

ESTUDIO Y MODIFICACIÓN DE UN CONTRATALUD INESTABLE EN UN CAMINO DE MONTAÑA

MSc Ing Oscar V. Cordo y MSc. Ing Pablo Girardi Mancini

Escuela de Ingeniería de Caminos de Montaña-UNSJ

Av. Libertador General San Martín 1109 (Oeste)

5400-San Juan

Tel: 0264-427-2439

Email: ocordo@eicam.unsj.edu.ar

pgirardi@eicam.unsj.edu.ar

Palabras clave: Superficie de falla, macizo rocoso, retro-análisis, seguridad al deslizamiento.

RESUMEN

Se presenta el estudio y modificación de un contratalud en la Sección II-A2 de la Ruta Nacional 150, tramo Baldecito-Río Bermejo que presentó un deslizamiento en la etapa constructiva. El contratalud, de aproximadamente 27 m de altura, se encuentra en un macizo de lutita color borraño, muy fracturada que subyace a un manto de conglomerado gris claro. En el presente trabajo, ejecutado por la EICAM a pedido de la Inspección de la obra, se hace en primer lugar un retro-análisis para estimar parámetros de corte del macizo rocoso y luego se proponen varias alternativas para encontrar la óptima en cuanto a seguridad al deslizamiento bajo carga estática y sísmica y economía de excavación de roca.

1. INTRODUCCIÓN

El análisis de la calidad del macizo rocoso para obras viales se basa en estudios geofísicos (sísmica-refracción, resistividad o tomografía sísmica) complementados con observación visual (evaluación de la calidad del macizo rocoso, presencia de agua, cantidad y frecuencia de superficies de discontinuidad –planos de estratificación y diaclasas-) y eventualmente toma de muestras para ensayos de laboratorio, donde en general, sólo se hacen ensayos de compresión simple y tracción por compresión diametral con medición del módulo elástico de la probeta de roca. En base a los datos de ensayos de laboratorio combinados con la estimación de la calidad del macizo rocoso y datos geofísicos se estiman los parámetros de resistencia al corte de dicho macizo.

Debido a la gran longitud que tiene este tipo de proyectos, el análisis de estabilidad de taludes se hace solamente en situaciones críticas en cuanto a calidad del macizo rocoso y profundidad del contratalud a excavar. Se adopta una determinada geometría de contratalud con una dada pendiente y disposición y ancho de bermas y se adopta esa configuración a un sector determinado del proyecto donde se estima que las condiciones del macizo rocoso se mantendrán. Debido a la heterogeneidad que presentan los macizos rocosos en la naturaleza, junto con técnicas de voladura incorrectas ejecutadas durante la etapa constructiva, que no cumplen con lo especificado en el Pliego, pueden dar lugar a casos puntuales críticos donde el contratalud, aún presentando una altura moderada, hay una merma en la calidad del macizo rocoso con la consecuente aparición de problemas de estabilidad durante la etapa constructiva. Precisamente este es uno de esos casos que se presenta en este artículo.

En agosto de 2010, la Inspección de Vialidad Nacional, informa a la EICAM que ocurrió un deslizamiento de material rocoso entre progresivas 28270 y 28440. El contratalud tenía, según proyecto, una pendiente 3v:1h con una berma de 3 m de ancho a 10 m de altura. La altura máxima del corte, en progresiva 28310, era de 23 m y se presentaba una grieta de tracción en correspondencia con los conglomerados a unos 5 m por detrás de la cresta del contratalud, a unos 25 m por encima de su pie. El deslizamiento había tenido lugar a través del estrato de lutitas fracturadas subyacentes al conglomerado y había ocupado prácticamente todo el ancho de la futura calzada (Ver figura 1).



Figura 1. Aspecto del deslizamiento.

2. RETRO-ANÁLISIS

Con datos del relevamiento de la superficie de falla y considerando un macizo rocoso con lutitas muy fracturadas, se estimaron los parámetros de corte de este macizo mediante el uso del programa RocLab, de Rocscience, disponible en forma gratuita en Internet. Para ello se consideró una resistencia a compresión simple $q_c = 8$ MPa, un Índice Geológico de Resistencia (GSI= Geological Strength Index) de 30, un factor m_i de roca intacta igual a 10, un módulo elástico de roca intacta $E_i = 12000$ MPa y un factor de daño $D = 0,7$ teniendo en cuenta las técnicas de precorte usadas en la obra, con lo que resultan valores de parámetros de corte de Hoek y Brown para la curva de resistencia intrínseca expresada en términos de tensiones principales σ_1 y σ_3 iguales a $m = 0,214$, $s = 3,93 \times 10^{-5}$ y $a = 0,522$. La expresión que liga los parámetros antes citados es:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + q_c \left(m \frac{\sigma_3}{q_c} + s \right)^a \quad (1)$$

