

Análisis geotécnico preventivo en la estabilidad de taludes de la estructura de control del P.H. La Yesca

Edgar Montiel Gutiérrez
Comisión Federal de Electricidad. México.



ABSTRACT

Departing from the geological raising realized in the left bank of the spillway of the P.H. La Yesca, it was identify a geological condition of risk that was predicting the formation of a wedge of considerable dimensions with possibility of fall. After giving an introduction on this geological problematic and classifying the quality of the local rock, the analysis in the present article realized to modeling the possible " maximum wedge " is described, evaluating his behavior with the conditions of instability which it could be submitted; concluding with the recommendations of treatments for his stability, beside comparing if the support of preliminary design were covering the analyzed conditions. The use of geomechanical characterizations, estereograms, three-dimensional models and weighting of properties, throw the results that as complement to the field follow-up, demonstrate the reliability of the application of the analyses and his efficiency as for prevention refers.

RESUMEN

Partiendo del levantamiento geológico realizado en el talud izquierdo del vertedor del P.H. La Yesca, se identificó una condición geológica de riesgo que pronosticaba la formación de una cuña de dimensiones considerables con posibilidad de salida. Después de dar una introducción sobre dicha problemática geológica y de clasificar la calidad de la roca del lugar, se describe en el presente artículo el análisis realizado para modelar la posible "cuña máxima" que se pudiera formar, previniendo su comportamiento ante las condiciones de inestabilidad a las que pudiera estar sometida; concluyendo con las recomendaciones de tratamientos para su estabilidad, además de comparar si el soporte de anteproyecto cubrían lo analizado. El uso de caracterizaciones geomecánicas, estereogramas, modelos tridimensionales y ponderación de propiedades, arrojan los resultados que como complemento al seguimiento de campo, demuestran la confiabilidad de la aplicación de estos procedimientos y su eficiencia en cuanto a prevención se refiere.

1 ANTECEDENTES.

A partir del levantamiento geológico realizado en la zona de Obras de Excedencias en el talud izquierdo del vertedor del P.H. La Yesca, quedaron expuestas por debajo de una de las estructuras geológicas de mayor importancia en el sitio; dos sistemas de discontinuidades que por sus características pronosticaban la formación de una cuña de dimensiones considerables con posibilidad de salida al corte. Atendiendo esta problemática y por parte del personal que da seguimiento a la mecánica de rocas en el proyecto, se realizó un análisis de estabilidad de taludes de carácter preventivo con los datos tomados en ese banqueo bajo el criterio de "cuña máxima", con la finalidad de revisar si los tratamientos del anteproyecto mantendrían la seguridad requerida por esta nueva condición para mantener el buen comportamiento de la masa rocosa y asegurar la integridad de la estructura de control y el vertedor en sí mismo

2 GEOLOGÍA DEL SITIO

El Proyecto Hidroeléctrico La Yesca se localiza al occidente de la República Mexicana, en la región limítrofe entre los estados de Jalisco y Nayarit, donde confluyen los ríos Grande de Santiago y Bolaños en el sitio que se conoce como Paso de La Yesca. Ésta área se encuentra

a unos 105 km al WNW de la ciudad de Guadalajara y a 22 km al NNW de la población de Hostotipaquillo, Jalisco, cabecera municipal en esta zona del estado.

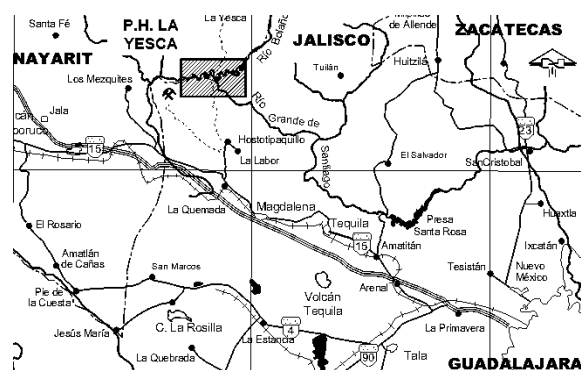


Figura 1. Localización del Proyecto.

