

DISEÑO GEOTÉCNICO DEL ALIVIADERO DE LA PRESA LOS CARACOLES

Alejo O. Sfriso
Facultad de Ingeniería – UBA

Luciano Oldecop
Instituto de Investigaciones Antisísmicas – Fac. de Ingeniería – Universidad Nacional de San Juan
Av. Libertador 1290 (Oeste). 5400 San Juan. Argentina. Tel: (54) 264 4228123. e-mail: oldecop@unsj.edu.ar

Jorge Grossi y Daniela Quinteros
Techint Ingeniería y Construcciones

RESUMEN

El aliviadero de la presa Los Caracoles está formado por dos túneles paralelos ubicados en el estribo izquierdo de la presa, en un macizo formado por paquetes alternados de grauwacas y lutitas intensamente plegadas. El talud de la embocadura es paralelo a los planos de estratificación, con una pendiente natural de unos 45° , mayor que el ángulo de fricción interna residual de las lutitas, estimado en 27° . El talud es estable, sin embargo, gracias a la continuidad de los paquetes sedimentarios, que se observa a lo largo de más 300 metros por encima del lecho del río. Las estructuras de control del aliviadero requirieron la ejecución de una importante excavación a media ladera que interrumpió localmente la continuidad de los estratos. Para garantizar la estabilidad del talud, los cuerpos remanentes de roca fueron reforzados para que actuaran como contrafuertes y se instalaron anclajes pasivos en toda la superficie del talud. Apenas iniciadas las obras de excavación se apreciaron indicios de inestabilidad marginal que fueron atribuidos a la mala calidad de la roca de los estratos superficiales. Cuando la excavación alcanzó un 40% de avance se identificaron señales que sugerían que parte del talud habría tenido un movimiento descendente del orden de unos pocos centímetros, por lo que los trabajos fueron interrumpidos para estudiar la situación. Se determinó que los contrafuertes de roca tenían menos capacidad resistente que la anticipada en el diseño debido a que el desconfinamiento lateral producido por las excavaciones activaba algunas familias de discontinuidades secundarias. La estabilidad constructiva se aseguró mediante una confortación lateral robusta de los contrafuertes de roca, mientras que la estabilidad definitiva se aseguró con una combinación de anclajes activos y contrafuertes de hormigón incorporados a los muros de ala y bloques de fundación de las estructuras de control. Se estableció un programa de monitoreo intensivo que incluyó la instalación de extensómetros, inclinómetros y puntos de medición topográfica. Los trabajos de excavación y fundación de las estructuras de control continuaron y finalizaron sin nuevos inconvenientes. En este trabajo se describe el problema, los análisis de estabilidad efectuados y el sistema de refuerzo finalmente adoptado.

PALABRAS CLAVE: estabilidad de taludes – análisis sísmico – taludes en rocas

INTRODUCCIÓN

Descripción de la obra

El complejo Hidroeléctrico Los Caracoles se encuentra sobre el río San Juan, a 53Km de la Ciudad homónima. La presa de embalse es del tipo CFRD, con terraplén de gravas compactadas de más de diez millones de metros cúbicos de volumen y 136 metros de altura y pantalla de hormigón armado en la cara de aguas arriba. Embalsará 565 Hm³ y generará una energía de 715GWh anuales por medio de dos turbinas Francis. El embalse estará conectado a la central hidroeléctrica a través de un túnel de aducción de 1500 m de longitud, con una obra de toma excavada y revestida en hormigón donde se alojarán las compuertas de control del túnel y una chimenea de equilibrio.

El proyecto se completa con las obras del aliviadero de crecidas que consta de una embocadura con dos compuertas radiales y sendos túneles paralelos, con forma de cuello de cisne, de 10 metros de altura y 330 metros de longitud, ubicados en el macizo rocoso que constituye el estribo de margen izquierda de la presa. La obra se divide en cuatro sectores: a) la estructura de control en la embocadura; b) un tramo de fuerte pendiente que aloja la rápida; c) un tramo de conducción con pendiente reducida y d) la desembocadura. En la embocadura se alojan las estructuras de control, que son básicamente cajones de hormigón de 30 metros de altura, 29 metros de longitud y 13 metros de ancho que contienen el cimacio, la compuerta de sector, el sistema de izado y las regatas para ataguías.

Geología y geotecnia del sitio

El macizo rocoso pertenece a la Formación Punta Negra (Baldis et al, 1982). Está formado por grauwacas y lutitas alternadas en paquetes de poco espesor y fuertemente plegadas, de manera que el rumbo y buzamiento de la principal familia de discontinuidades es fuertemente variable a lo largo de los túneles. El talud natural de aguas arriba, en donde se implantan las estructuras de control del aliviadero, es paralelo a los planos de estratificación en ese sector. Tiene un rumbo de 285° y una pendiente natural de unos 45° a 52°, mucho mayor que el ángulo de fricción interna residual de los paquetes de lutita, estimado en unos 27°. En la figura 1 se presenta un diagrama de polos que muestra las familias de discontinuidades.

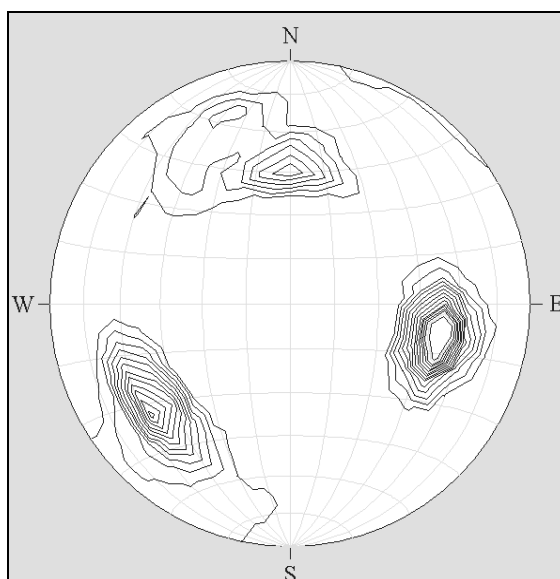


FIGURA 1. Diagrama de polos del macizo en la embocadura del aliviadero.

El talud es estable gracias a la continuidad de los paquetes sedimentarios, que se observa a lo largo de más 300 metros por encima del lecho del río. Debe notarse que la estabilidad del talud es crítica para el proyecto, puesto que el material derramado en una eventual falla – local o general – podría afectar la integridad de las estructuras de control del vertedero, obstruir total o parcialmente la embocadura de los túneles, o trabar sus compuertas.

CONSTRUCCIÓN DE LA EMBOCADURA DEL ALIVIADERO

Diseño original

La embocadura del aliviadero es una obra excavada a media ladera en la margen izquierda de la presa, como se muestra en la figura 2. Se trata de una excavación muy importante, que genera un talud de más de 100 metros de altura con una pendiente de proyecto de 45°. A poco de iniciado el corte del talud en su parte superior, las variaciones locales del buzamiento de los planos de estratificación obligaron a alterar el proyecto y, en definitiva, el talud resultante debió excavarse siguiendo el buzamiento de los estratos. En la figura 2 también se indican algunos datos de rumbo y buzamiento de los estratos a diferentes alturas del talud.