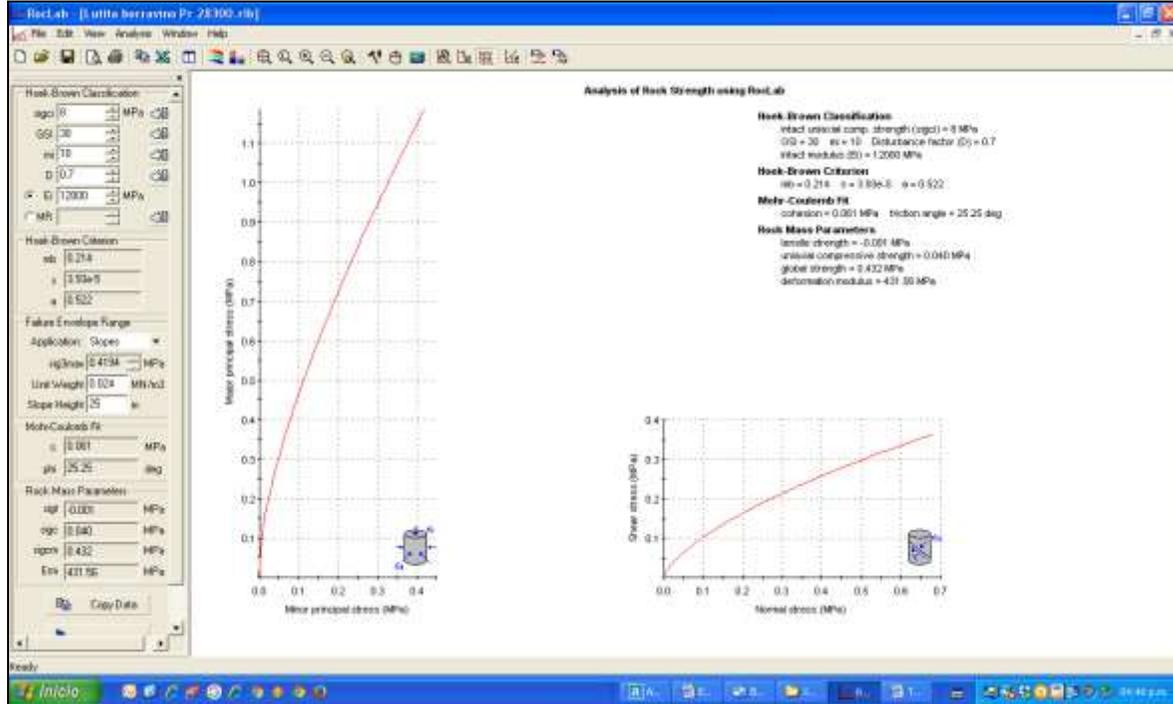


Figura 2. Hoja de cálculo del programa RocLab donde se muestra a la izquierda la curva de resistencia intrínseca en función de tensiones principales y a la derecha en función de tensión normal y de corte para el macizo fracturado.

El programa RocLab tiene la particularidad de entregar también los parámetros medios de resistencia al corte de Mohr-Coulomb, c y ϕ , dentro de un determinado rango de presiones, para su empleo en análisis geotécnicos. Para este caso particular, contratalud de altura aproximada de 25 m y densidad de macizo rocoso de 24 kN/m^3 , corresponde $c= 0,061 \text{ MPa}$ y $\phi= 25,25^\circ$. Por razones de seguridad se adoptan como parámetros resistentes $c= 0,05 \text{ MPa}$ y $\phi= 25^\circ$, para el análisis.

Con estos parámetros de corte y la superficie de falla se procedió a hacer el retro-análisis, el cual, mediante el uso del programa E02, elaborado por la EICAM, arroja un factor de seguridad $F_S= 0,97$, indicando que se está en una condición inestable (Figura 3).