Los primeros estudios por parte de la CFE se remontan hasta 1961, con los trabajos realizados entre los años 2001 y 2004 se llevaron a cabo estudios geológicos de detalle en la alternativa de La Yesca que consistieron en trabajos de topografía, geofísica, barrenos y un socavón en margen derecha; los resultados de estos trabajos proporcionaron los datos

cuya interpretación afinaron el modelo geológico y le dieron un mayor acercamiento a las condiciones reales de la roca, concluyendo que el sitio seleccionado para la construcción de la cortina, obras de generación, desvíos y excedencias, reunía las características geológicas para clasificarlo como un sitio factible. Sin embargo, se observó una complejidad geológica muy importante, debido a la alteración hidrotermal de las rocas, su grado de fracturamiento y sobre todo al estilo de deformación de las rocas, consecuencia del ambiente tectónico.

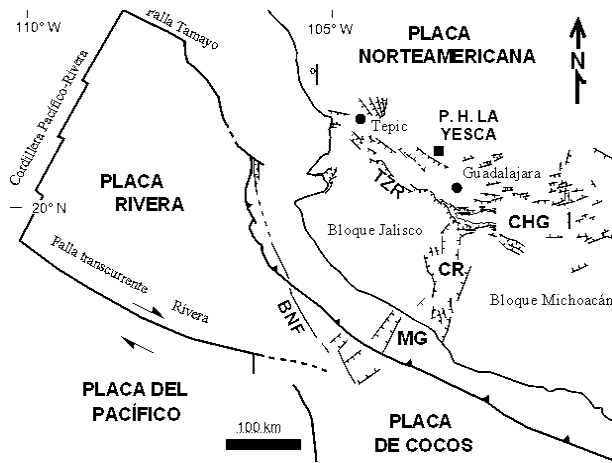


Figura 2. Marco tectónico actual del occidente de México BNF.-Falla de Barra de Navidad, TZR.-Graben Tepic-Zacoalco, CR.- Graben de Colima, MG.- Graben de Manzanillo y CHG.- Graben de Chapala.

La problemática geológica-estructural quedó manifiesta desde las primeras excavaciones que dejaron expuestas las zonas de falla, así como el carácter errático de sus planos, evidenciado por ondulaciones que impiden proyectar con precisión su trayectoria hacia el subsuelo, a diferentes niveles de excavación. Debido a esta incertidumbre en el comportamiento de las fallas el modelo geológico ha sido objeto de ajuste o adecuación con cada situación geológica relevante que se ha descubierto o con variantes de una condición ya conocida. Tal es el caso del bloque inestable de la margen izquierda cuyos primeros movimientos se observaron sobre el plano de la falla Colapso, la cual se identificó en la etapa de estudios geológicos como un sistema de fallas que se caracterizaron por una geometría semicircular definida más por la asociación de rasgos geomorfológicos que por los escasos afloramientos de sus planos de falla.

Las obras de excedencias se ubican en la margen izquierda de la cortina y presenta condiciones similares a las del bloque inestable, como parte de su morfología, esta ladera está configurada por unidades litológicas que ven su cambio a través de fallas de importante espesor y estas existen descendiendo en la ladera del vertedor.

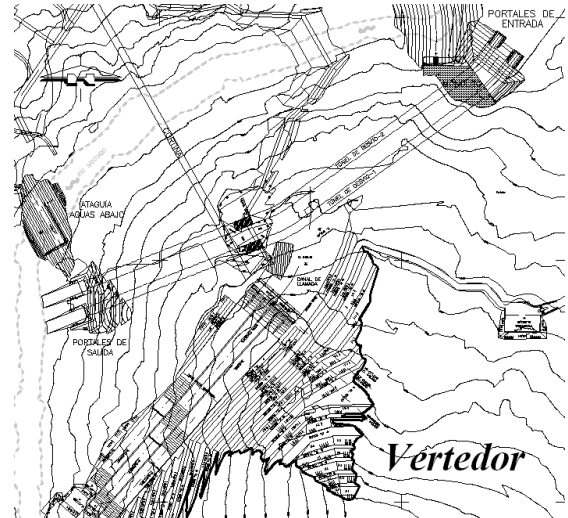


Figura 3. Ubicación en el proyecto de las obras de excedencias.

