

INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.

Análisis geológico – geotécnico para el desplante de la cimentación del muro de reposición del plinto del PH. La Yesca.



2011 Pan-Am CGS
Geotechnical Conference

Edgar Montiel Gutiérrez & Vicente Páez Juárez
GEIC, Proyecto La Yesca, Comisión Federal de Electricidad, México

RESUMEN

Gracias a la geología de la Margen Izquierda del P.H. La Yesca, fue necesario reubicar la cortina en un macizo rocoso de calidad aceptable. Esto derivó en que parte del nivel de apoyo del plinto quedará arriba del terreno. Se optó entonces por construir un muro de reposición, pero, aunque el área de apoyo es resistente, existe la conjunción de dos fallas geológicas que al irse intersectando, dejan una zona de material alterado, abriendo una problemática de estabilidad en el plinto. Una vez descritas estas condiciones, este artículo presenta los análisis geotécnicos que derivaron en una excavación para eliminar dicho material, transmitiendo las cargas a un nivel de apoyo resistente, evaluando los tratamientos de los taludes que la conformarán, demostrando que el uso de las técnicas de la mecánica de rocas y suelos con interpretación geológica, generan soluciones que aportan la seguridad y eficiencia requerida en obras de esta magnitud.

ABSTRACT

Thanks to the geology of the Left Bank in the Yesca Dam was necessary to relocate the curtain on a acceptable quality rock mass. This resulted in that part of the plinth level of support will be above ground. It opted to build a reposition wall, but although the area of support is strong, the conjunction of two fault lines intersecting to leave in there, they leave a zone of altered material, opening up a problem of stability in the plinth. Once described these conditions, this paper presents the geotechnical analysis that resulted in an excavation to remove such material, transmitting loads to a strong support level, evaluating the treatment of slopes that will form, showing that the use of techniques of the mechanics of rocks and soils disciplines with geological interpretation, generate solutions that provide safety and efficiency required in works of this magnitude.

1 ANTECEDENTES

El movimiento del bloque de roca inestable de la margen izquierda del P.H. La Yesca ha constituido la principal problemática del proyecto. En la cortina, la contingencia geológica de inestabilidad en la ladera requirió adoptar adecuaciones al plinto de margen izquierda que implicaron reubicarlo en una zona estable y con condiciones de roca aptas para su soporte. Como resultado de esto y dada la topografía del lugar, la parte alta del plinto en la margen izquierda poco después de su inicio y en alrededor de treinta metros requerirá de un muro de reposición, puesto que no fue posible eludir en su totalidad las fallas que forman el bloque inestable, además de la interferencia de la cortina con otras obras como el vertedor, la salida de los túneles de desvío, el acceso a casa de máquinas y el túnel de desfogue de la misma.

Aunque el terreno de desplante está constituido por roca, existe en él, una conjugación de fallas que en medida que se acercaban a su intersección dejan un material cizallado de mala calidad, lo que generó entonces la necesidad de realizar un análisis por parte del personal de mecánica de rocas para definir las calidades y parámetros de resistencia de los materiales que constituyen el terreno en donde se ubicará el muro, esto a partir de la actitud de las fallas y dado que no presentan cambios en su comportamiento ya que se

tiene bien controlado el carácter lústrico de estas en el lugar, lo que derivó en un proyecto de excavación tal, que pretende retirar el material de mala calidad presente entre estas fallas, además de transmitir la descarga del muro y sus acciones a un nivel de desplante resistente.

2 Localización 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.

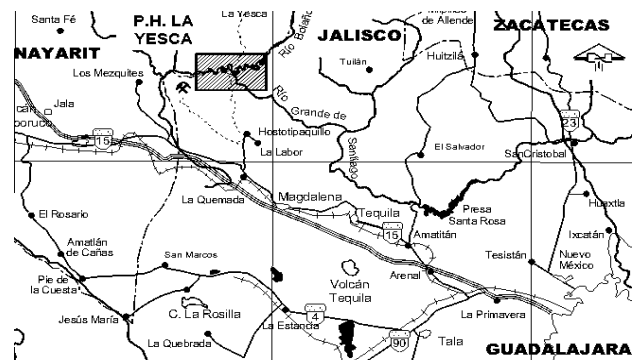


Figura 1. Localización del Proyecto. Ésta área se encuentra a unos 105 Km. al WNW de la ciudad de Guadalajara y a 22 Km. al NNW de la población de Hostotipaquillo, Jalisco.

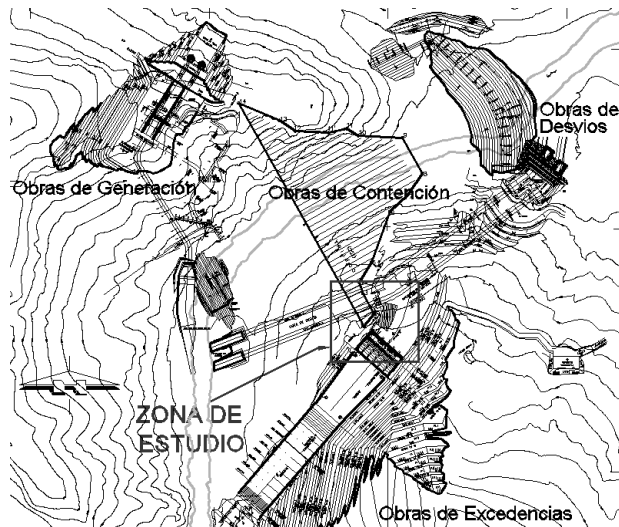


Figura 2. Croquis de localización.