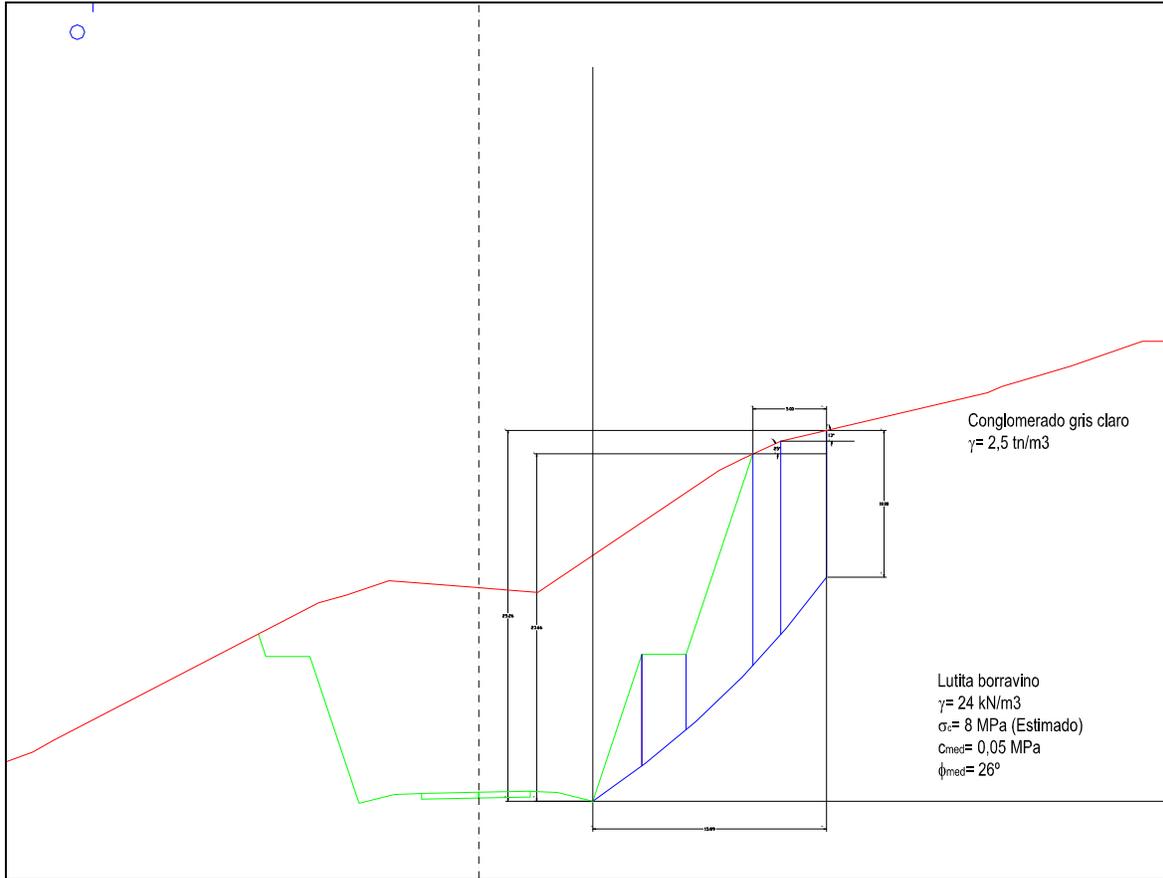


Figura 3. Superficie de falla resultante con el contratalud 3v:1h con berma de 3 m de ancho a 10 m de altura.

3. ANÁLISIS DE PROBABLES SOLUCIONES AL PROBLEMA

Una vez adoptados los parámetros de corte para el macizo de lutitas fracturadas se procedió a analizar distintas configuraciones de contrataludes para asegurar un coeficiente de seguridad al deslizamiento mínimo bajo carga estática de 1,50 y mayor que 1,10 bajo sollicitación sísmica.

Para el caso de sollicitación sísmica se usó el criterio de las Normas Antisísmicas Argentinas NAA-80, considerando que la obra está en Zona III, con coeficiente sísmico zonal $C_0 = 0,10$, adoptándose, al igual que para muros de sostenimiento, un coeficiente sísmico horizontal $C_h = 2 \times C_0 = 0,20$ y un coeficiente sísmico vertical tendiente a disminuir los pesos igual a $C_v = -0,10$.

En la Tabla 1 se resumen los factores de seguridad obtenidos, con y sin sismo.

Tabla 1. Coeficientes de seguridad obtenidos con y sin sismo para diferentes geometrías de contratalud.

Tipo de contratalud	Fs C/S	Fs S/S
3v:1h berma 3 m a 10 m de altura	----	0,97
1,5v:1h berma 3 m a 10 m de altura	0,91	1,15
1v:1h bermas 3 m c/10 m	1,02	1,41
1v:1h 1ra berma a 5 m de altura, luego c/10 m. Ancho bermas: 5 m	1,09	1,50
1v:1h bermas c/10 m. Ancho bermas: 5 m	1,07	1,51
1v:1h bermas c/10 m. Ancho bermas: 5 m. Sobreancho banquina de 5 m	1,07	1,51
1v:1h bermas c/5 m. Ancho bermas: 5 m	1,13	1,62
1v:1h 1ra berma a 5 m de altura, luego c/10 m. Ancho bermas: 5 m. Sobreancho banquina de 5 m	1,10	1,54
1v:1h 1ra berma 5 m de ancho a 5 m de altura, luego c/10 m. Ancho bermas: 3 m	1,05	1,46
1v:1h 1ra berma 5 m de ancho a 5 m de altura, luego c/10 m. Ancho bermas: 3 m. Sobreancho banquina de 5 m	1,05	1,44

A continuación se muestran algunos análisis relevantes.

a)1v:1h bermas 3 m c/10 m.