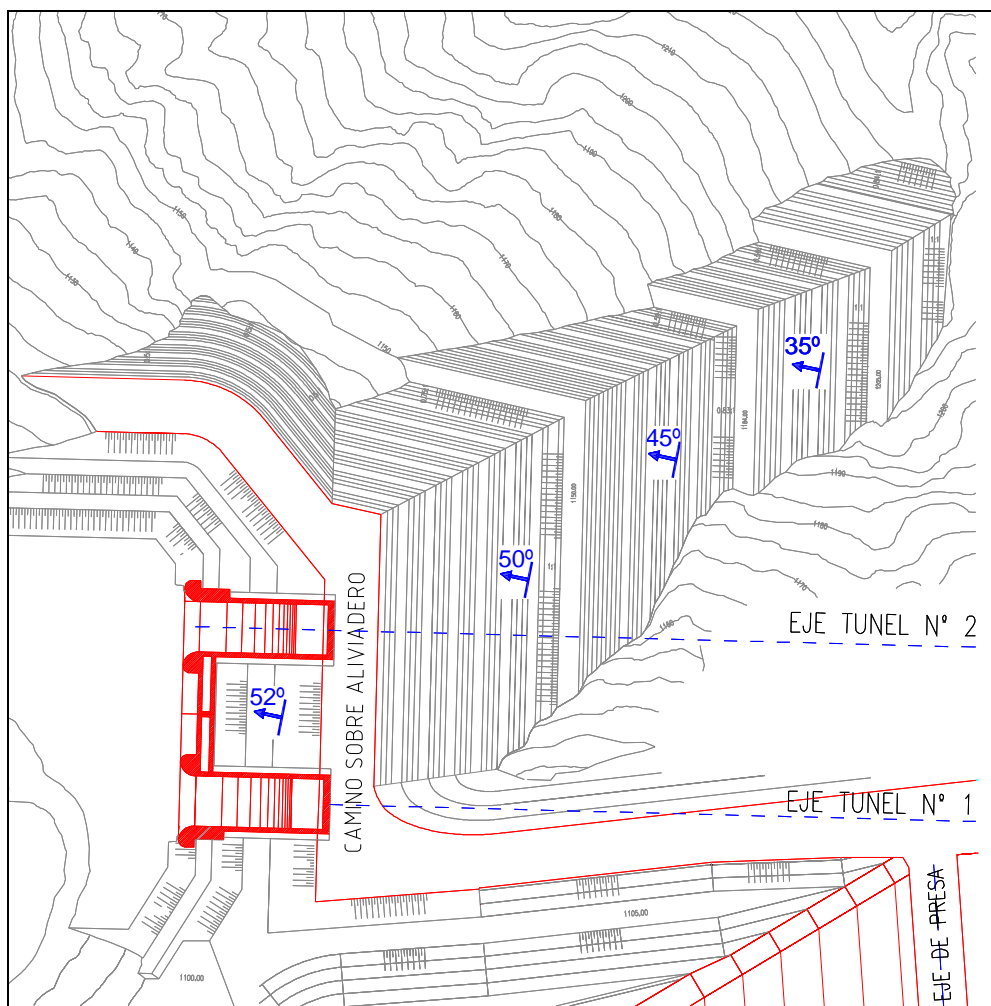


FIGURA 2. Planta general de la embocadura del aliviadero de la Presa Caracoles. (En rojo: estructuras de control del aliviadero. En azul: datos de rumbo y buzamiento de los planos de estratificación de las gravacas)

La excavación realizada, que se muestra en la figura 2, interrumpió localmente la continuidad de los estratos y produjo el desvío de las tensiones actuantes dentro de cada estrato hacia los cuerpos de roca remanentes a los costados y dentro del talud. En la figura 3 se muestra un corte vertical esquemático del problema.

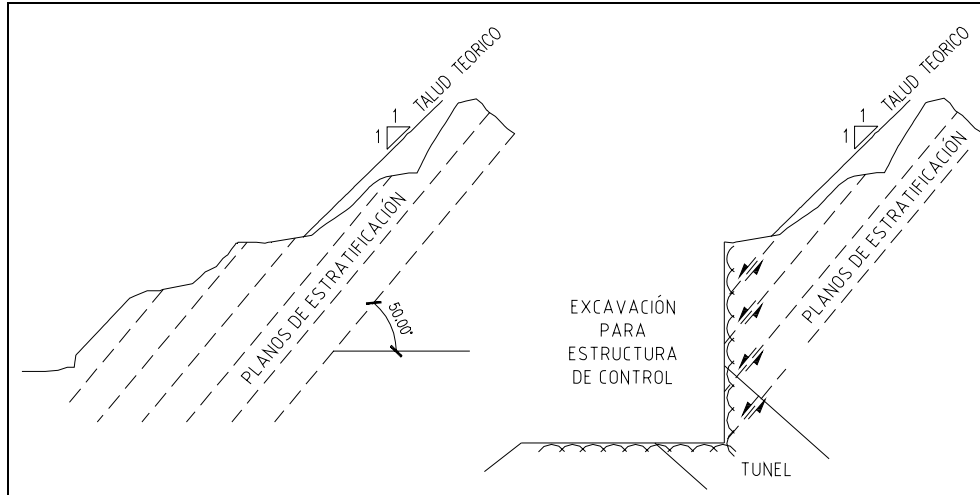


FIGURA 3. Corte esquemático antes y después de la excavación para construcción de la embocadura.

Comportamiento del talud durante la obra

A poco de iniciada la excavación se notó que la calidad de la roca en los primeros 4 a 5 metros de profundidad era peor que lo anticipado y que las operaciones de voladura provocaban un rápido deterioro del macizo con considerables sobre-excavaciones. Se observaron algunas grietas en las paredes de la excavación y en la superficie del talud, lo que motivó la suspensión de las operaciones de excavación. La figura 4 compara el proyecto original de excavación para implantación de las estructuras de control del aliviadero y la excavación real ejecutada hasta Julio de 2006, cuando se habían excavado 18 de los 30 metros proyectados.

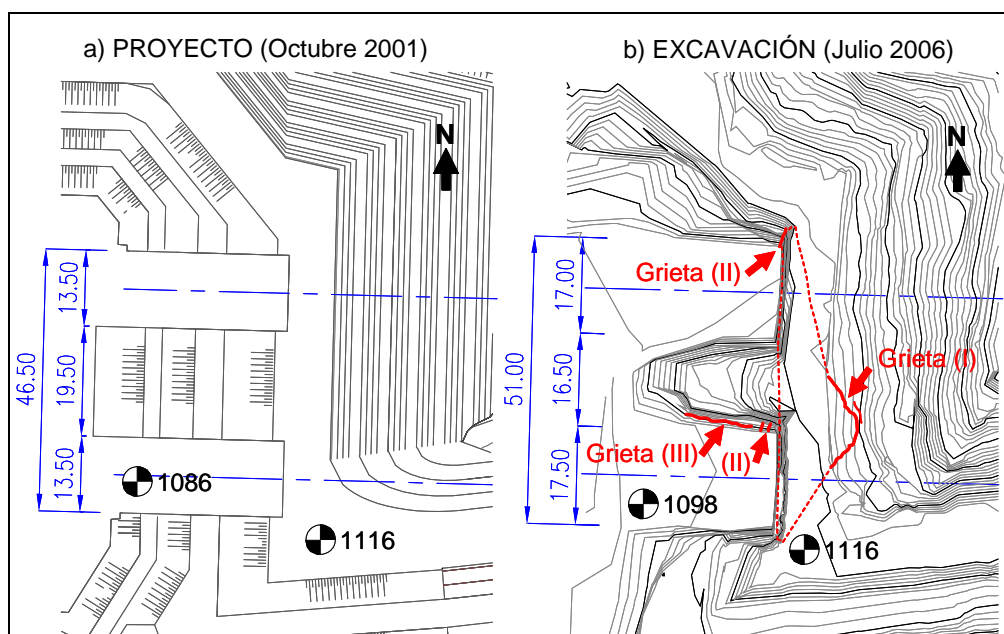


FIGURA 4. Comparación de la excavación proyectada y la excavación ejecutada al momento de la suspensión de la obra por motivos de seguridad, en Julio de 2006.

Identificación del mecanismo de falla

El esquema de la figura 3 permite apreciar que a medida que se profundiza la excavación se activan nuevos planos de estratificación que pasan a constituir superficies potenciales de deslizamiento. Las grietas aparecidas en el talud por encima del aliviadero (indicadas como “I” en la figura 4b) fueron concordantes con uno de los planos de estratificación que perdía su confortación con el avance de la excavación a ese momento. Esto se interpretó como un indicio de movimiento de un bloque de roca que, a raíz de la excavación, podría estar en una condición de deslizamiento incipiente.