3 GEOLOGÍA DEL SITIO

El P. H. La Yesca se localiza en la porción Sur de la provincia geológica de la Sierra Madre Occidental, la cual se extiende desde la frontera con los Estados Unidos hasta la Faja Volcánica Transmexicana (FVTM), asimismo está limitada al Oeste por el Golfo de California y al Este por la Mesa Central (Figura 2).

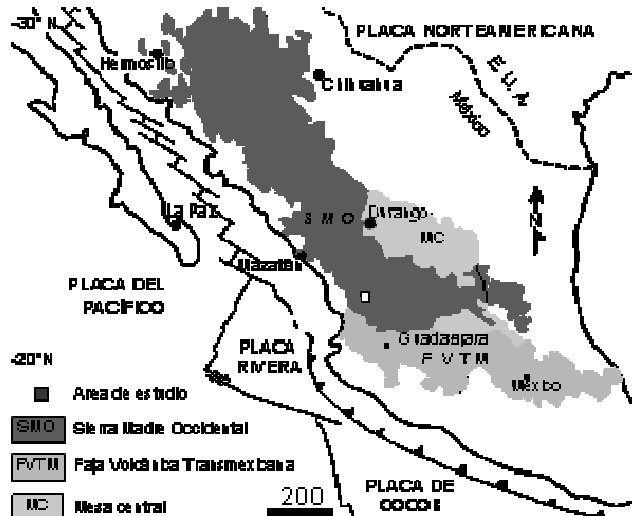


Figura 3. Ubicación de la Sierra Madre Occidental y sus límites con la Faja Volcánica Transmexicana y la Mesa Central.

La historia geológica del Occidente de Norteamérica y desde luego de México es el resultado de un ambiente tectónico de subducción de la placa Farallón bajo la placa Norteamericana lo cual propició las condiciones

necesarias para la actividad ígnea de la Sierra Madre Occidental, la cual se llevó a cabo mediante dos episodios de actividad volcánica.

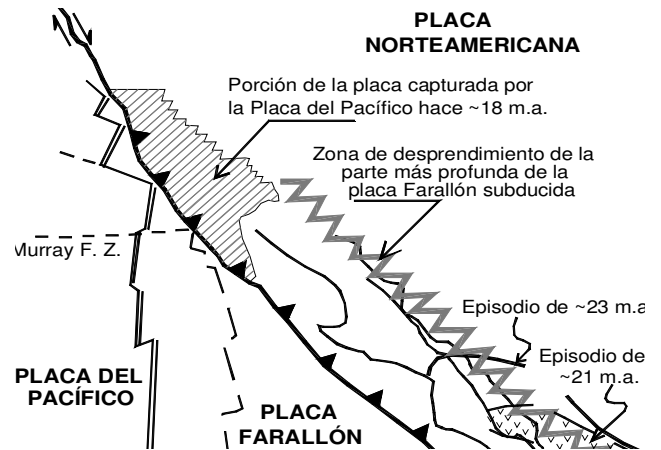


Figura 4. Marco tectónico de la zona de subducción de la placa Farallón.

En el segundo episodio se originó la secuencia de cuatro unidades de ignimbritas que se identifican en el área del P. H. La Yesca, esta secuencia fue intrusionada por cuerpos hipabisales de composición ácida así como diques diabásicos, además de que ocurrió un episodio de deformación extensional que afectó la franja más occidental de la Sierra Madre Occidental, en el P. H. La Yesca, esta deformación extensional de las rocas se identifica de acuerdo a dos episodios de fallas de tipo normal con características de tipo lístrico en el proyecto, el primero que da origen a los sistemas de fallas que afectan a la casa de máquinas y tuberías a presión y el segundo que genera a las fallas normales más jóvenes e importantes del proyecto que ven su influencia en la margen izquierda del proyecto.

Los primeros estudios por parte de la CFE en la confluencia de los ríos Bolaños y Grande de Santiago 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.

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.

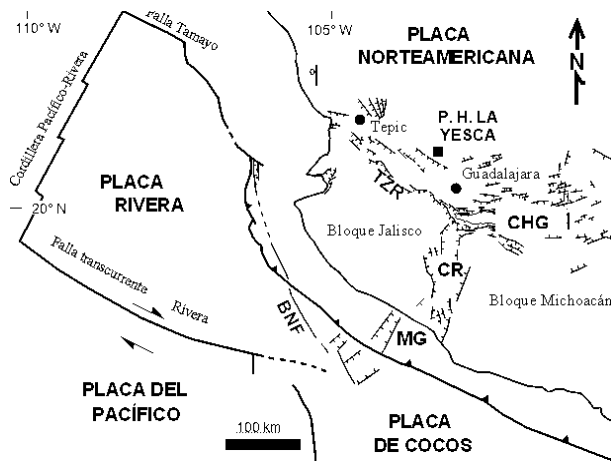


Figura 5. Marco tectónico actual del occidente de México BNF.-Falla de Barra de Navidad, TZR.-Graben Tepic-Zacoalco, CR.- Graben de Colima, MG.- Graben de Manzanillo y CHG.- Graben de Chapala

3.1 Identificación del bloque inestable y reubicación del trazo del plinto

Las excavaciones del portal de entrada de los túneles de desvío así como las de algunos caminos de acceso a partir de la plataforma donde en un principio se consideraba ubicar las lumbreras de cierre provisional (elev. 456), dejó expuesta una falla importante de la ladera con echado de 32° hacia el interior de la misma, esta estructura se denominó Falla Colapso. La condición real de la Falla Colapso presentó un horizonte arcilloso de un espesor variable de 1 a 8 cm, una franja de brecha de falla de hasta un metro, así como influencia al alto de la falla en una zona de roca cizallada de hasta 6 m de espesor.