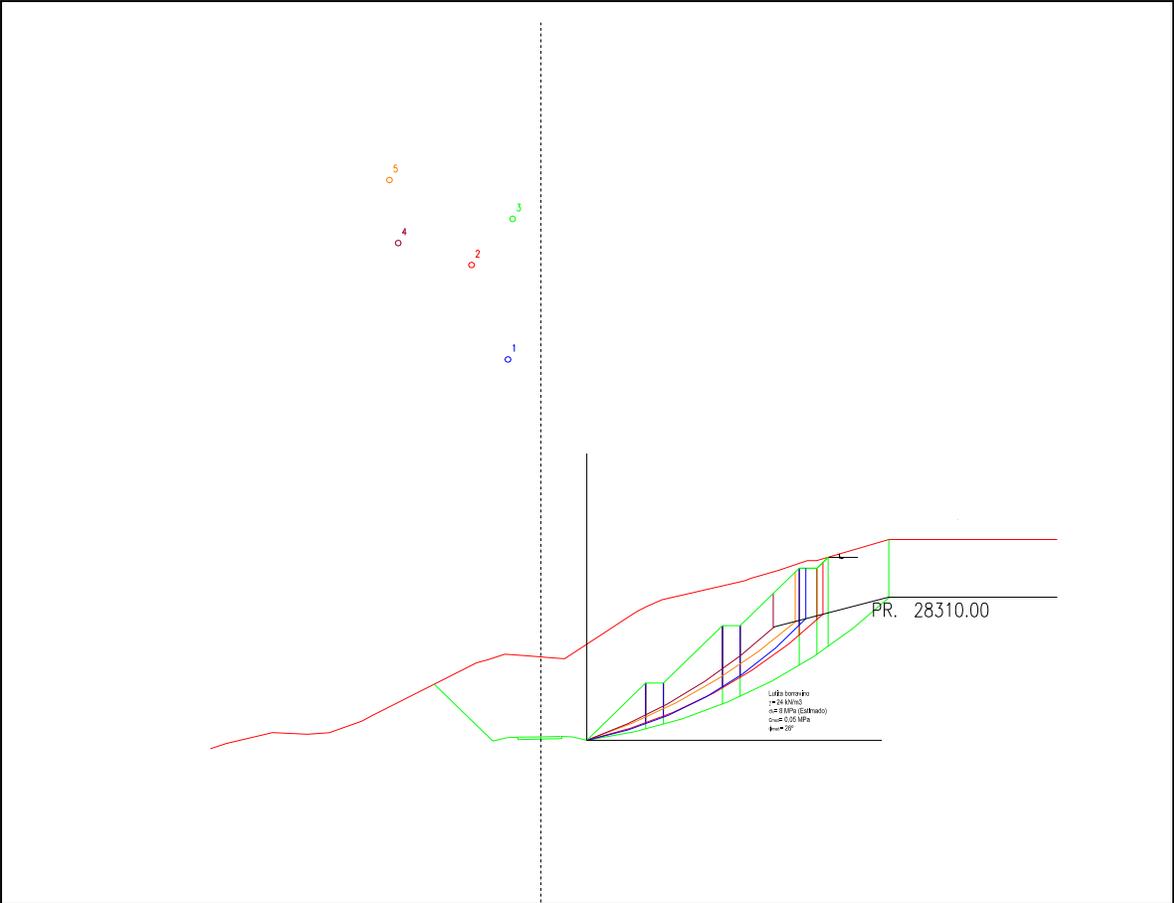


Figura 4. Factor de seguridad sin sismo $F_S = 1,41$, factor de seguridad con sismo $F_S = 1,02$. Los factores de seguridad sin sismo y con sismo están por debajo del mínimo admisible.