La presencia de un par de familias de diaclasas prácticamente ortogonales entre sí y con respecto a los planos de estratificación permitió determinar la forma y tamaño de un bloque de 45 MN (4500 t) que podría activarse para la situación de excavación intermedia analizada. En ese momento, en base a la magnitud de las grietas observadas, se estimó que la magnitud del desplazamiento ocurrido debía ser de sólo unos pocos centímetros. Identificado este mecanismo de deslizamiento, inmediatamente surgió la cuestión sobre si la continuación de la excavación hasta la profundidad definitiva podría provocar la activación de superficies de deslizamiento más profundas, que generaran bloque mucho mayores que el identificado en esta etapa. En la figura 5 se muestra la obra a Julio 2006.



Figura 5. Vista general de la obra de embocadura del aliviadero en Julio de 2006, con piso de la excavación en cota 1098, restando aún 12 metros para excavar.

Más difíciles de explicar resultaron las grietas subverticales observadas en las paredes laterales de la excavación, tanto en el extremo norte como en el contrafuerte central (indicadas con II en la figura 4b). En el costado sur del contrafuerte también se identificó una grieta horizontal (identificada con III en la figura 4b) en la que se observó un desplazamiento relativo de cizalladura. La figura 6 muestra vistas de los tres tipos de grieta observados.

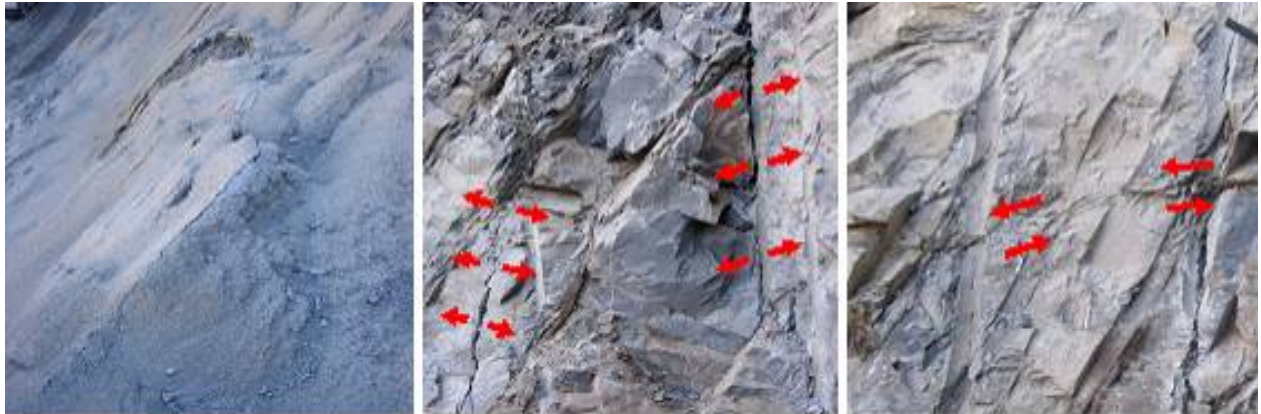


Figura 6. Grietas identificadas. I) En el talud, por encima del aliviadero. II) Grietas verticales de tracción en el costado norte de la excavación. III) Cizalladura en el contrafuerte central.

Análisis de estabilidad en etapa constructiva

En primer lugar se ejecutó un análisis simple de estabilidad del contrafuerte central, como se indica en la figura 7. Se asumió que los planos de estratificación tienen un ángulo de fricción residual de 27° , de lo que resulta que el bloque transmite sobre el contrafuerte una fuerza de 20 MN (2000 t). Aunque la inclinación de esa fuerza es incierta porque depende de la cinemática del movimiento, se adoptó un valor $\delta=15^\circ$ como punto de partida del análisis. Se supuso que el contrafuerte fallaba al corte en un plano horizontal a la cota de la cizalladura observada. El ángulo de fricción para este plano de deslizamiento se supuso de 52° y su cohesión nula, en atención a que la grieta ya se había abierto y mostraba desplazamiento. El peso del bloque de contrafuerte que habría de moverse, tomando en cuenta su geometría real de excavación se estimó en 37MN (3700 t). Con estos valores se hicieron análisis de equilibrio límite y se obtuvo un coeficiente de seguridad al deslizamiento de 2.8. Se analizó también la estabilidad al volcamiento de los estratos (falla por *toppling*) y se obtuvo un coeficiente de seguridad de 1.7.

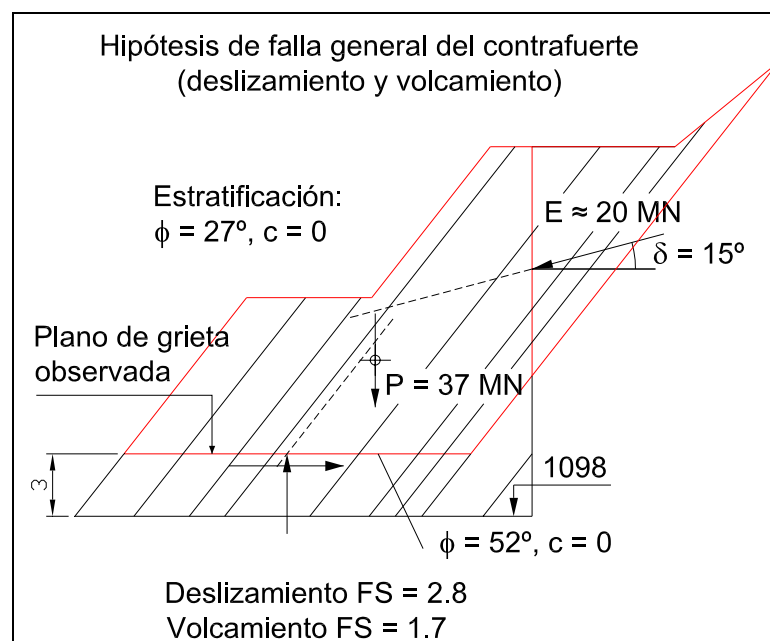


FIGURA 7. Análisis de estabilidad. Hipótesis de falla general del contrafuerte por deslizamiento sobre la base o volcamiento de los estratos.

Estos resultados implican que la hipótesis de una falla del contrafuerte debía ser descartada, al menos para los dos mecanismos considerados. Se efectuó un análisis de sensibilidad respecto del ángulo δ sin que se observara desvíos que pudieran justificar un cambio de las conclusiones del análisis.

Puesto que la hipótesis de una falla general del contrafuerte no permitía explicar los daños observados, se consideraron otros mecanismos. Finalmente, la explicación más satisfactoria se logró con el mecanismo ilustrado en la figura 8, que postula la falla a compresión de los estratos que soportan la carga del talud. A medida que progresa la excavación, estos estratos reciben una carga creciente mientras pierden confinamiento lateral y son alterados por las voladuras y la descompresión. Se concluyó que este cambio de estado tensional activó las familias secundarias de discontinuidades, desfavorablemente orientadas para un desconfinamiento lateral del macizo, y esto produjo la falla parcial del contrafuerte central.