Un par de meses después, se observaron los primeros indicios de movimiento del bloque sobre este plano de falla, con el conocimiento de las características expuestas de la Falla Colapso y su correlación con el aspecto que ésta presentaba en la superficie, se establecieron criterios para determinar la existencia de otras estructuras geológicas similares a esta en comportamiento lo que desembocó en la ubicación de las fallas más importantes de la margen izquierda, las cuales se denominaron Colapso 1, Colapso 2 y La

Curva, mismas que asociadas a la Falla Vertedor 1, (ya conocida desde la etapa de estudios) las que en su conjunción constituían zonas de debilidad en la roca que podían facilitar el desprendimiento de la masa.

Los agrietamientos en el concreto lanzado del portal de entrada de los túneles de desvío se relacionaron con el límite oeste del dique granítico que se encontró en esta excavación, lo cual evidenció que este dique constituía el límite del bloque y que la Falla La Curva no participaba en la condición inestable. Posteriormente se detectó el desarrollo de grietas de tensión a lo largo de zona de brecha de la Falla Colapso 1 en la plataforma 550. Asimismo en el frente de excavación del túnel de desvío 1 aproximadamente a los ochenta y cinco metros de su apertura se registró un deslizamiento sobre el plano de la Falla Colapso en su extensión hacia el interior de la ladera. Con base en estos elementos los límites del bloque inestable se definieron mediante las fallas Colapso, Colapso 1, Colapso 2 y el dique granítico, la Falla Vertedor 1 podría influir en el bloque en una extensión muy corta.

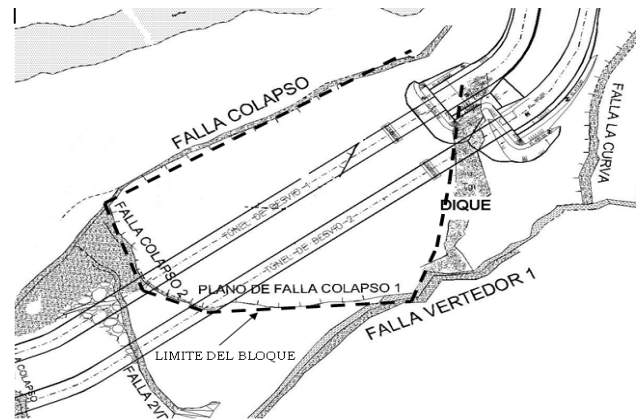


Figura 6. Fallas principales de la Margen Izquierda que dieron origen al bloque.

Cinemáticamente la Falla Colapso no reúne condiciones para que ocurra el movimiento del bloque, no obstante la asociación con los planos también alabeados de las fallas Colapso 1 y Colapso 2, generó intersecciones que están dirigidas hacia el portal de entrada de los túneles de desvío y de esta forma se condicionó el movimiento generalizado del bloque cuya inestabilidad se detonó por el importante volumen de roca retirado con la excavación de los portales de entrada de los túneles de desvío.

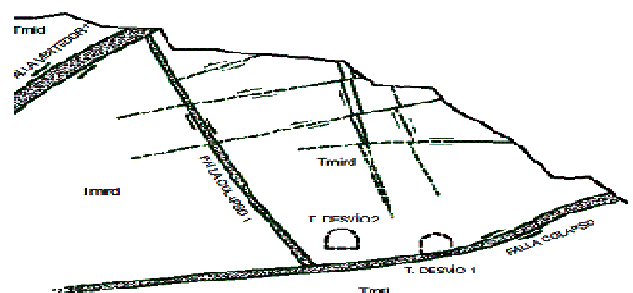


Figura 7. Vista Frontal del bloque inestable de la margen izquierda.

Una vez que se tuvo entonces definido el bloque en la margen izquierda se procedieron a realizar acciones para detener su movimiento así como para proporcionar estabilidad a la ladera, dentro de estas se tuvo que reubicar el plinto en dicha margen, pues este caía dentro de la zona inestable. Para salvar guardar la integridad de la cortina, esta se ubico al bajo de la Falla Colapso, con lo que se aseguraba que el bloque no generará influencia en las estructuras de contención si es que llegará a ocurrir algún evento que propiciará su movimiento.

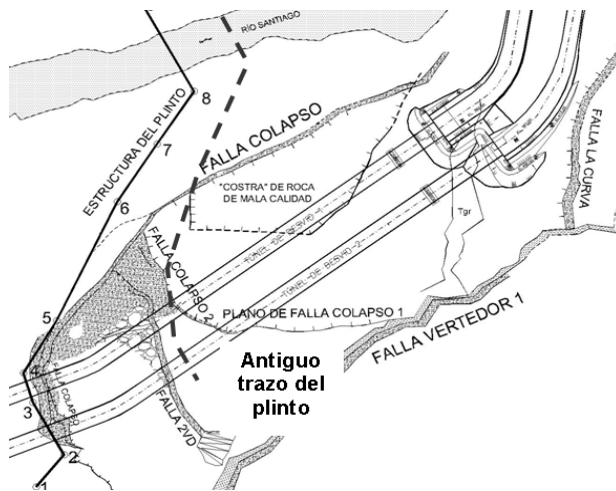


Figura 8. Planta con el plinto y su desplazamiento para salir de la zona inestable.