b) 1v:1h 1ra berma a 5 m de altura, luego c/10 m. Ancho bermas: 5 m

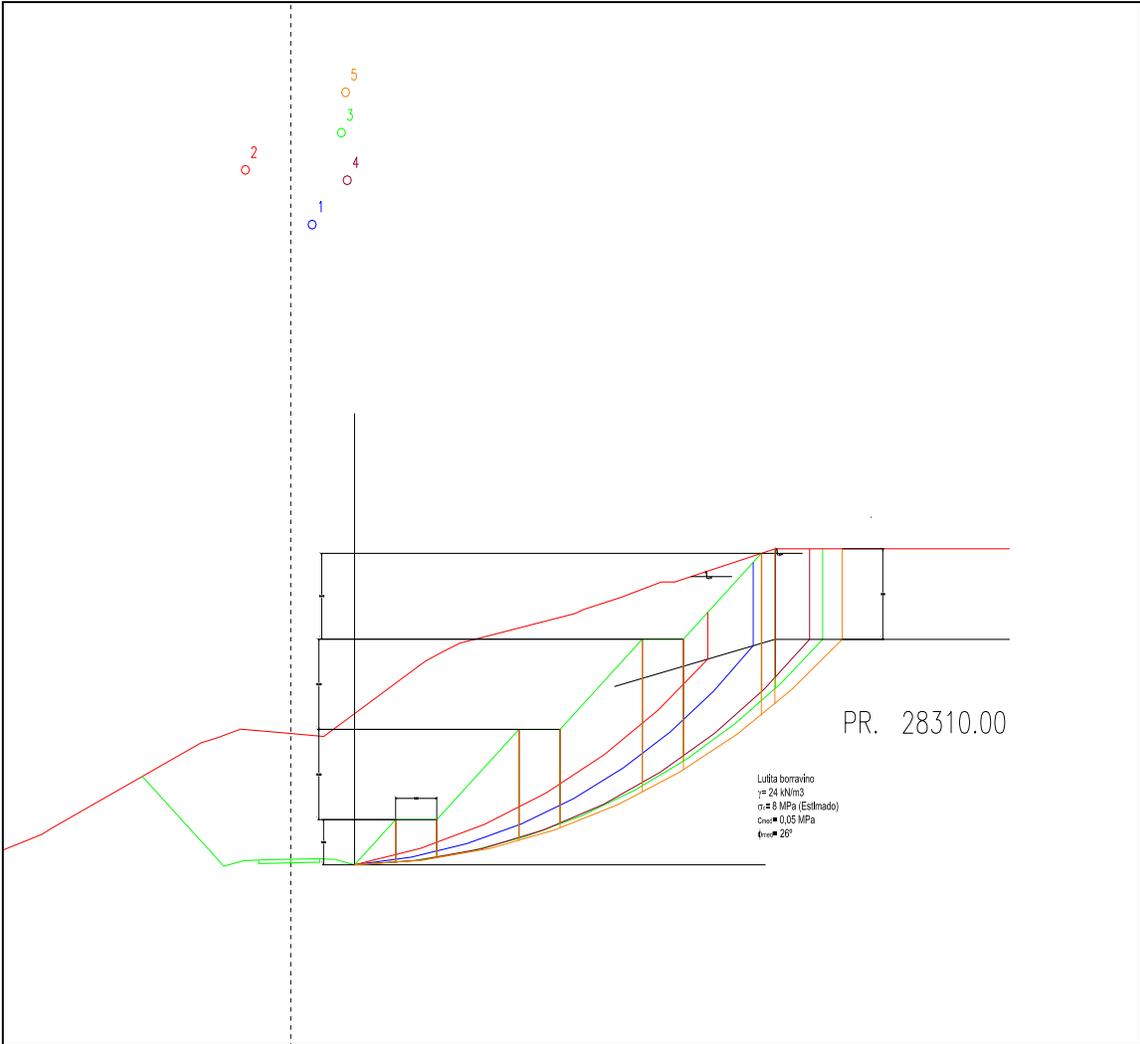


Figura 5. Factor de seguridad sin sismo $F_S = 1,50$, factor de seguridad con sismo $F_S = 1,09$. El factor de seguridad sin sismo es aceptable, mientras que el correspondiente a sollicitación sísmica es superior a 1, pero por debajo del mínimo admisible (1,10).