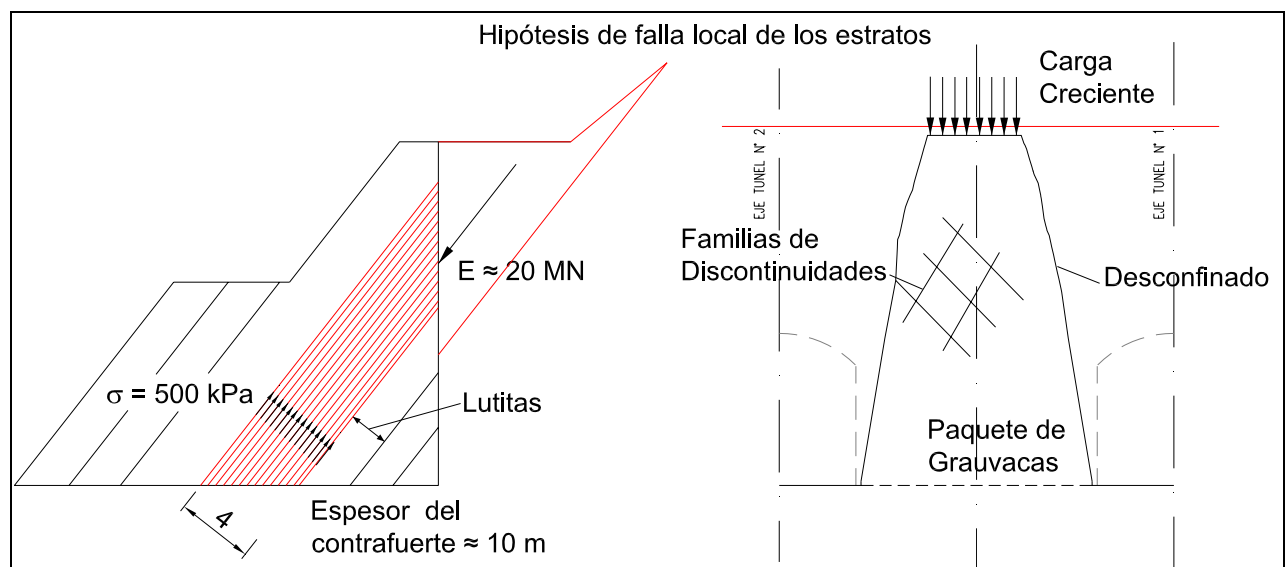


FIGURA 8. Análisis de estabilidad. Hipótesis de falla local de los estratos.

Confortación constructiva

Para asegurar el talud y continuar la obra se decidió instalar un fuerte refuerzo de anclajes pasivos en la zona del vértice inferior del contrafuerte, junto a la embocadura del túnel. También se dispuso el confinamiento de todo el contrafuerte y taludes laterales mediante anclajes pasivos y gunita reforzada con malla. Estas medidas se ejecutaron de forma escalonada con las etapas de avance de la excavación. Adicionalmente, se dispuso extremar los cuidados en las operaciones de voladura a fin de minimizar los daños a la roca, instalar un sistema de auscultación para detectar movimientos del talud en las sucesivas etapas de excavación y analizar la estabilidad de conjunto en los estados de final de la excavación y de obra completada, tomando en cuenta para este último caso las acciones de servicio y sísmicas.

El esquema de refuerzo adoptado para el contrafuerte se presenta en la figura 9, en la que se pueden identificar tres zonas: I) Contrafuerte no sometido a carga de talud; II) Contrafuerte sometido a carga del talud; y III) Sector de túnel influenciado por la carga del talud. Definido el método de trabajo e instalada la instrumentación, se reiniciaron los trabajos de excavación, que a partir de ese momento continuaron ininterrumpidamente hasta la conclusión de la obra.

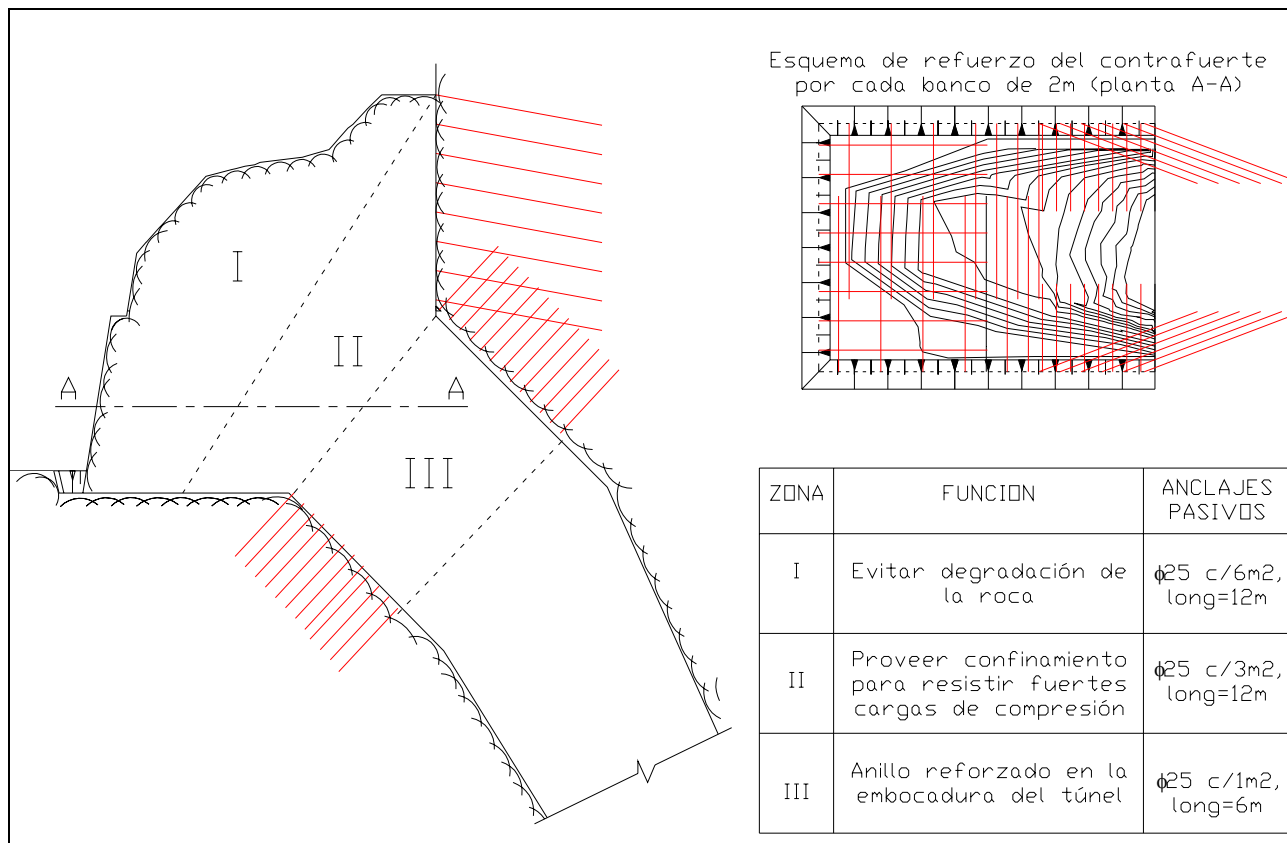


FIGURA 9. Esquema de refuerzo del contrafuerte. Además de los anclajes pasivos mostrados, toda la superficie del contrafuerte se recubrió con hormigón proyectado reforzado con malla electrosoldada.

VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD BAJO ACCIÓN SÍSMICA

Criterios de diseño

Las especificaciones de diseño de la obra exigen la verificación de todas las estructuras principales bajo la acción sísmica de un Terremoto de Seguridad (TS) con un PGA=1.02. También establecen que el análisis sísmico de problemas como el estudiado debe ejecutarse mediante la aplicación del método de Newmark (Newmark 1965) y la adopción de un umbral de desplazamiento de 5 cm bajo la acción del TS.

Para el análisis de la estabilidad del talud en cuestión, sin embargo, debió establecerse un criterio más restrictivo. Se fijó un desplazamiento horizontal máximo de 15 mm en la cara vertical de la excavación, en el contacto con la estructura de control. Este criterio se debe a que la estructura de la embocadura sostiene las compuertas y aloja sus mecanismos de operación, los que no toleran una distorsión de sus apoyos superior a la producida por el desplazamiento máximo admitido.