4 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA REPOSICIÓN Y CARACTERÍSTICAS DE LA CIMENTACIÓN

Esta reubicación del plinto aunque lo posicionaba en un lugar estable, dejaba su nivel por arriba del nivel de terreno, esto por la topografía de la zona, lo cual requirió de la elaboración de un proyecto de reposición que llevará la descarga del plinto al piso de proyecto.

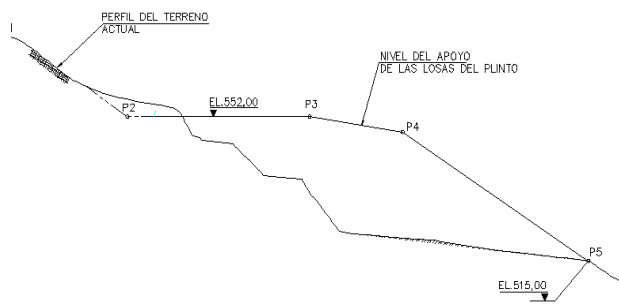


Figura 9. Sección a través del eje del plinto con topografía general, nótese la diferencia de niveles

La solución a dicho problema derivó en la construcción de un muro de reposición de concreto, el cual evidentemente tendrá variación en altura a lo largo del eje del plinto, acomodándose a la topografía existente.

La altura máxima estimada de la estructura es de veintisiete metros desde la cota de cimentación hasta su corona, donde se apoya el plinto de la cortina.

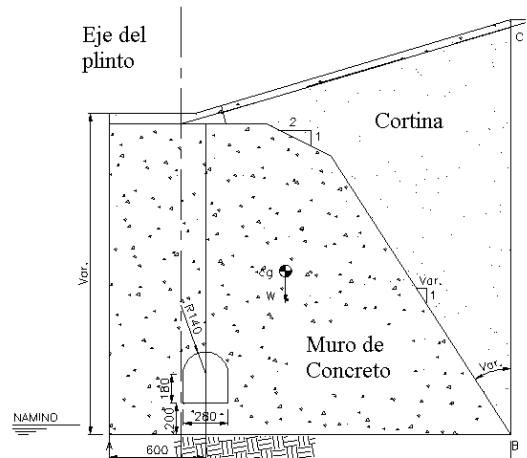


Figura 10. Sección del muro de reposición

Este muro fue diseñado siguiendo los principios de diseño de presas de concreto masivo convencional, adecuando su geometría para resistir las acciones provocadas en ella por peso propio, los materiales adyacentes y supra yacentes en el mismo aunados al efecto del agua y sismo.

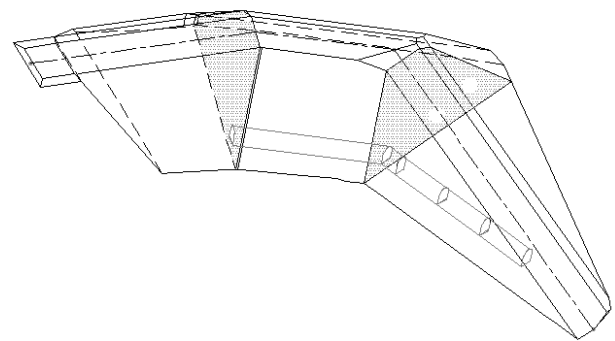


Figura 11. Modelo Tridimensional del muro

Una vez que se contó con el proyecto de reposición, se hizo necesario revisar las condiciones geológicas en que se encontraba terreno en cuestión para verificar la calidad del desplante, en esta revisión se denotó que el terreno se ve afectado por una conjugación de dos fallas, las cuales se van intersectando conforme se acercan a la ladera, una de ellas, la "Falla Colapso" que es parte del bloque inestable y cubre una zona de alteración no

menor a seis metros y la "Falla Vertedor 2" que es de menor espesor pero con características de cizallamiento regulares por donde se encontró su traza, generaban una zona donde el material que se encuentra entre ellas estaba muy triturado y se esperaba que tuviera muy mala calidad si se pudiera clasificar como macizo rocoso.

Dada la necesidad de proporcionar seguridad al comportamiento del muro se requirió entonces generar un análisis tal, que determinara las calidades y parámetros mecánicos de los materiales que existieran en el piso de terreno, esto para definir la solución de su cimentación.

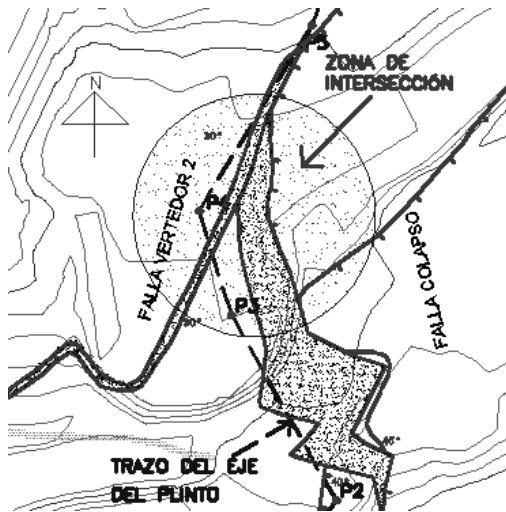


Figura 11. Fallas en el piso de terreno del plinto entre el punto dos a cinco.