Una vez dejando una estructura llamada Falla Vertedor, la cual representa a la falla mas importante en cuanto a espesor se refiere en las obras de excedencias, se reconoció un par de sistemas de fracturamiento derivados de 2 fallas recurrentes entre si en el proyecto, las fallas colapso y 2VD, estas fallas traían consigo un tren de estructuras semejantes a ellas y a su vez un sistema de fracturamiento tipo para cada una de ellas.

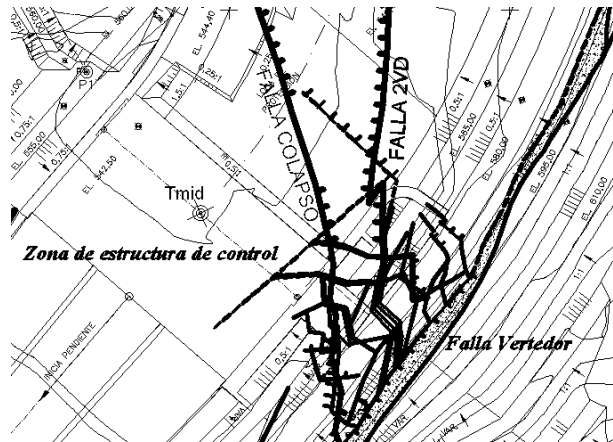


Figura 4. Marco geológico general en el vertedor al bajo de la falla vertedor

Derivado de estas condiciones se estimo entonces la posibilidad de que existiera producto de dicha intersección entre los sistemas una formación de cuñas en las que por la condición de las discontinuidades, la falla 2VD formaba una cuña real con la primer falla tipo colapso que apareció en dicho banqueo, conjunto con el personal de mecánica de rocas en el proyecto se llevo a cabo un análisis tal que determinará las peores condiciones en caso de que esta situación llegara a surgir.

3 ANALISIS GEOTECNICO.

3.1 Calidades de roca presentes en el sitio.

Para determinar la calidad de roca presente en el sitio desde el punto de vista geotécnico, se recurrió a utilizar el valor del RMR presente en cada cambio de calidades, desde el punto de vista de macizo rocoso se tienen delimitadas 2 zonas de diferente calidad diferenciada por un dique de composición diabásica ubicado en el cadenamiento 0-043; y define una zona de mala calidad hacia aguas arriba y una zona de calidad regular hacia aguas abajo.

La calidad de la cuña identificada da un $RMR=38$, siendo este el más bajo dentro de la gama de calidades en el macizo, el límite de este llega hacia el cadenamiento 0+032 donde existe una falla tipo 2VD; hacia aguas abajo su límite lo da una estructura tipo colapso por el cadenamiento 0-009 donde la calidad sube a un valor promedio de $RMR=46$.

El límite superior de la cuña queda limitado hacia el talud por la falla Vertedor de la elevación 595 hacia arriba, dado que la condición geológica cambia y estos sistemas dejan de existir.

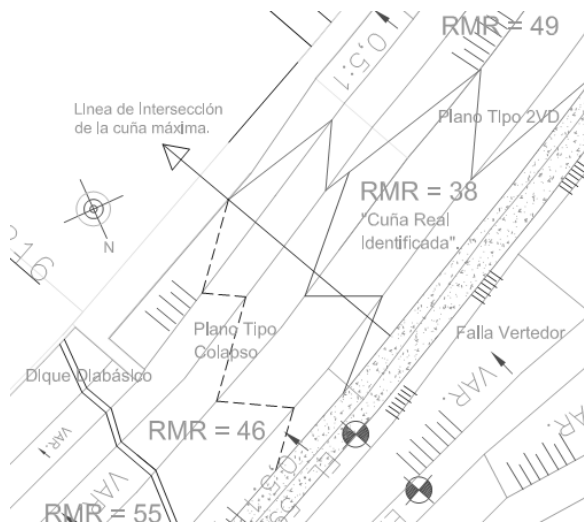


Figura 5. Trazas en superficie de los planos de la cuña máxima del vertedor.