Relación aceleración - desplazamiento

El desplazamiento producido por la acción del sismo de diseño fue calculado mediante un algoritmo numérico de integración paso a paso. Se asumió que las fuerzas no friccionales (cohesión, hormigón proyectado, anclajes, reacción de los contrafuertes CH) se mantienen constantes para valores variables de λ/λ_c , donde λ es el coeficiente de aceleración instantánea y λ_c es la aceleración crítica.

Las hipótesis efectuadas permiten la construcción de una relación única entre la aceleración crítica vs. desplazamiento permanente del bloque (λ_c vs. δ), envolvente de los desplazamientos máximos calculados para todos los sismos. Esta relación se presenta en la figura 10. La línea llena une los puntos calculados, mientras que la línea punteada es una curva de regresión polinomial cuya expresión se incluye en la figura.

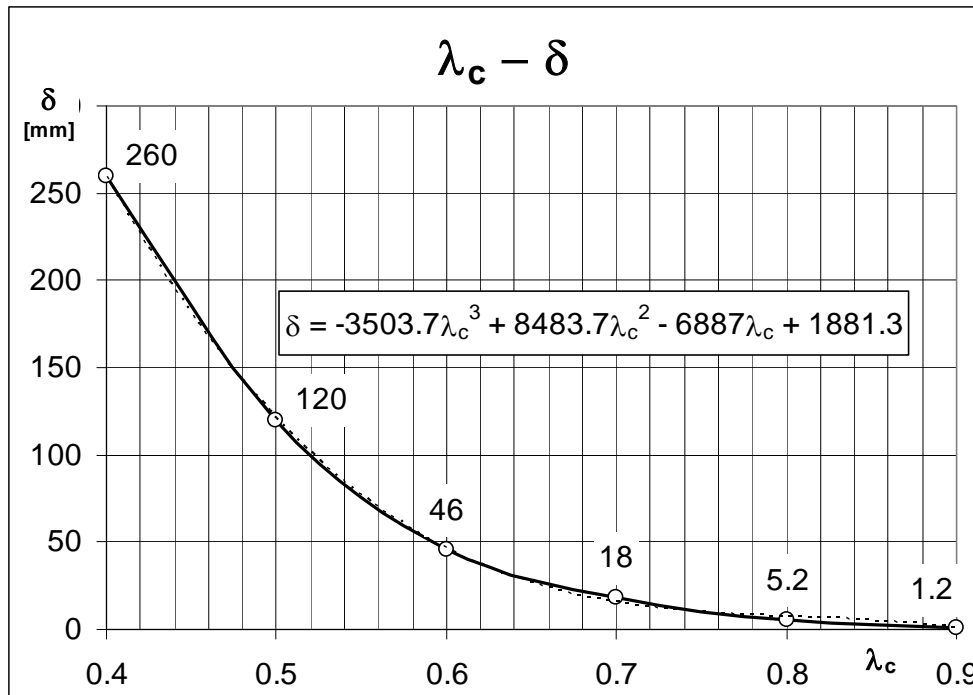


FIGURA 10. Desplazamiento permanente del bloque vs. coeficiente crítico de aceleración pseudoestática.

Cuñas en potencial deslizamiento bajo acción sísmica

El análisis cinemático de los bloques que se forman con las familias de discontinuidades existentes permitió identificar dos modos potenciales de falla: i) falla plana (FP) del bloque que se muestra en la figura 11; y ii) falla en cuña (FC) del bloque que se muestra en la figura 12.

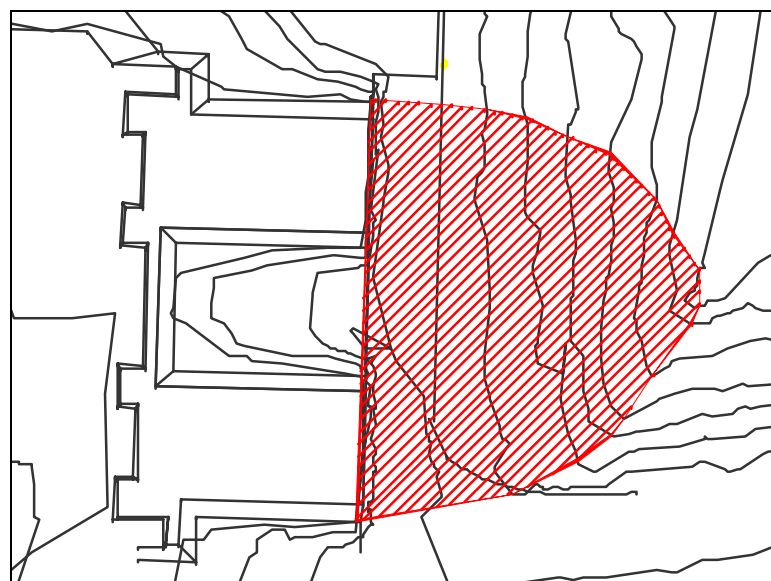


FIGURA 11. Identificación del bloque en potencial deslizamiento por falla plana (FP).

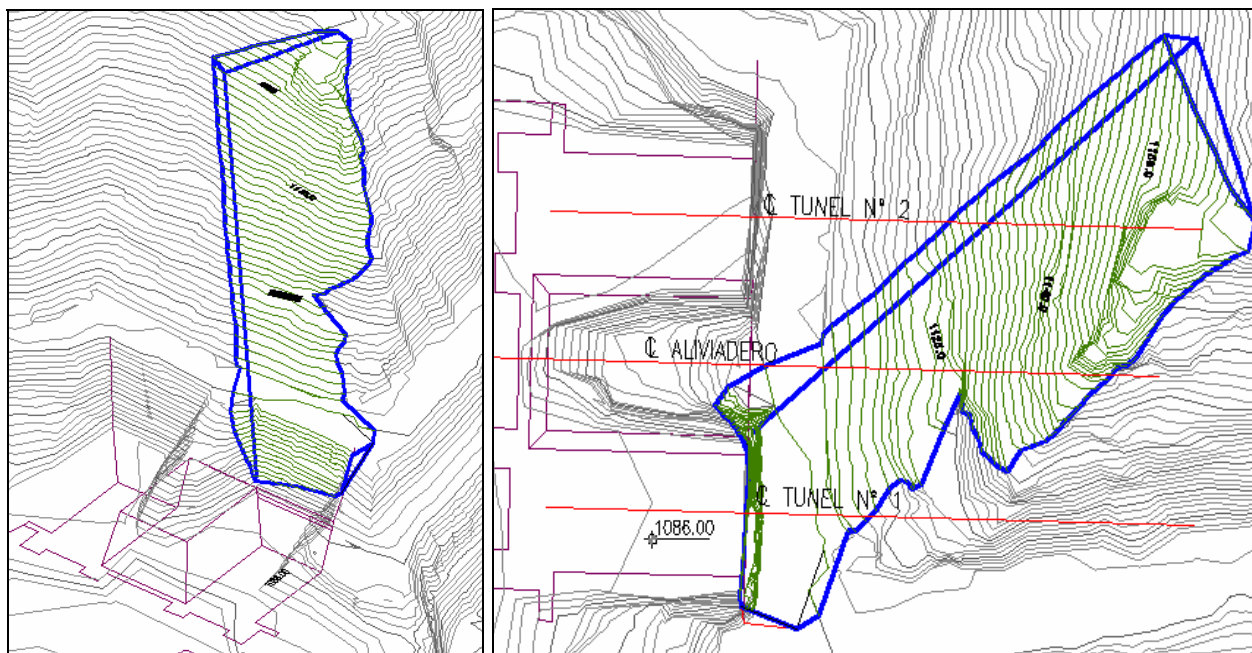


FIGURA 12. Identificación del bloque de falla en cuña (FC).

El bloque involucrado en la falla plana tiene un peso de 650 MN (65000 t). Tal como se aprecia en la figura 11, la estabilidad de este bloque depende fundamentalmente de la resistencia del contrafuerte central, con la colaboración de la fricción en el plano de estratificación y la eventual cohesión de los planos de rotura laterales que delimitan el bloque. Sin embargo, un análisis simple permite ver que el tamaño del bloque en potencial deslizamiento es tal que las fuerzas que se desarrollan en el perímetro son despreciables frente a las fuerzas volumétricas, por lo que las primeras fueron despreciadas para los análisis de estabilidad.