c)1v:1h bermas c/10 m. Ancho bermas: 5 m

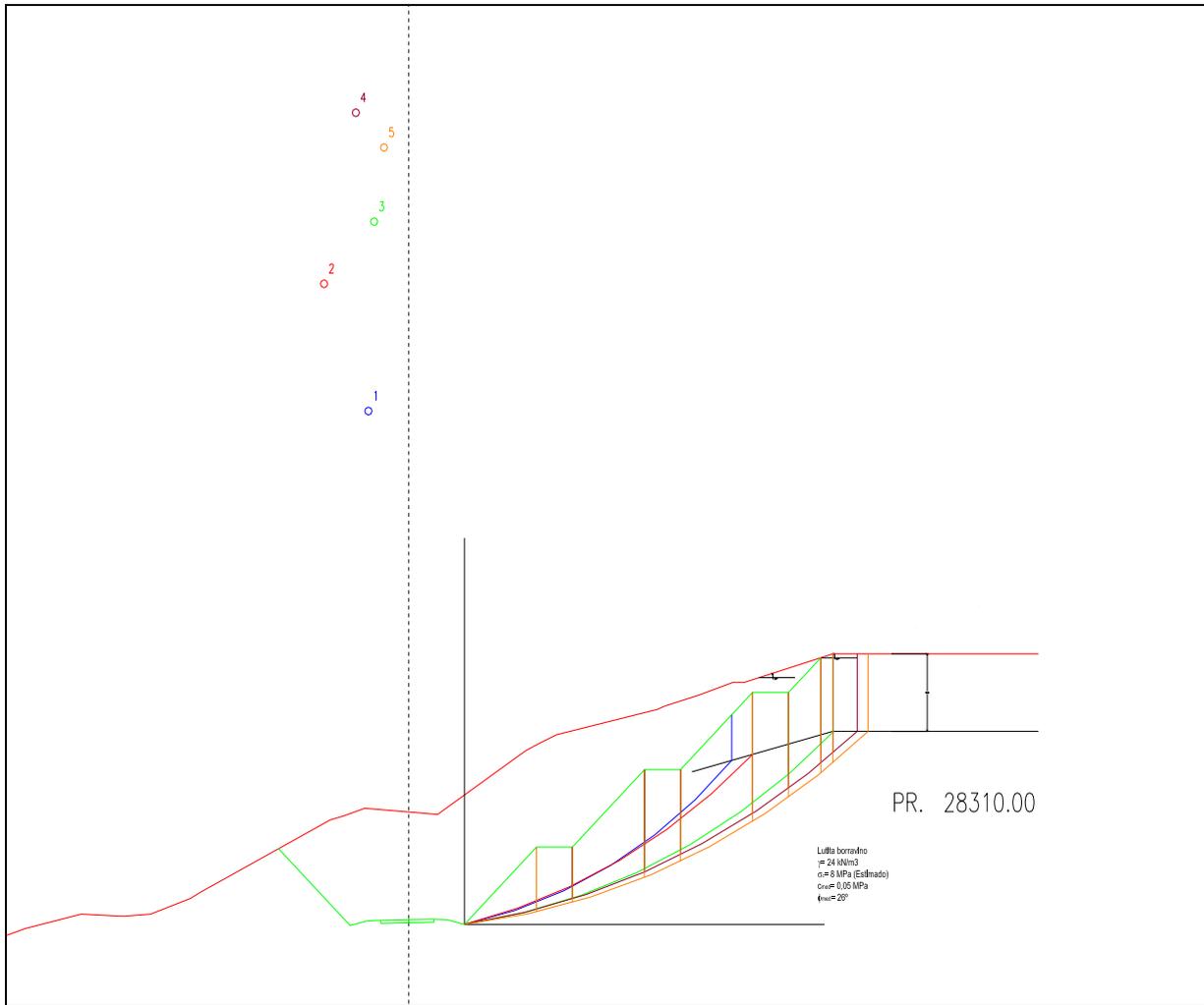


Figura 6. Factor de seguridad sin sismo $F_S= 1,51$, factor de seguridad con sismo $F_S= 1,07$. El factor de seguridad sin sismo es aceptable, mientras que el correspondiente a sollicitación sísmica es superior a 1, pero por debajo del mínimo admisible (1,10).

d)1v:1h bermas c/10 m. Ancho bermas: 5 m. Sobreancho banquina de 5 m

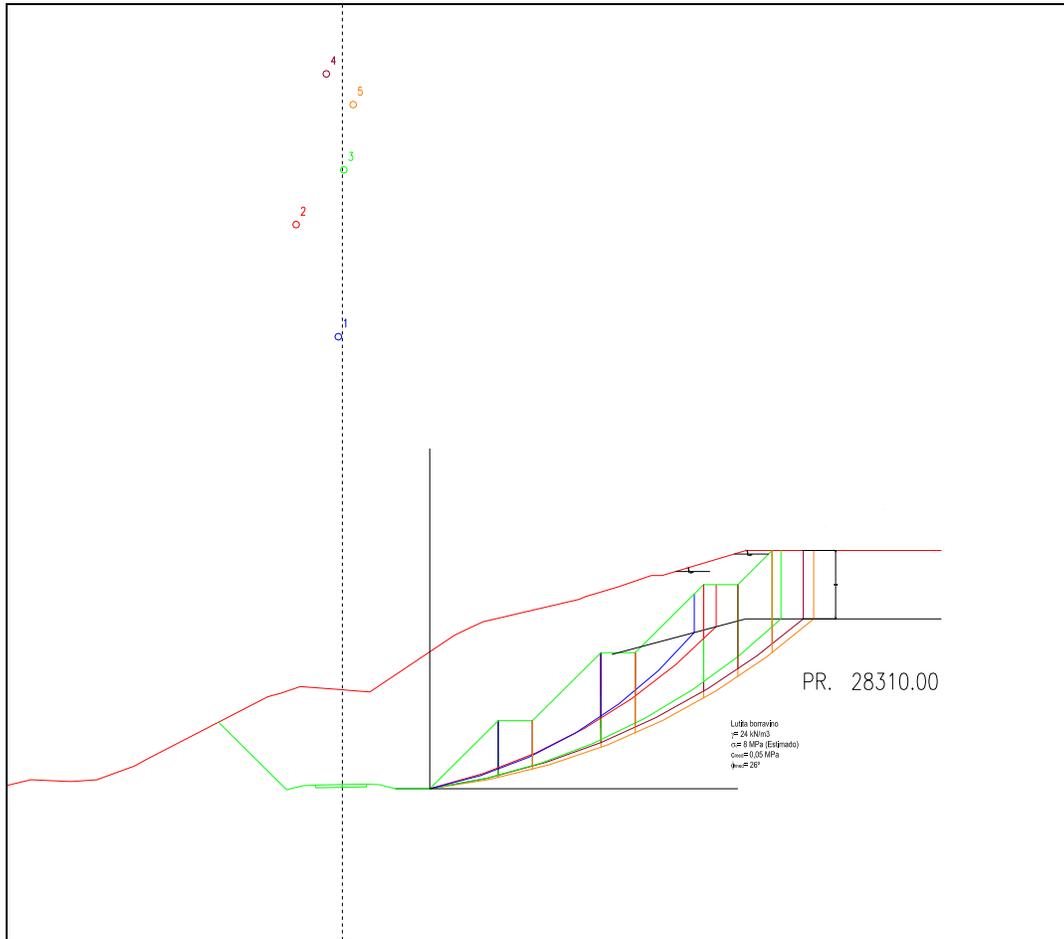


Figura 7. Factor de seguridad sin sismo $F_S= 1,51$, factor de seguridad con sismo $F_S= 1,07$. El factor de seguridad sin sismo es aceptable, mientras que el correspondiente a solicitud sísmica es superior a 1, pero por debajo del mínimo admisible (1,10). Tiene la ventaja sobre la alternativa anterior de que hay más espacio disponible entre el pie del contratalud y borde de calzada para alojar material proveniente de caídas.