De manera particular la zona al alto de la falla 2VD ya no presenta sistemas de fracturamiento que dan como resultado salida de material hacia el canal, por su parte el sistema colapso se ve presente después de esta falla y existe persistente hasta el contacto del dique diabásico, después de este se presenta el mismo sistema pero en menor intensidad quedando un RMR mayor después del dique.

Haciendo un análisis estereográfico se consiguió establecer la cuña máxima que podría existir por la conjunción de estos sistemas teniendo como límite la falla 2VD hacia aguas arriba y un plano supuesto que rompería en la zona del $RMR=46$ hacia aguas abajo de la cuña real, a raíz de que el criterio establece que la cuña se limita por el tope de la excavación, en la elevación 555.

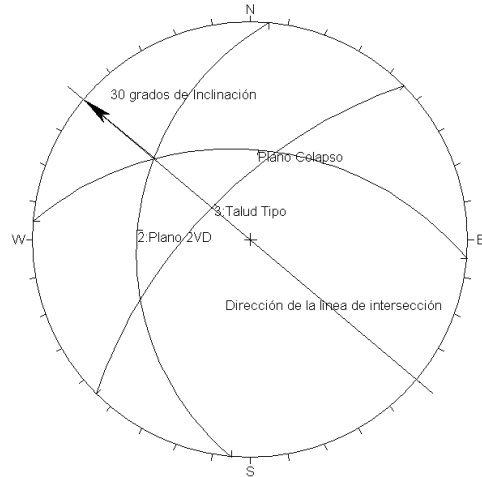


Figura 6. Estereograma general de la cuña.

La idea de este plano se concibió puesto que las condiciones de la roca en donde existe el sistema colapso tienen un comportamiento muy irregular, además de que las fallas en este talud difícilmente mantienen tanto su actitud como su espesor y pueden cambiar repentinamente a planos con mayor salida. A su vez, este plano de falla se presentó como la condición más crítica y desfavorable que se podría presentar con los valores de los sistemas y las fallas medidas hacia aguas abajo, su ubicación da en el cadenamiento 0-033 y su intersección sería en el cadenamiento 0-010; la dirección de la línea de intersección resultó del análisis estereográfico de discontinuidades.

Del modelo geológico se sabe que el sistema de fallas y fracturas "Colapso" es más reciente que el sistema 2VD; con lo que después del banqueo en el que se observó esta inestable condición en la elevación +582 se esperaba que la traza del sistema 2VD no continuara para así no entrar en un modelo de inestabilidad que pudiera generar una "cuña máxima" como la considerada en el análisis.

3.2 Dimensionamiento y análisis de estabilidad.

De la metodología general que se utiliza para cuantificar los valores de seguridad ante la estabilidad de taludes en roca por cuñas, se sabe que la valoración del peso de la misma es preponderante para conocer las fuerzas actuantes que propician el movimiento de la masa.

Dadas las condiciones geológicas antes analizadas y producto de las hipótesis, se determinó que los planos que acotan a la cuña asociados a los sistemas 2VD y Colapso, los cuales ven truncada su continuidad ascendientemente por la Falla Vertedor, ofrecían una condición de análisis diferente con respecto a lo que piden los programas de cálculo convencionales, con lo que se debía de modelar la cuña de manera certera insertándose los planos de falla concebidos como parte del plano que llevaba el control geológico de la obra en planta, producto de esa decisión y viendo que la pendiente de la falla vertedor buza hacia la ladera, se

requirió generar en uno de los programas de ambiente gráfico existentes en el mercado un modelo tridimensional de la cuña proyectando las trazas que se ven en planta hacia el interior, delimitando la cuña de forma "real", y no suponiendo el plano de la falla vertedor como una grieta de tensión, tal como se haría en los programas de análisis de cuñas convencionales, además de considerar la pérdida de volumen producto de los banqueos subsecuentes en la obra.