En contraposición a la falla plana, el caso de la falla en cuña involucra una superficie de deslizamiento que no toca el contrafuerte central. El peso del bloque involucrado es de 250MN (25000 t). Por otra parte, el bloque en potencial deslizamiento debe romper puentes de roca debido a que activa discontinuidades de baja persistencia, comparadas con el tamaño del bloque. Por lo tanto, existe una contribución perimetral asimilable a una resistencia cohesiva que se estimó mediante un procedimiento aproximado.

Elementos de la confortación definitiva

Se asumió que el contrafuerte central de roca (CR) es capaz de transferir cargas paralelas a los planos de estratificación, siempre y cuando el confinamiento proporcionado por la confortación permita mantener la continuidad del cuerpo rocoso durante la acción del TS. De acuerdo con esta hipótesis, la confortación del talud para el estado definitivo se materializó mediante el siguiente conjunto de elementos: i) el contrafuerte central de roca (CR); ii) dos contrafuertes de hormigón (CH) de 500 m³ cada uno, ubicados a los lados del contrafuerte central de roca y que continúan en la fundación de los cajeros; iii) el patrón de anclajes pasivos instalado en el talud; iv) veinte anclajes activos con una fuerza total de 26 MN actuante en dirección 20°/90°; y v) un refuerzo del primer tramo de los túneles, afectados por la carga del talud. En la figura 13 se muestra una planta que permite apreciar los diferentes elementos de confortación adoptados, mientras que en la figura 14 se muestran dos esquemas tridimensionales que permiten apreciar la posición y tamaño de los contrafuertes de hormigón (CH) que se instalaron a ambos lados de las dos estructuras gemelas de la embocadura.

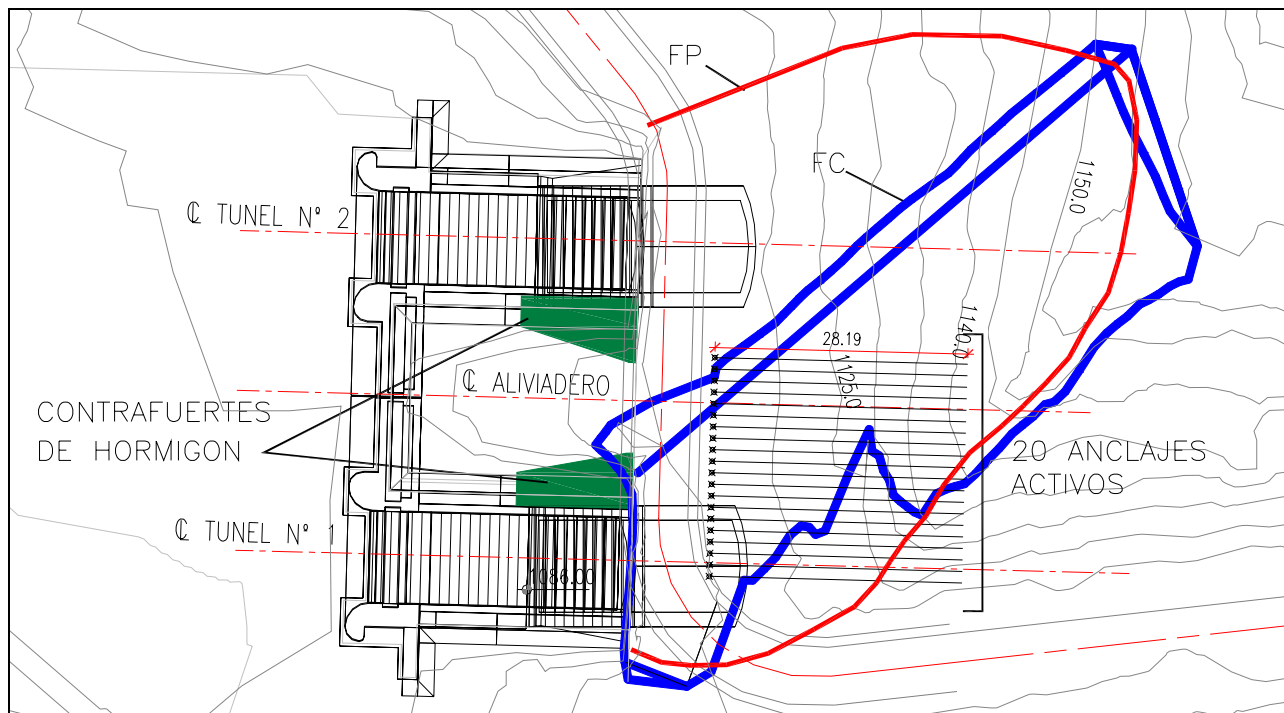


FIGURA 13. Planta del talud con las cuñas (FP) y (FC). En verde, los contrafuertes de hormigón (CH) que limitan el contrafuerte de roca (CR). Se indica la posición de los anclajes activos.

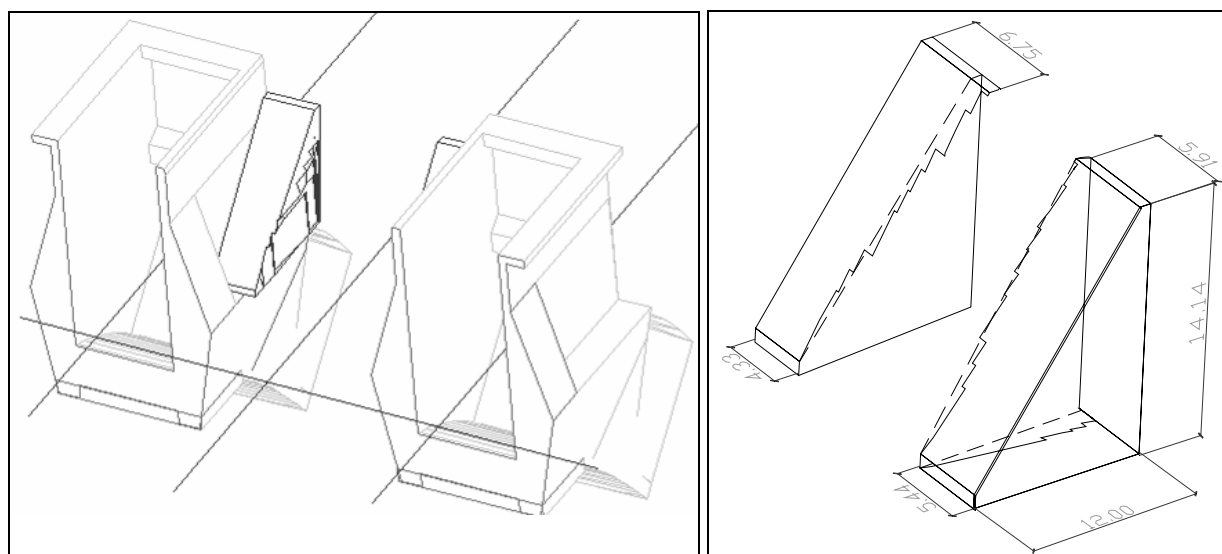


FIGURA 14. Vista tridimensional de la estructura de control con los contrafuertes de hormigón (CH). A la derecha, dimensiones principales de los contrafuertes de hormigón (CH).

Verificación de estabilidad para falla plana

Se definieron dos cuerpos rígidos: i) Bloque en potencial deslizamiento (FP), limitado por la pared vertical que forma el contacto con el contrafuerte y por un plano de estratificación embebido en un estrato de lutitas, y ii): Contrafuerte mixto de roca y hormigón (CR+CH). Estos dos cuerpos rígidos interactúan entre sí mediante fuerzas que se materializan en el plano vertical de contacto, para el que se asume un ángulo de fricción $\delta = 50^\circ$ (implica que la inclinación de la fuerza es igual al buzamiento de la estratificación). Las fuerzas actuantes se presentan en la figura 15. En la figura, P_a es la fuerza proporcionada por el conjunto de anclajes activos que actúan sobre el bloque en potencial deslizamiento.