5 ANÁLISIS GEOTECNICO

5.1 Zonificación de las calidades de roca

Para poder determinar las calidades de roca que se tienen en el piso del muro, en primera estancia se necesitaba conocer la extensión que estos cubren. Esto se resolvió haciendo un mapeo de calidades de roca, para estimar las calidades de roca presentes en el sitio desde el punto de vista geotécnico, se recurrió a utilizar el valor del RMR y GSI presente en cada cambio de calidades, determinando los puntajes de estas in situ y correlacionando los valores de resistencia a la compresión simple que se obtuvieron en los especímenes de los estudios previos en cuanto al tipo de roca que se tuviera.

De la geología del sitio se tienen identificadas tres unidades litológicas presentes, una zona de dique andesítico (Tda) muy oxidado, una zona con roca ignimbrítica dacítica con diferentes calidades (Tmid) y la brecha de falla; del mapeo de calidades resultaron cinco cambios entre ellas las que arrojaron los siguientes valores promedio:

Conociendo el comportamiento de las fallas en profundidad y con los datos generados en la zonificación, se generaron secciones geológicas - geotécnicas para establecer las características de las zonas hacia el interior del macizo con la finalidad de pre-estimar la profundidad del contacto y sobretodo de la zona 2.1, dado que ese dato nos servirá para establecer el modelo geotécnico general del piso del muro.

Derivado de estos análisis y con lo encontrado en un par de barrenos con recuperación que se solicitaron en la zona en cuestión se estableció entonces que la profundidad máxima promedio en el eje del plinto de la zona más alterada oscila entre nueve a once metros y que la roca de alrededor de esta es de buena calidad, con lo que se infiere que de construirse el muro en ese material se podrían inducir deformaciones o fallos de capacidad de carga en el terreno lo que pondría en riesgo la integridad del plinto y con eso el funcionamiento de la central en sí.

Tabla 1. Valores estimados promedio de RMR y GSI en las calidades de macizo rocoso encontradas en el piso del muro de reposición.

Zona	Material	RMR	GSI
1	Dique andesítico (Tda)	>20	13
2	Tmid de mala calidad	45	40
2.1	Brecha Alterada	26	21
3	Tmid Propilitizada Regular	47	42
4	Tmid Regular	52	47

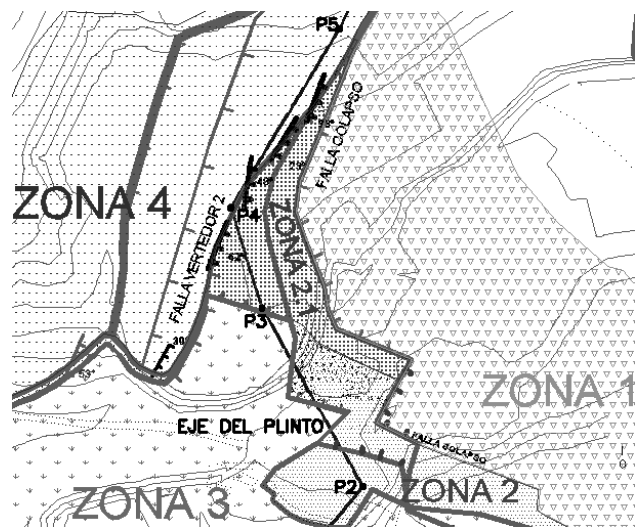


Figura 12. Zonificación geotécnica de calidades en el plinto de margen izquierda del P.H. La Yesca, entre los puntos dos a cinco.

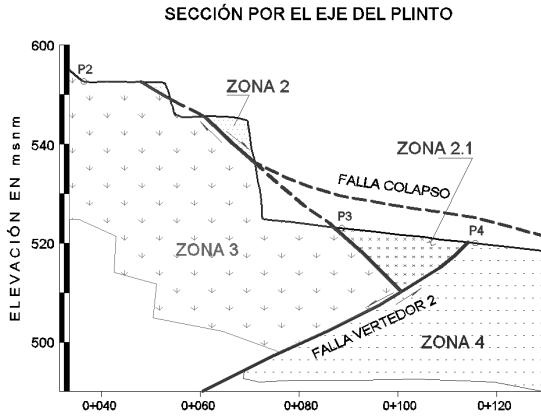


Figura 13. Modelo geológico – geotécnico de las calidades de macizo rocoso en el plinto de margen izquierda del P.H. La Yesca, entre los puntos dos a cinco.

5.2 Determinación de los parámetros geomecánicos de las diferentes zonas de calidades de macizo rocoso

Dada la necesidad de completar el modelo geológico – geotécnico del macizo rocoso para el desplante del muro del plinto, se realizó entonces la evaluación de los parámetros mecánicos de los materiales in situ, esto arrojaría los valores tanto de capacidad de carga como de modulo de reacción de los materiales subyacentes con lo que se podría entonces diseñar tanto el muro de reposición así como definir las necesidades que se deben de cubrir en cuanto a la condición de mala calidad en el terreno antes comentada.

Para poder estimar los valores de los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante de la roca, se utilizó la metodología basada en el criterio de falla de Hoek – Brown, asignando en el, los valores de resistencia a la compresión simple definidos para cada unidad litológica de acuerdo a su ubicación en los estudios previos de laboratorio, el valor de GSI medido en campo a través de su propia evaluación y su comparación con los valores de RMR₉₉ definidos también en campo a través de la ecuación $GSI = RMR_{99} - 5$, esto sin considerar los efectos del agua ni orientación de las fracturas con la finalidad de respetar las actualizaciones que se han realizado con respecto al criterio de evaluación del RMR en su última versión, el valor de afectación D, del criterio se dejo en 0 ya que no existe afectación de la masa en el terreno por voladuras.