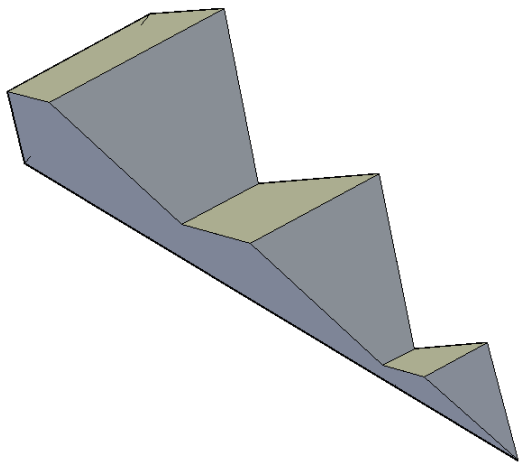


Figura 7. Modelo tridimensional de la cuña.

Este modelo "real" de la cuña concebida, arroja los valores geométricos tanto de los planos como del volumen de la figura, el detallé de las actitudes de los planos se hizo necesario, dado que el levantamiento geológico nos permitía conocer los cambios parciales de rumbo y echado de las fallas y fracturas.

Para evaluar la estabilidad, se hizo uso de las ecuaciones generales de valoración del factor de seguridad a través de las fuerzas actuantes y resistentes que existirían en la cuña:

$$FS = \left(\frac{caAa + cbAb + (Ra - Ua) \tan \phi a + (Rb - Ub) \tan \phi b}{W \sin(Li) + kW \cos(Li) - F' \sin \phi'} \right) \quad [1]$$

donde: cn =cohesión en el plano falla en ton/m^2 ; Rn =fuerza de reacción en el plano en ton; Un =fuerza de supresión en el plano en ton; ϕn = ángulo de fricción en la interfaz del plano de falla y la cuña; Li =ángulo de la línea de intersección con respecto a la horizontal, W =peso de la cuña en ton; k =coeficiente sísmico determinado en la zona; F' = fuerza de anclaje reducida por la dirección de esta con respecto a la dirección del movimiento de la cuña; An =área de contacto en m^2 .

Como se mencionó anteriormente los valores geométricos de la cuña como son el volumen y las áreas de contacto se encontraron a través del sólido dibujado, la línea de intersección se encontró con el análisis estereográfico, el coeficiente sísmico determinado en la zona con los estudios previos del proyecto resultó en un valor promedio de 0.18g.

Los parámetros de resistencia en los planos de deslizamiento, fueron determinados en los estudios previos con respecto a las fallas principales del sistema de fracturamiento, se probaron los rellenos de estas con pruebas de corte directo y en el caso de la falla colapso se realizaron pruebas triaxiales al gauge o material de relleno ya que el espesor de esta falla en su más grande expresión oscilaba en al menos 6 metros.

En todos los rellenos, se denotó que los valores de fricción eran menores que la inclinación de la línea de intersección, con lo que se inducía que la posibilidad de fallo era latente. La cohesión en las fallas 2VD y colapso, es menor de 0.5 kg/cm^2 , por su parte la falla vertedor ofrece mayor resistencia.

En lo que corresponde al peso volumétrico de la roca, se determinó un $\gamma=2.54 \text{ ton/m}^3$, con lo que se evaluó un peso de la cuña de alrededor de 38,000 toneladas; así, se determinaron entonces las reacciones en los planos de deslizamiento producto del peso, en los cuales por su inclinación, la cuña se recarga mas en el plano 2VD.

Para las fuerzas de supresión se partió del hecho de que en esa zona la elevación del agua alcanzará como máximo un llenado del 40% de la altura de la cuña en sección, esto cuando se tenga el nivel de aguas máximas extraordinarias, el cual se encontrará drenado permanentemente, lo cual lleva a proponer para efectos de calculo que al menos un 15% de la altura de la cuña se encontrara con supresión en forma constante, dado que en temporada de secas se supone una presión de poro nula.

Dadas las bondades que ofrece el uso del modelo tridimensional, una vez determinada esa elevación, se puede conocer el área de contacto en la cual actuará el flujo, con lo que se puede cuantificar entonces la presión directa actuante producto de la presión hidrostática distribuida.