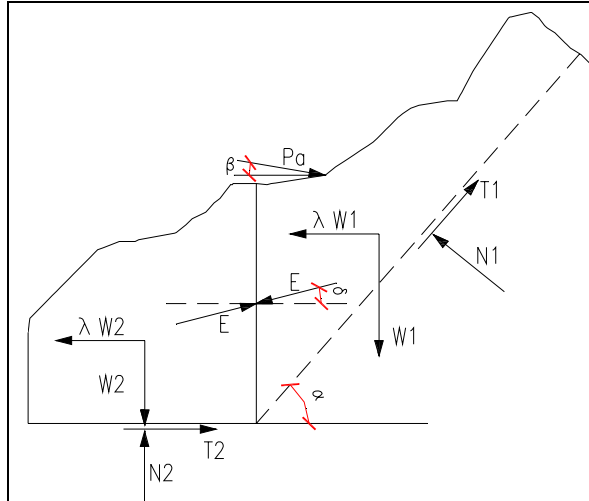


FIGURA 15. Esquema de fuerzas analizadas para la falla plana.

Se asume que el plano de deslizamiento (FP)-(CR) moviliza toda su resistencia al corte, mientras que la fundación (CR) moviliza su resistencia parcialmente al corte en función del coeficiente de seguridad del sistema. La fuerza de contacto entre (FP) y (CR) es

$$E = \frac{(1 - \lambda A)W_1 + (\sin[\beta] + A \cos[\beta])P_a}{\sin[\delta] - A \cos[\delta]} \quad (1)$$

donde

$$A = \frac{\cos[\alpha] + \tan[\phi_1] \sin[\alpha]}{\tan[\phi_1] \cos[\alpha] - \sin[\alpha]} \quad (2)$$

Con un a inclinación $\alpha=50^\circ$, una inclinación de los anclajes $\beta=20^\circ$, un ángulo de fricción residual en el plano de deslizamiento de (FP) $\phi_1=27^\circ$, un ángulo de fricción en la base del contrafuerte $\phi_2=50^\circ$ y un coeficiente de aceleración sísmica $\lambda=1.02$ se obtiene una fuerza de contacto $E=705$ MN con una inclinación $\delta=50^\circ$. El coeficiente de seguridad se calcula con la expresión

$$v = \frac{W_2 + E \sin[\delta]}{\lambda W_2 + E \cos[\delta]} \tan[\phi_2] \quad (3)$$

y vale $v=1.32$ con los datos elegidos.

El desplazamiento del talud durante el TS puede estimarse mediante el cálculo de la deformación necesaria para que los contrafuertes (CR+CH) tomen el incremento de tensión calculado mediante el método pseudoestático. Para esto se asume que, antes de la excavación, el talud sufrió una indeterminada cantidad de sismos con aceleración $PGA=0.2$ y que, luego de la construcción de la embocadura, actúa el TS con $PGA=1.02$. Con estas hipótesis, el empuje del talud sobre el contrafuerte cambia de $E=314$ MN a $E=705$ MN ($\Delta E=389$ MN). La rigidez del contrafuerte de roca (CR) y de hormigón (CH) se estimó en

$$K_{CR} = B_{CR} \cdot E_{CR} = 20m \cdot 10GPa = 200 \frac{GN}{m} \quad (4)$$

$$K_{CH} = B_{CH,med} \cdot E_{CH} = 5m \cdot 20GPa = 100 \frac{GN}{m} \quad (5)$$

Con estos datos, el desplazamiento total y su componente $0^\circ/90^\circ$ son, respectivamente

$$\delta = \frac{\Delta E}{(K_{CR} + 2K_{CH}) D_{FP}} L = \frac{389MN}{400 \frac{GN}{m} \cdot 8m} 25m = 3.0mm \quad (6)$$

$$\delta_{0/90} = \delta \cos \alpha = 3.0mm \cdot 0.64 = 1.9mm \quad (7)$$

donde D_{FP} es el espesor del bloque (FP) en el contacto con el contrafuerte (CR+CH). También se verificaron la compresión en el contrafuerte de roca, las tensiones actuantes en el contrafuerte de hormigón, la transferencia de carga entre el talud y el contrafuerte de hormigón y entre éste y su fundación, el estado tensional producido por el talud sobre los túneles y la estabilidad de los taludes bajo la obra de toma.

Verificación de estabilidad para falla en cuña

El bloque crítico para el modo de falla en cuña no toca el contrafuerte de roca (CR). Por lo tanto, su estabilidad depende en gran medida de la magnitud de la fuerza estabilizante E proporcionada por los contrafuertes de hormigón (CH).

Para cada dirección y valor de E existe una aceleración horizontal que produce el equilibrio límite de la cuña y que, de acuerdo con la figura 10, está asociado a un desplazamiento del bloque sobre su línea de máxima pendiente. En particular, si la fuerza E actúa con una orientación ($45^\circ/90^\circ$) o sea, con una inclinación de 45° y normal a la cara de la excavación, el diseño contrafuerte queda solicitado por una carga de compresión simple $E=110$ MN. Para esta condición resulta un coeficiente de aceleración crítico $\lambda_c=0.74$ y un desplazamiento $\delta=20$ mm en la dirección de la línea de máxima pendiente. Este desplazamiento es equivalente a un desplazamiento en la dirección ($0^\circ/90^\circ$)

$$\delta_{0/90} = \delta \cos[\Delta d] \cos[i] = 11mm \quad (8)$$

donde $i=34^\circ$ es la inclinación de la línea de máxima pendiente y $\Delta d=20^\circ$ es el desvío de ésta con respecto a la cara normal al talud. Este desplazamiento impuesto fue incorporado a la verificación estructural de la obra de embocadura para la situación de sismo de seguridad.

MONITOREO

Durante la excavación, el comportamiento del talud se controló mediante cuatro juegos de dos extensómetros horizontales de 6m y 18m de longitud y dos inclinómetros. La posición de los instrumentos se muestra en las figuras 16 y 17. La figura 18 muestra la evolución de las mediciones entre Enero de 2007 y Junio de 2008. Los puntos rojos que se aprecian al pie de la figura indican las fechas de las tronaduras. Puede verse que existe una coincidencia temporal entre las tronaduras y algunos saltos en las lecturas de los inclinómetros, y que el desplazamiento máximo del talud resultó $\delta=7.50$ mm. Debe notarse que este desplazamiento es previo al hormigonado de la estructura de la embocadura y, por lo tanto no afecta su funcionamiento.

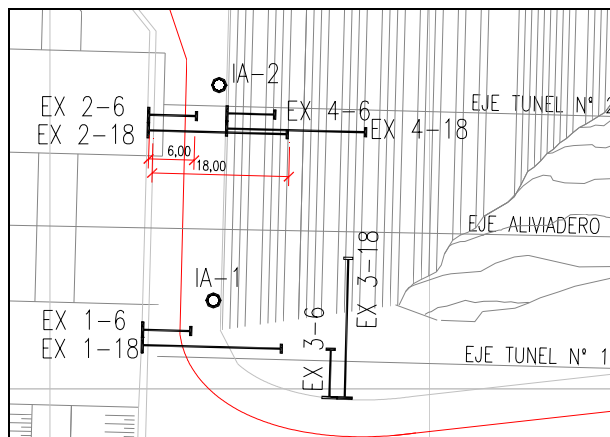


FIGURA 16. Ubicación en planta de los extensómetros (EX) e inclinómetros (IA) instalados.