A partir de estas generalidades se procedió a evaluar cada zona definida, utilizando los valores generales de la envolvente, como parámetros de resistencia al esfuerzo cortante y evaluando con esta misma metodología su equivalencia en valores de cohesión y fricción para el criterio de Mohr – Coulomb así como el modulo de elasticidad del macizo rocoso en cuestión a través del método generalizado de Hoek – Diederichs.

Una vez determinados estos parámetros se realizo la evaluación del la capacidad de carga admisible (q_{adm}) de las zonas en cuestión a través de dos métodos de los

cuales se utilizaría el menor, el primero basado en el criterio de falla de Hoek y Brown y aplicado para el caso de roca fracturada, este a través de la ecuación:

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS} = \left(\frac{C_{f1} (\sqrt{m R_c \sigma_3 + s R_c^2 + \sigma_3})}{FS} \right) \quad (1)$$

donde: q_{ult} = capacidad de carga última en Mpa; FS = factor de seguridad en este caso será de 3; C_{f1} = factor de corrección según la geometría de la cimentación (ver detalles en los artículos relacionados con este tema); m = constante de la roca de acuerdo al criterio de Hoek – Brown; R_c = Resistencia a la compresión simple de la roca intacta en MPa; s = constante de la roca de acuerdo al criterio de Hoek – Brown; el valor de esfuerzo principal menor σ_3 , es la variante en este método con respecto a las variables que constituyen los valores del criterio de resistencia al esfuerzo cortante de la roca, pues en esta aplicación ve su cambio al estimarse en su cálculo además de las constantes de roca intacta R_c , m y s , el valor del esfuerzo horizontal a nivel de desplante definido como q_s , el cual se calcula de la misma forma que el empuje de tierras en reposo con el valor de k_0 que es el coeficiente de empuje de tierras en reposo del material y el valor de D_f que es la profundidad de desplante la cual en este análisis se definió como de un metro, con lo que la ecuación para medir el esfuerzo principal menor es la siguiente:

$$\sigma_3 = \sqrt{m R_c q_s + s R_c^2 + q_s} \quad (2)$$

donde: q_s = esfuerzo horizontal a nivel cimentación.

El segundo criterio que se utilizo fue el recomendado para roca fracturada por el manual de obras civiles de CFE, este método evalúa la capacidad de carga afectando el valor de la resistencia a la compresión simple de la roca intacta a razón del espaciamiento de las discontinuidades y el espesor de estas en la masa analizada, a través de la ecuación:

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS} = \frac{R_c \frac{3 + \frac{c_s}{100 B}}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{\delta}{c_s}}}}{FS} \quad (3)$$

donde: B = ancho de la cimentación en su sección transversal en cm; c_s = espaciamiento de las discontinuidades en cm; δ = espesor de la discontinuidad individual en cm.

Dado que la roca en el lugar de manera general presenta valores promedio de RMR y GSI menores a 50, la calidad máxima encontrada se refiere a un macizo de

calidad regular a muy mala, con lo que las discontinuidades y fracturas presentes en el es general, con lo que el método es aplicable.

Para poder calcular los asentamientos en la base del muro se hacía necesario calcular los valores del modulo de reacción de subgrado de dichos materiales, este se calculó mediante el criterio de Klepikov con el uso de la siguiente ecuación:

$$k_s = \frac{E_s}{\omega A^{0.5} (1 - \nu_s^2)} \quad (4)$$

donde: E_s =Módulo de deformación de la masa en Mpa; A =área de la base de cimentación en m^2 ; ν_s =módulo de Poisson de la masa adimensional; ω =coeficiente de forma de la cimentación.

De esta manera se obtuvieron los valores de los parámetros de resistencia y deformación de la masa rocosa, dejando al Tda como peor material y a la Tmid regular con los mejores parámetros de resistencia y deformación, estos datos completaban el modelo geotécnico, con lo que se pudo dar paso al análisis y diseño del muro.

Tabla 2. Comparativa de valores estimados de q_{adm} y k_s promedio en las diferentes calidades de macizo rocoso encontradas en el piso del muro de reposición.

Zona	Material	q_{ad}	k_s
1	Dique andesítico (Tda)	Valor mínimo	Valor mínimo
2	Tmid de mala calidad	$2 > 2.1 < 3,4$	$2 > 2.1 < 3,4$
2.1	Brecha Alterada	$2.1 < 2,3,4$	$2.1 < 2,3,4$
3	Tmid Propilitizada Regular	$3 < 4$	$3 < 4$
4	Tmid Regular	Valor máximo	Valor máximo

5.3 Estabilidad del muro y proyecto de excavación

Una vez que se contó con los valores de los parámetros mecánicos del terreno, se procedió a evaluar la estabilidad del muro de reposición, está de acuerdo a la metodología general para las presas de concreto masivo, exige que dentro de la revisión se realice la evaluación de la seguridad por flotación, deslizamiento, volteo y capacidad de carga, dentro de estas revisiones solo la de capacidad de carga quedaba en una condición inestable en las secciones que pasaban por la zona de mala calidad del material 2.1, puesto que la descarga superaba en al menos un 78% la capacidad de carga del material.

