciones del artículo del INVIAS 220 Terraplenes. En la imagen siguiente se indica las características que deberá tener el talud modificado.

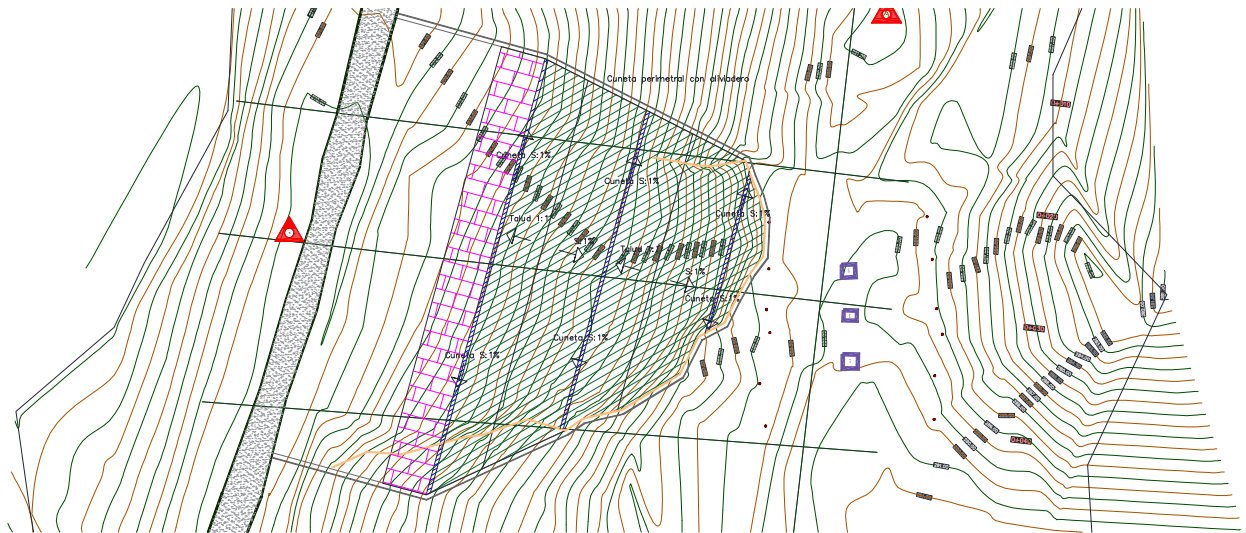


Imagen 22 Vista en Planta de la obra proyectada

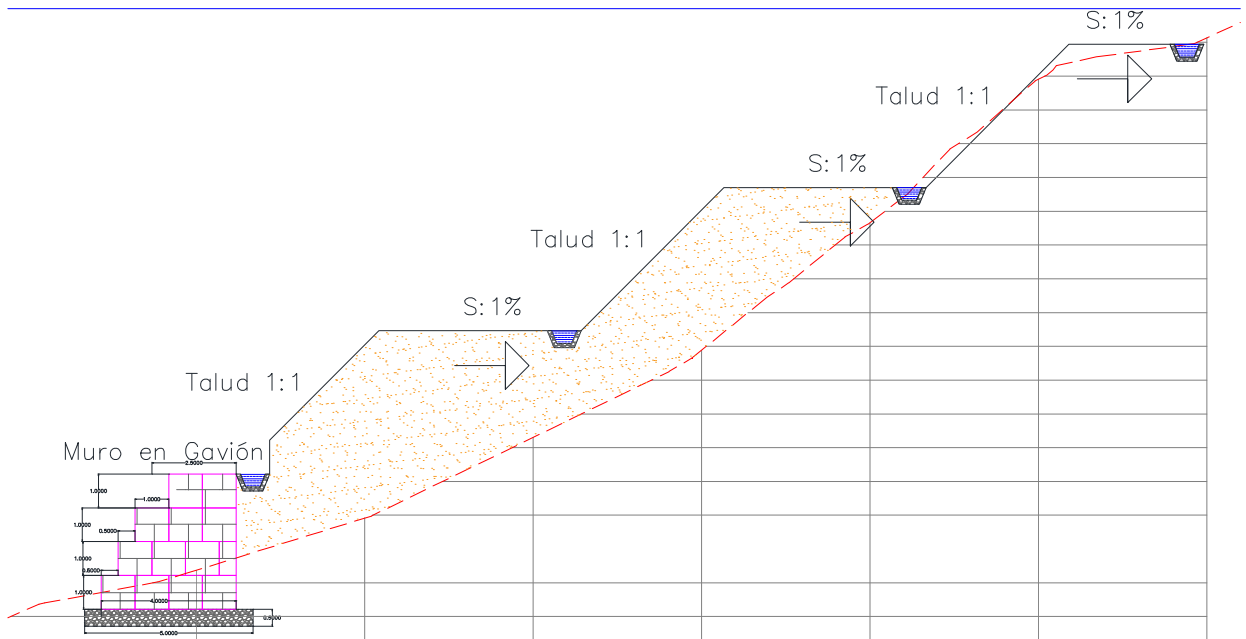


Imagen 23 Vista en perfil de la obra proyectada

Instalación de geomanto y revegetalización

Dada las propiedades físico mecánicas y texturales de los materiales presentes en el sector, se recomienda el uso de un geomanto sobre el talud terminado combinado con una revegetalización mediante la instalación de tierra abonada y semillas para lograr la empradización, con el propósito de evitar desprendimientos que se pueden generar a causa de las fuertes precipitaciones poniendo en riesgo a la infraestructura eléctrica presente.

10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Alcance y limitaciones: El presente informe se realizó en base a las investigaciones de campo que se desarrolló y los resultados obtenidos de las muestras extraídas de cada estrato. Las ubicaciones de los sondeos fueron establecidas de tal que sea posible abarcar toda el área intervenida por el deslizamiento y estimar la estratigrafía del sector.

Si durante la etapa de excavación y desplante se encuentran condiciones del subsuelo diferentes a las aquí estudiadas debe alertarse oportunamente al profesional para complementar la información y recomendaciones geotécnicas suministradas.

- Basándose en los resultados geotécnicos del estudio de suelos y en la geometría del talud se evidencia que en la zona se presenta un relieve con pendientes superiores al 70% y por tal existe un riesgo alto de deslizamiento producto de la erosión del talud para las condiciones actuales.
- Como resultado del análisis geotécnico del terreno, se recomiendan la construcción de un muro en gavión de longitud 40 metros y una altura máxima de 4 metros, las cuales se detallan en el capítulo 8 y 9 de este informe.
- Las condiciones geométricas del muro de contención en gavión presentan comportamientos aceptables, por lo tanto, se concluye que puede ser empleado en la estabilización del talud de estudio acompañado de las obras complementarias mencionadas en el capítulo 9.
- Deberá realizarse la posterior protección del talud con geomanto y empedrar la zona intervenida para controlar los efectos de la erosión.
- El suelo de fundación se deberá nivelar previamente a la instalación del muro, así realizar la construcción de la placa de cimentación para el muro en gavión la cual será de un ancho de 5 metros, su espesor y refuerzo deberá ser emitido por el ingeniero estructural del proyecto.
- Sobre el costado este de la torre 50 no se evidenció grietas de tensión sobre el terreno o indicativos que evidencien un eminente deslizamiento, sin embargo, presenta pendientes elevadas y el suelo se encuentra expuesto a los factores erosivos por lo que se recomienda realizar la revegetalización de la zona con el fin de evitar una futura inestabilidad en esta parte del terreno.