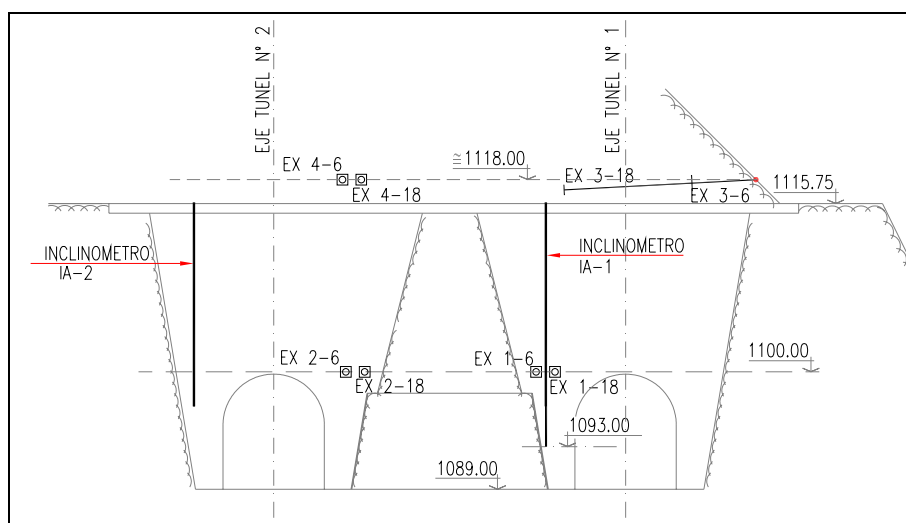


FIGURA 17. Ubicación en corte de los extensómetros (EX) e inclinómetros (IA) instalados.

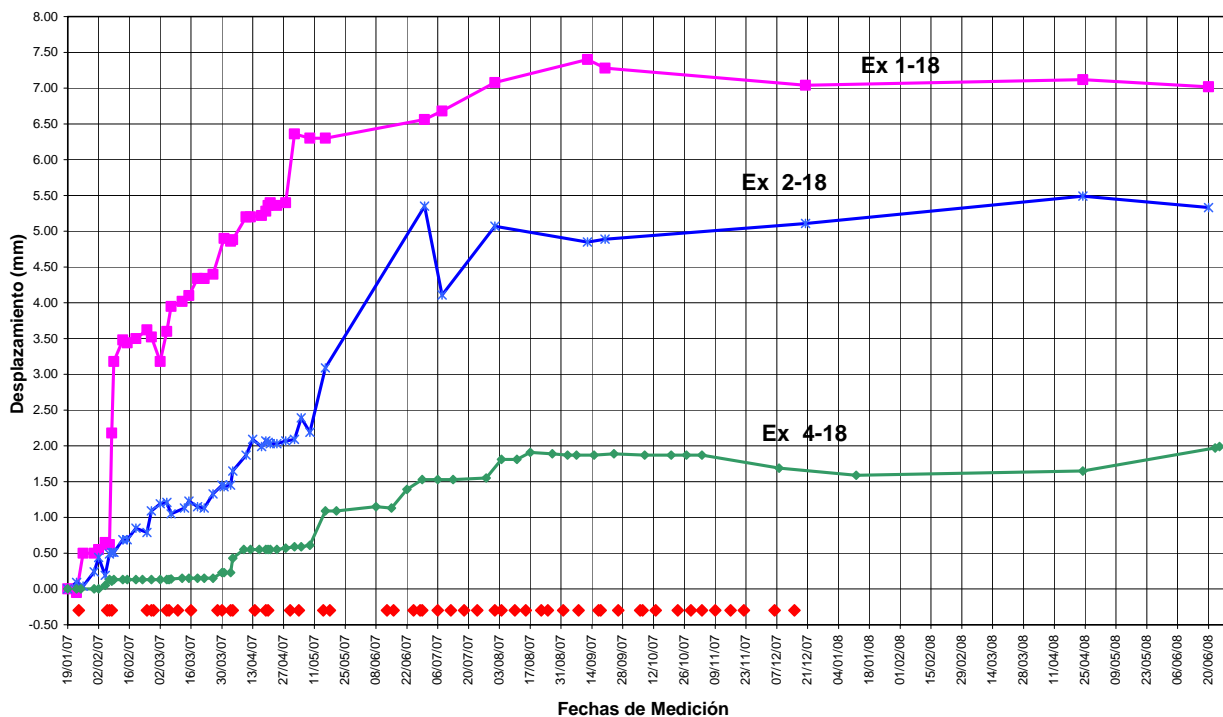


FIGURA 18. Registro de los extensómetros.

CONCLUSIONES

Los Caracoles es una presa CFRD provista de un aliviadero en túnel instalado en la margen izquierda de la presa dentro de un macizo de grauwacas y lutitas de pobre calidad geotécnica. Para la construcción de la embocadura del aliviadero se excavó un talud de más de 100 metros de altura con una pendiente de unos 45° a 52°, coincidente con el buzamiento de los planos de estratificación del macizo.

Iniciada la excavación necesaria para la implantación de las estructuras de control del aliviadero se tuvo indicios de que un bloque de dimensiones importantes podría haber tenido un desplazamiento del orden de unos pocos centímetros. Ante esta situación la obra fue suspendida y se llevó a cabo un análisis general del problema con dos objetivos: i) determinar los refuerzos necesarios para completar la etapa constructiva; y ii) determinar los refuerzos necesarios para el correcto funcionamiento de la obra sujeta a sus cargas operativas y a acción sísmica. El análisis del problema permitió concluir que durante la excavación se produjo una falla incipiente de los cuerpos de roca remanentes al pie del talud. Estos cuerpos de roca, que actuaban como contrafuertes, sufrieron una compresión paralela a los planos de estratificación que, combinada con el desconfinamiento lateral, produjo una situación de falla. Los contrafuertes de roca fueron confortados lateralmente mediante anclajes pasivos y hormigón proyectado, lo que restituyó su confinamiento y permitió continuar con las obras sin nuevos incidentes.

El análisis de estabilidad del talud bajo acción sísmica permitió identificar la existencia de un bloque crítico para falla plana y otro bloque crítico para falla en cuña. La estabilidad de estos bloques se aseguró mediante la instalación de dos contrafuertes de hormigón construidos a cada lado del contrafuerte central de roca, veinte anclajes activos y un refuerzo del sostenimiento de los túneles en el sector de embocadura. Esta confortación definitiva fue diseñada para que los desplazamientos inducidos por el terremoto de seguridad (PGA=1.02) fueran tolerables por la estructura de la embocadura, cuya deformación máxima está fuertemente condicionada por los requerimientos de operación de los mecanismos de las compuertas. Los desplazamientos calculados fueron $\delta=1.9$ mm para el modo de falla plana y $\delta=11$ mm para el modo de falla en cuña, menores al límite $\delta_{max}=15$ mm. Por otra parte se verificó que tanto el contrafuerte de roca como los contrafuertes de hormigón trabajarán en régimen elástico durante el Terremoto de Seguridad.

El comportamiento del talud durante la excavación se controló mediante extensómetros horizontales e inclinómetros. El desplazamiento máximo del talud resultó $\delta=7.50$ mm durante la etapa de excavación. Debe notarse que este desplazamiento es previo al hormigonado de la estructura de la embocadura y, por lo tanto no afecta su funcionamiento. Se estima que, con los refuerzos construidos, la embocadura del aliviadero de la presa Los Caracoles se mantendrá operativa durante y después del Terremoto de Seguridad.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a Energía Provincial Sociedad del Estado (EPSE), SanJuan, el apoyo recibido para la realización del presente artículo.

REFERENCIAS

- Baldis, B., M. Beresi, O. Bordonaro, A. Vaca** (1982). "Síntesis Evolutiva de la Precordillera Argentina". Vº Congreso Latinoamericano de Geología, Buenos Aires, Actas 4, 399-445.
- Newmark, N.** (1965). "Effects of earthquakes on embankments and dams." Geotechnique, 15(2), 139- 160.