e)1v:1h bermas c/5 m. Ancho bermas: 5 m

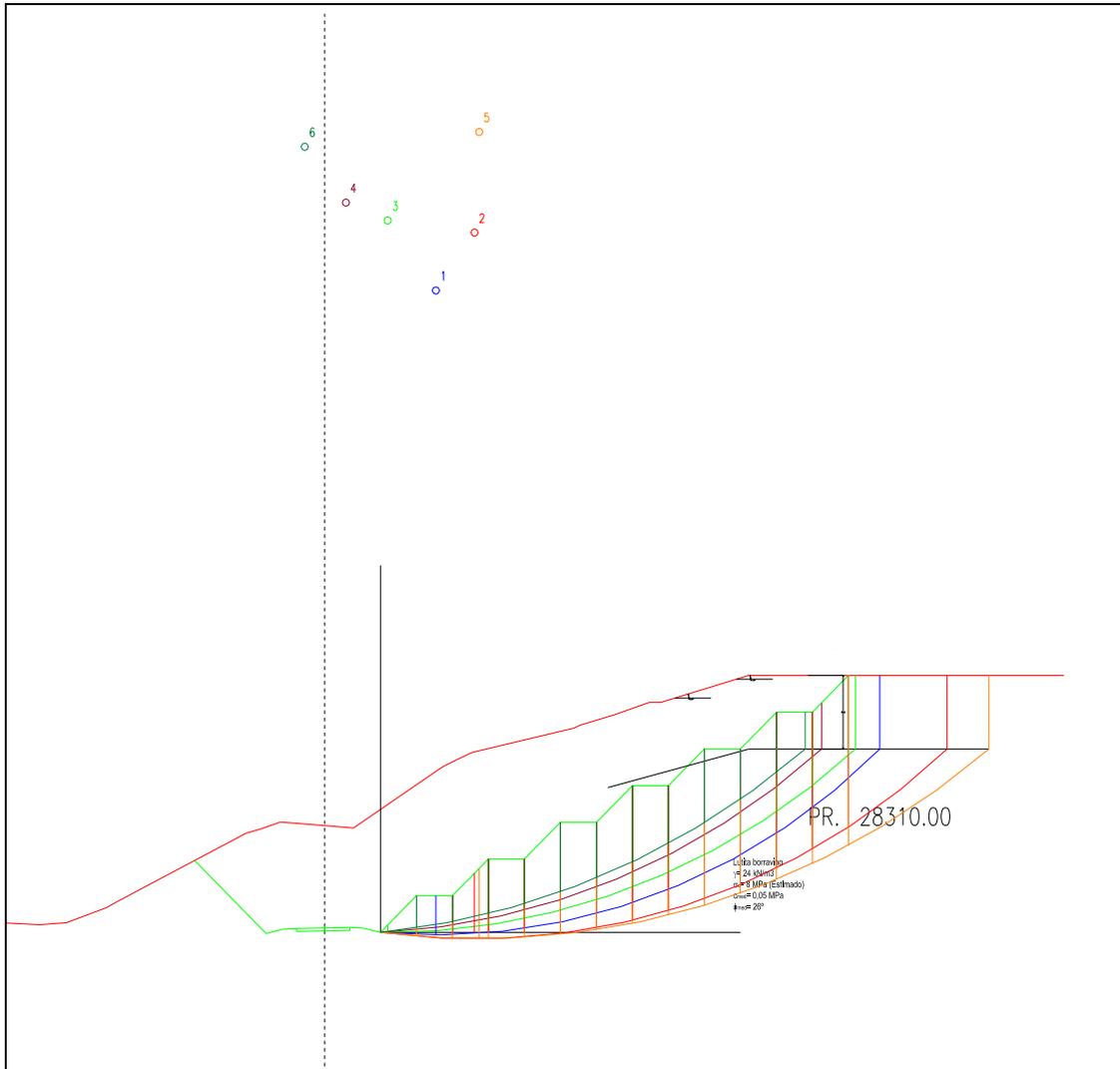


Figura 8. Factor de seguridad sin sismo $F_S= 1,62$, factor de seguridad con sismo $F_S= 1,13$. Ambos factores de seguridad son aceptables, pero el volumen de roca a mover es muy grande.

f)1v:1h 1ra berma a 5 m de altura, luego c/10 m. Ancho bermas: 5 m. Sobreancho banquina de 5 m