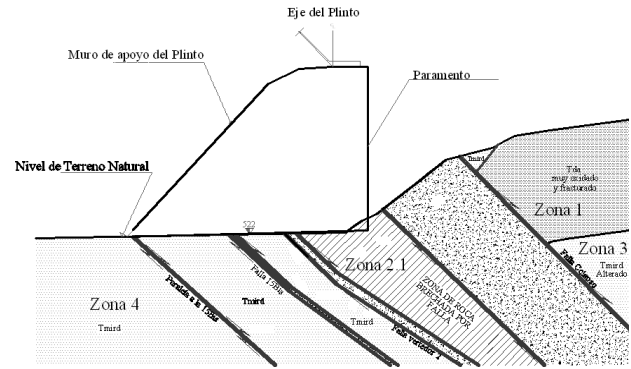


Figura 14. Sección transversal máxima del muro, modelo geológico - geotécnico de las calidades de macizo rocoso en el plinto de margen izquierda del P.H. La Yesca, entre los puntos dos a cinco

Aunado a esto, dentro del análisis estructural del muro en esa zona también se arrojaban valores de asentamientos diferenciales mucho mayores a los permisibles, estos del orden de seis a diez centímetros, con lo que se demostraban las hipótesis generadas a partir de los valores calculados de los parámetros mecánicos de dichos materiales.

Con esto y de acuerdo a las necesidades de seguridad en las obras de contención, se decidió que la mejor solución para asegurar la estabilidad del muro se vería a través de un proyecto de excavación eficaz que retirara el material en cuestión, para después reponerlo con concreto masivo, eso para asegurar la transmisión de las cargas a la zona 4 la cual, es la que sigue en la secuencia del modelo y ofrece los mejores parámetros de resistencia de la masa.

Los limites superiores de la excavación fueron definidos con la zonificación de calidades de roca, la profundidad se definió en doce metros pues de acuerdo a los resultados de los análisis geológicos la profundidad máxima del material de la zona 2.1 en el trazo del eje del plinto sería en su máximo nivel de once metros, con lo que para entrar en la roca se necesito de al menos un metro más en la profundidad de excavación definiendo la cota 510 como el límite en profundidad del proyecto, además se requería de proyectar una rampa de acceso con la finalidad de retirar todo el material que influyera en la base del muro.

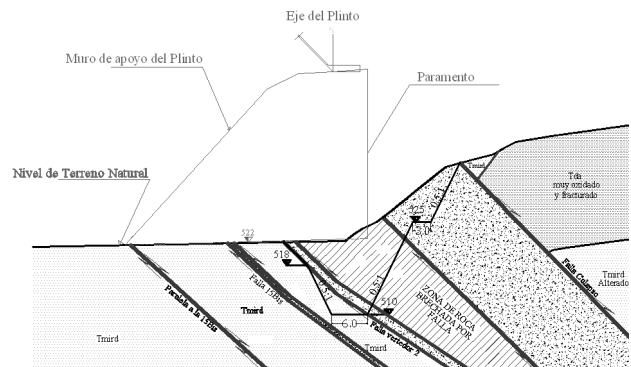


Figura 15. Sección transversal máxima del muro con excavación.

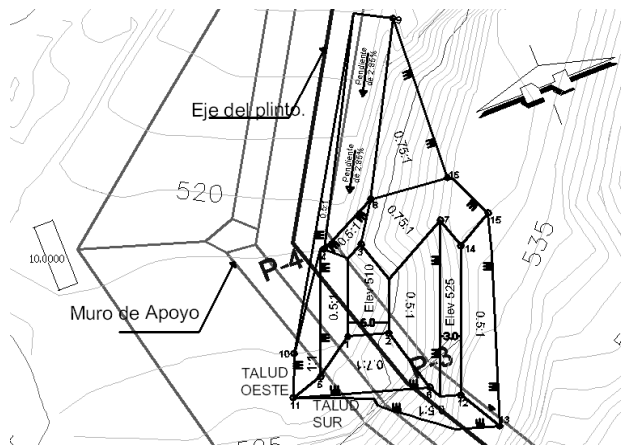


Figura 16. Planta de la excavación retirando el material de la zona 2.1

Para asegurar la estabilidad temporal de los cortes, se requirió de la evaluación de la estabilidad de estos. De acuerdo a la configuración de la excavación las paredes de los taludes sur y oeste requerían de un análisis de estabilidad de taludes en roca mientras los taludes más altos en el lado este, requerían de un análisis por medio de falla circular, ya que los materiales de esa zona presentan características de suelos.

El análisis de estabilidad de la pared este se realizó mediante el método del GLE de Khan, para condiciones dinámicas sin presión hidrostática, puesto que se espera desarrollar esta excavación durante la temporada de secas, arrojando un factor de seguridad de 1.92, asegurando la estabilidad de esa pared.

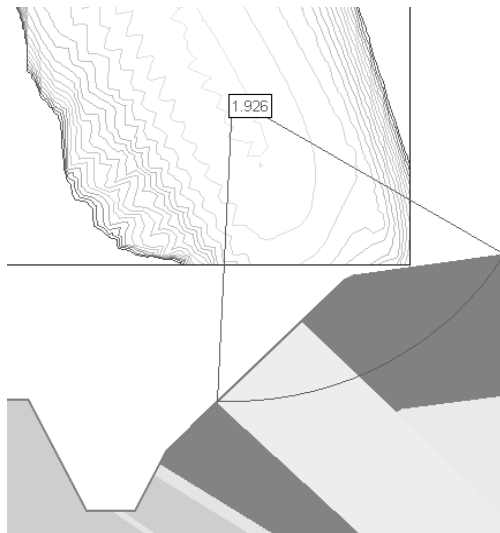


Figura 17. Sección de análisis de estabilidad por falla circular del talud este por el método del GLE.