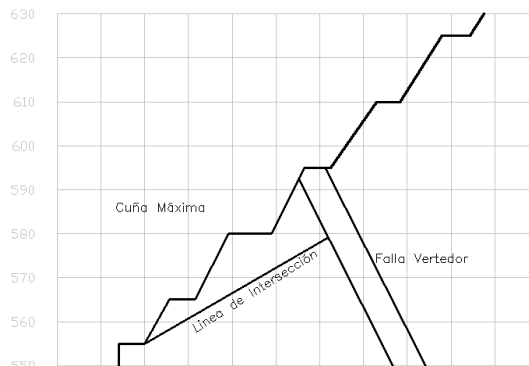


Figura 8. Sección a través de la línea de intersección de la cuña.

De esta manera, una vez conociendo los valores de los factores considerados en la ecuación, se efectuó el análisis de estabilidad dando los siguientes resultados bajo las diferentes condiciones previstas:

De los resultados obtenidos producto del análisis, se deja ver que el drenaje de la masa debe de ser integro ya que si se llegará a presentar una condición en donde la supresión se incremente hasta en un 28%, la cuña quedaría en estado de equilibrio y si esta se excede la seguridad del talud dejaría de existir.

Tabla 1. Factor de seguridad de la cuña bajo 6 posibles condiciones.

Condición	Φ	c	$U_{\%}^{**}$	K	FS
1	Si	-	-	-	1.27
2	Si	Si	-	-	1.41
3	Si	Si	15	-	1.16
4	Si	Si	15	Si	0.98
5*	Si	Si	40	-	0.81
6*	Si	Si	40	Si	0.67

*Se consideró esta opción para revisar como influye la presión hidrostática en el caso que no existiera el drenaje de la masa.

**Porcentaje de llenado de agua de los planos de falla de la cuña.

3.3 Análisis de resultados y revisión de la propuesta de tratamientos de proyecto.

A su vez se denota que la cohesión considerada en los planos, incrementa las fuerzas resistentes en un orden del 12%, lo cual es aceptable, ya que de lo visto en campo son rellenos secos con continuidad regular en la mayoría de las fallas y fracturas que los contienen, lo cual aplica para ambas familias de discontinuidades.

Considerando una condición seudo estática derivada de la influencia sísmica, la variación del factor de seguridad es sustancial, dado que representa un 16% en la reducción de la seguridad, con lo que se hace imperante considerar este factor para determinar los tratamientos de soporte necesarios para contener a la cuña en el caso de que se llegue a presentar una condición de este estilo.

De las condiciones analizadas, la que cubriría todas las necesidades que en cuanto a estabilidad de taludes se refiere es la condición 4, ya que tiene presente un llenado parcial de las discontinuidades del 15%, y considera el efecto sísmico en la cuña, del manual de obras civiles de CFE, se recomienda tener para condiciones sísmicas un factor de seguridad mínimo de 1.1 en este tipo de cuñas, pero dado que el análisis realizado es preventivo, se podría esperar que la condición de los planos de discontinuidades empeoren, incrementando el ángulo entre las discontinuidades que forman la cuña o bien que exista un cambio de pendiente del echado de las fallas, incrementando así la pendiente de la línea de intersección y dejando una cuña más inestable, con lo que se decidió subir el factor de seguridad en un 18%, buscando como mínimo en condiciones sísmicas 1.3 de factor de seguridad y un 1.75 en condiciones estáticas.

Para cubrir el déficit de fuerzas resistentes necesarias para estabilizar la cuña a un factor de 1.3 en la condición 4 del análisis se requirió definir la fuerza de anclaje necesaria a partir de la ecuación [1], de la siguiente forma:

$$1.3 = \left(\frac{x}{y - F' \text{sen}\phi'} \right) \quad [2]$$

donde despejando $F' \text{sen}\phi'$ queda:

$$F' \text{sen}\phi' = \left(y - \frac{x}{1.3} \right) \quad [3]$$

que es la fuerza de anclaje necesaria para mantener el talud con un factor de seguridad de 1.3.