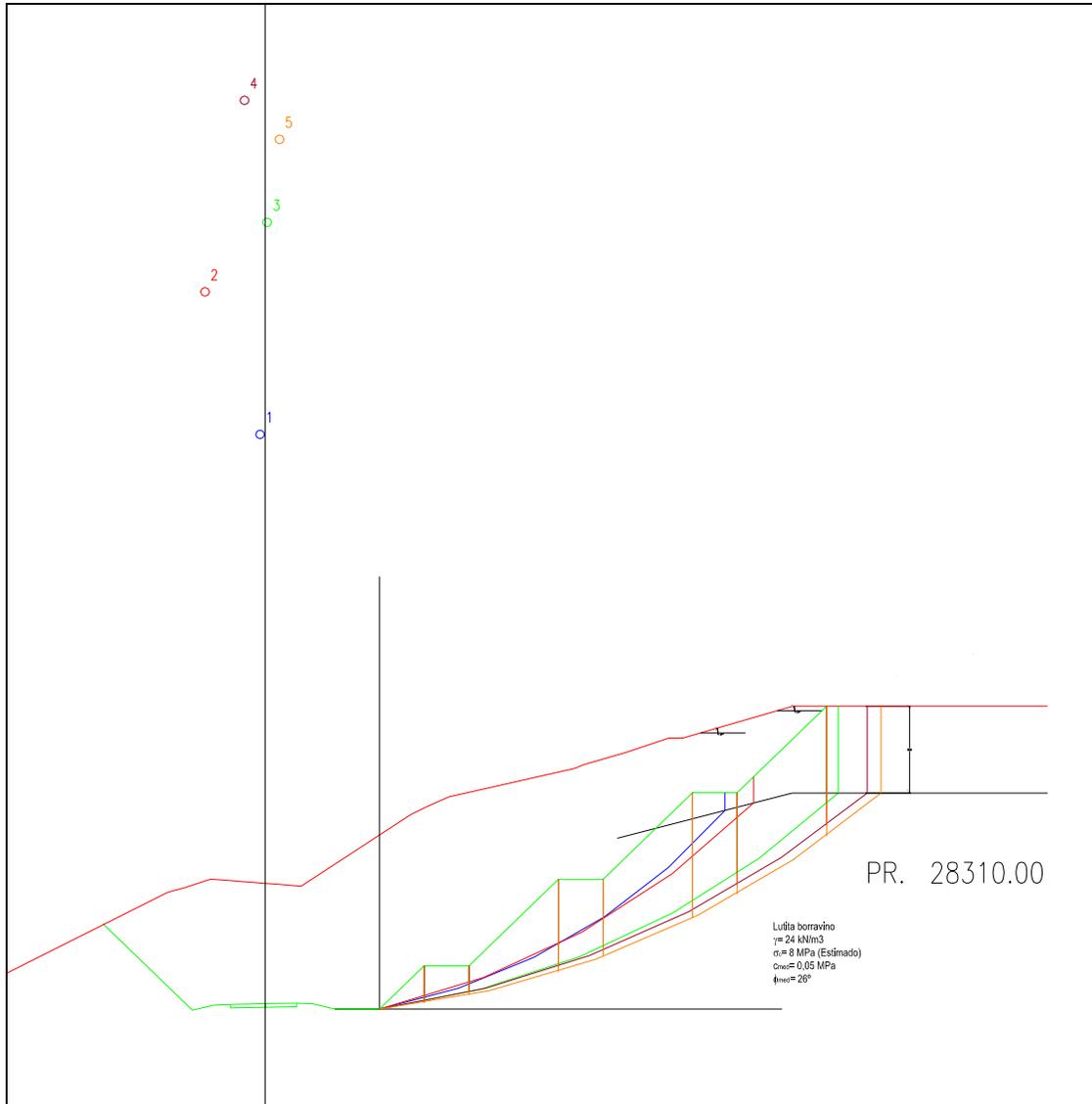


Figura 9. Factor de seguridad sin sismo $F_S = 1,54$, factor de seguridad con sismo $F_S = 1,10$. Ambos factores de seguridad son aceptables. Ventaja de disponer de más espacio entre el pie de contratalud y borde de calzada para alojar material proveniente de caídas.

4. CONCLUSIONES

Se pudo resolver con el soft elaborado por la EICAM, E02, el problema, verificando en primer lugar la condición de inestabilidad y luego proponer diferentes alternativas para solucionar ese problema puntual en el proyecto.

Se recomendó adoptar un contratalud 1v:1h con bermas de 5 m de ancho, la primera a 5 m de altura y las restantes cada 10 m de altura más un sobrecancho de 5 m a pie de contratalud. Se estima que el sobrecancho de la cuneta y la primera berma ubicada a 5 m de altura podrán ofrecer sitio de almacenamiento seguro a los bloques que puedan rodar ladera abajo desde la parte más elevada del contratalud. En figura 10 se muestra el aspecto del citado contratalud.



Figura 10. Aspecto del contratalud modificado (Fuente Google Earth).

5. BIBLIOGRAFÍA

- 1- Hoek, E. y Bray J. "Rock Slope Engineering". The Institution of Mining Engineering. Londres, 1981.
- 2- Normas Antisísmicas Argentinas NAA-80. Editada por el INPRES. San Juan, 1980.
- 3- González de Vallejo, L. "Ingeniería Geológica". Editorial Pearson Educación S.A. Madrid, 2002.
- 4- Hoek, E. "Practical Rock Engineering". Publicación bajada de Internet desde el sitio www.rocscience.com. Vancouver, Canadá, 2007.