Por su parte los taludes sur y oeste, al estar excavados en roca, requieren de un análisis por medio de falla de cuerpo rígido, lo que hacía necesario la determinación de un estereograma que mostrara los sistemas de fracturamiento presentes en la zona.

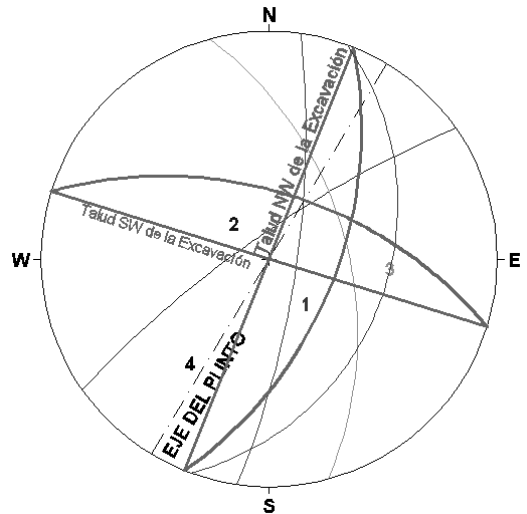


Figura 18. Estereograma general de los taludes de la excavación del muro de reposición del plinto

Una vez definidas las condiciones de los sistemas de fracturamiento y discontinuidades de la zona se denoto que para cada uno de los taludes existían diferentes condiciones que pondrían en riesgo su estabilidad.

En el caso del talud oeste se definió un mecanismo de falla plana, este se analizó en condiciones dinámicas secas del cual resultó un factor de seguridad de 1.57 asegurando la pared de esa zona.

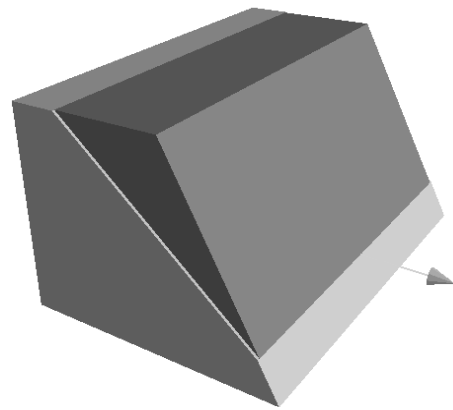


Figura 19. Modelo de estabilidad bajo falla plana del talud oeste

Para el talud sur la condición fue muy diferente, este se compone de dos cambios de pendiente y de acuerdo al estereograma se producía una cuña irregular, esta definió bajo condiciones dinámicas secas un factor de seguridad de 0.88 con lo que se requiere un tratamiento de anclaje con un patrón de 3 x 3 al tres bolillo, de nueve

metros de profundidad, con lo que se conseguía un factor de seguridad de 1.52.

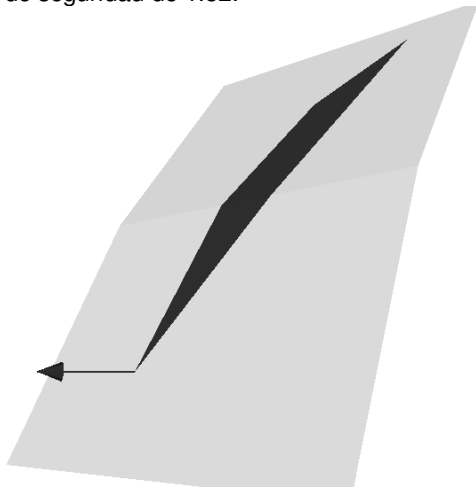


Figura 20. Modelo de estabilidad bajo cuña irregular del talud sur

De esta forma se definió entonces la estabilidad de la excavación dejando como factible el proyecto.

6 CONCLUSIONES

De acuerdo a los procedimientos realizados en este artículo para resolver esta condición de estabilidad en una de las principales obras del P.H. La Yesca, se demostró que estas revisiones que se basaron en una conjunción de metodologías derivadas del estado del arte de la geotecnia, hace constar que dichas técnicas son eficientes para mantener la seguridad del proyecto en sí, aunado a los análisis geológicos los cuales

proveen datos que de tener una correcta interpretación propiciarán los resultados esperados y permitirán realizar consideraciones de diseño más específicas para cada problema.

7 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 Leon Torres. "Manual de diseño de obras civiles, Goetecnia, B.3.3 Cimentaciones en Roca", CFE
- U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (1995) *"Gravity Dam Design."* . EM 1110-2-2200.
- Barry Cooke and James L. Sherard . (1985). *"Concrete Face and Rockfill dams"* . Design , construction and performance. ASCE Symposium in Detroit , Michigan.
- BRAJA M. DAS (2001). "Principios de Ingeniería de Cimentaciones" International Thomson Editores. Cuarta Edición.
- Bieniawski Z.T. 1976. "Rock mass classification in rock engineering. In Exploration for Rock Engineering, Proc. of the Symp." CapeTown, Balkema.
- Hoek, E. and Brown, (1988). "The Hoek-Brown failure criterion " 15th Canadian Rock Mech. Symp. Dept. Civil Engineering, University of Toronto.
- E. Hoek, C. Carranza-Torres and B. Corkum (2002). "Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition" Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto, 2002