Una vez determinada esta fuerza la cual fue de alrededor de 9000 toneladas, se procedió a determinar el patrón de anclaje necesario para aportar dicha fuerza.

Si bien, son conocidos los valores de resistencia a la tensión de las barras que generalmente se utilizan para este tipo de sistemas de anclaje, en este caso se requirió determinar la componente real de fuerza de anclaje que sería efectiva derivado de la inclinación de la fuerza (línea de intersección) dado que si existe una reducción en las fuerzas de tensión con respecto a la tensión total, puesto que por necesidades de avance en la obra y términos de la contratista, el anclaje debe de ir en posición horizontal con respecto al talud.

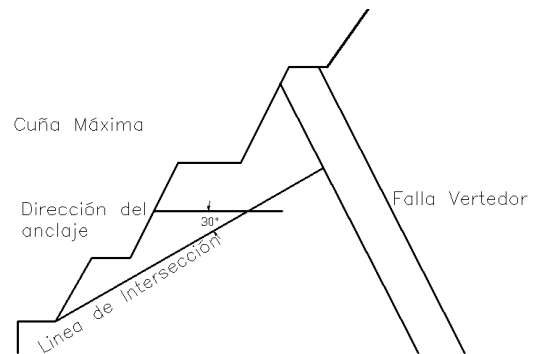


Figura 9. Configuración de la posición del ancla con respecto a la línea de intersección de la cuña.

La tensión que cada ancla tomaría de acuerdo a la configuración antes citada y su posición con respecto a la dirección de movimiento de la cuña, se ve reducida en un 13% con lo que una vez conocido ese valor, nos proporciona entonces el número de anclas que se usarían para aportar la fuerza de anclaje necesaria para su contención de forma pasiva, resultando un total de 250 anclas.

Distribuyendo este número de anclas en el área expuesta del vertedor en donde se puede colocar el anclaje nos deriva un patrón tipo 2.7 x 2.7 metros de separación al trespelillo entre ellas.

La longitud de empotramiento de las anclas se calculo verificando 3 condiciones; la primera el contacto acero del ancla contra el concreto de relleno del ancla, el contacto del concreto contra la resistencia de la roca en su interfase, y la posible rotura roca contra roca si la extracción del ancla sucediera por falta de resistencia en la masa.

La longitud definitiva sería la mayor de estas tres, para garantizar el correcto comportamiento del acero en la roca.

La primera condición se definió de acuerdo al análisis de la longitud de desarrollo necesaria de concreto en el barreno para contener la tensión máxima que desarrollaría el ancla a través de la ecuación:

$$L_b = \left(\frac{T}{\pi d V_{cr}} \right) \quad [4]$$

donde: T = Tensión en el ancla en ton; d = diámetro del ancla, V_{cr} = Resistencia al cortante del concreto = $0.1f'c$, resultando un total de 1.2 metros de longitud mínima de adherencia.

La segunda condición se revisó de acuerdo a las ecuaciones de Hobst (1965) para una roca fisurada, con la cual la longitud se define por:

$$L_b = \left(\frac{3F_s P}{\gamma \pi \tan \phi} \right)^{0.5} \quad [5]$$

donde: F_s = factor de seguridad propuesto = 1.3; P = tensión en el ancla en ton; γ = peso volumétrico de la roca en t/m^3 ; ϕ = ángulo de fricción de la roca, resultando en una longitud mínima de 0.98 metros de longitud mínima de adherencia.

La tercera condición dejó de ser viable para análisis en el momento que se vio que la resistencia al cortante del macizo rocoso es mayor a la presión que puede generar el anclaje en la roca.

Así entonces se reviso la longitud del anclaje a través de la sección máxima de la cuña, la cual pasa por la línea de intersección y garantizando al menos la longitud de adherencia del acero concreto determinada anteriormente acompañada de la longitud de drenaje que se debe de tener en la cuña.

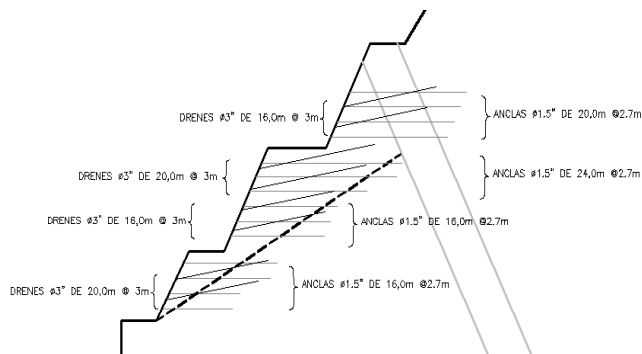


Figura 10. Sección a través de la línea de intersección de la cuña para revisar las longitudes de anclaje y drenaje de la misma.

Dichas longitudes de anclaje, oscilaban entre los dieciséis y veinticuatro metros de profundidad, y los drenajes entre los dieciséis y veinte metros, esto derivado de su inclinación, la zona donde existiría este tratamiento se limitaría a los cadenamiento en los cuales se determino la cuña y se colocarían de manera sistemática en la banda donde esta exista, ósea entre el cadenamiento 0-032 al 0+033.

Para garantizar que no exista erosión en la roca cizallada analizada, se propuso también colocar una capa de concreto lanzado de al menos 5 cm de espesor, esto con la finalidad de evitar que la masa baje en su calidad de roca.

Una vez que se contaron con estos datos, se procedió a revisar lo propuesto en el proyecto, de dicha revisión se dejó ver que los tratamientos tenían en el caso del anclaje un patrón de anclaje de 2.6 x 2.6 metros de distribución al tresbolillo, y una longitud máxima de anclaje de 16 metros en esa zona, y drenes de 16 metros de profundidad lo cual dejaba en riesgo las condiciones analizadas bajo la nueva condición vista en sitio, con respecto a la longitud tanto de anclaje como de drenaje en el talud.

4 CONCLUSIONES

Una vez que se determinaron las características de los tratamientos en la zona donde se detectó esta posible cuña, era necesario cambiar los tratamientos de proyectos a los determinados, pero faltaba corroborar la continuidad del sistema de fallas tipo 2VD dado que esa era la condicionante que controlaba la efectividad del análisis realizado.

A la expectativa, el personal de mecánica de rocas en el proyecto, una semana después de que se habían determinado los nuevos tratamientos, se notó que tal como se había previsto por el personal de geología de la zona, la falla tipo 2VD en campo se vio desplazada, perdiéndose su continuidad y dejando la cuña real de menor RMR la cual se denota en la figura 5 como cuña máxima, la cual era en porcentaje un 50% menor que la cuña estimada y lo más importante, esta quedaba segura con los tratamientos de proyecto, dejando este análisis como evidencia del seguimiento de control geológico – geotécnico del personal de mecánica de rocas y geología en el proyecto.

Como se pudo notar, estas revisiones se basan en una conjunción de metodologías derivadas del estado del arte de mecánica de rocas, con la cual hace constar que dichas técnicas son eficientes para mantener la seguridad y evitar las recetas de diseño, con lo que se mantendrá la buena y correcta ingeniería en los procesos de análisis geotécnicos en este tipo de obras, los cuales generan impactos económicos sustanciales si es que los límites de seguridad se ven amenazados, que como en este caso solo derivarían en el incremento de las longitudes tanto de anclaje como de drenaje dentro de un área definida y no en cambios de patrones de distribución de anclas o drenes en banqueos totales, lo cual generalmente incrementa el número de piezas a utilizar y con esto el costo de la obra.

REFERENCIAS

- Duncan C Wyllie y Christofer W Mah. (2004). *Rock Slope Engineering* 4th Edition.
- G.P. Giani. (1992). *“Rock Slope Stability Analysis”* 3er Edición
- Seed, H.B., Lysmer, J. y Hg, R. (1975). *Soil-structure interaction analyses for seismic response*, 3er Edición.
- Leopoldo Espinosa Graham y Jose Luis Torres. *Manual de diseño de obras civiles, Goetecnia, B.3.1 Estabilidad de taludes*, CFE
- Rafael Guerrero (1978). *Calculo de Fallas en Sistemas de Potencia*, 3er Edición.