

# COMITÉ NACIONAL ESPAÑOL DE GRANDES PRESAS

## EL DISEÑO DE LA PRESA DE RENACE IV

**Carlos Ramón Rozas<sup>1</sup>**  
**Fernando Ortiz Jorge<sup>1</sup>**  
**Jose Manuel Herrero<sup>1</sup>**  
**Juan Ortas<sup>2</sup>**  
**Oscar González<sup>2</sup>**  
**Carlos Jiménez<sup>2</sup>**  
**Samuel Fernández Peña<sup>3</sup>**  
**Carlos Granell Ninot<sup>3</sup>**

*RESUMEN: El aprovechamiento hidroeléctrico de Renace IV va a aprovechar el potencial del río Canlich, en Guatemala. La potencia a instalar es de 55 MW. El mismo cuenta con una presa de cabecera, de 18 m de altura máxima, un canal de aducción de unos 100 m de largo, un túnel de 3,5 km, una conducción forzada de 1.070 m de longitud y una casa de máquinas que alberga dos grupos Pelton.*

*La presa, aunque de escasa altura, presenta una serie de dificultades, se han resuelto mediante aspectos de diseño que se relatan. De un lado está la cimentación, formada por calizas fracturadas y de escasa capacidad mecánica y de otro la enorme estrechez del cauce lo que ha complicado la ejecución y la implantación de los distintos elementos hidráulicos.*

*En la ponencia se relata el tratamiento para mejora de las condiciones de cimentación, que ha consistido en inyecciones mediante tubos-manguito y también las soluciones hidráulicas establecidas para generar un conjunto seguro y funcional, consistentes en un aliviadero altamente convergente que ha sido verificado mediante CFD.*

*La presa se encuentra actualmente en construcción.*

---

<sup>1</sup> COBRA INFRAESTRUCTURAS HIDRÁULICAS

<sup>2</sup> EPTISA

<sup>3</sup> JESÚS GRANELL INGENIEROS CONSULTORES

# 1. INTRODUCCIÓN

En el presente artículo se exponen algunos aspectos relativos al diseño de la presa de Renace IV, correspondiente al aprovechamiento hidroeléctrico del mismo nombre, que está siendo construido actualmente por la empresa COBRA INFRAESTRUCTURAS HIDRÁULICAS y proyectado por las empresas de ingeniería EPTISA y JESÚS GRANELL Ingenieros Consultores.

Estos aspectos se refieren a singularidades en el diseño y construcción de la presa como son el diseño de un aliviadero convergente y los estudios acometidos para validarlo y el diseño de la consolidación de la cimentación de la presa.

# 2. DESCRIPCIÓN DE LA PRESA

Se trata de una presa con toma lateral de tipo gravedad con planta mixtilínea formada por una recta de 42,82 m y una curva en la margen derecha de 10,60 m de longitud y 14,467 m de radio. Su máxima altura medida desde el punto más bajo de la cimentación es de 18 m. La coronación se ubica a la 979 y el punto más bajo de la cimentación se encuentra a la 961 m. Su longitud de coronación es de 53,42 m dividida en cinco bloques delimitados por juntas encofradas. Se adjunta una planta de la presa:

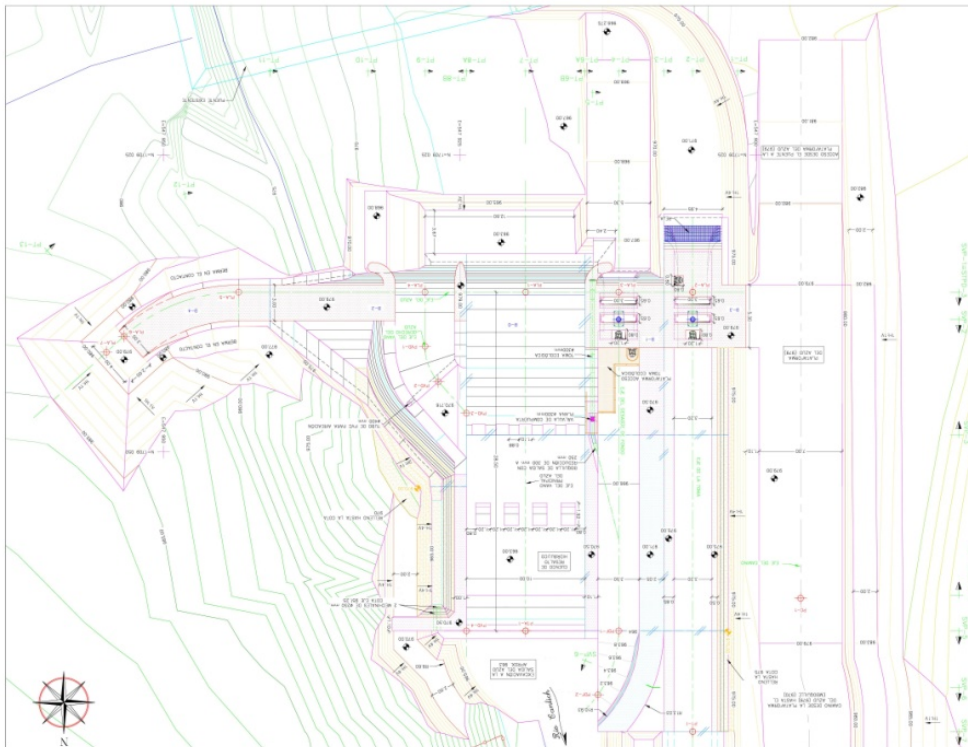


Figura 1: Planta de la presa

Su vértice resistente, se sitúa a la 978,00 m, y los taludes de los paramentos, son 0,15H/1V en el caso del de aguas arriba y 0,8H/1V en el caso del de aguas abajo. En estribos, por encima del vértice resistente se levanta el castillete de coronación, con una anchura constante de 3 m. Se adjuntan la sección tipo máxima, que es por aliviadero:

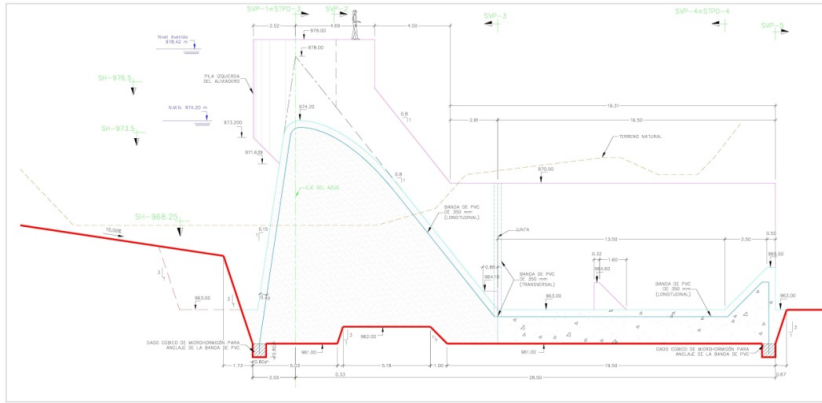


Figura 2: Sección tipo por aliviadero

En la parte central, coincidiendo sensiblemente con el cauce, se ubica el aliviadero, de labio fijo y con el umbral a la 974,20 m. Está compuesto por dos vanos, el principal de 10 m de anchura y que se corresponde con la parte más alta de la presa y otro lateral, a la derecha del principal y de 5 m de anchura, del que se separa por medio de un tajamar. A la derecha del aliviadero, la sección de la presa sería la sección correspondiente a estribos, mientras que la izquierda del aliviadero se ubica, primero el desagüe de fondo y luego la toma de agua.

Se adjunta un perfil longitudinal de la presa:

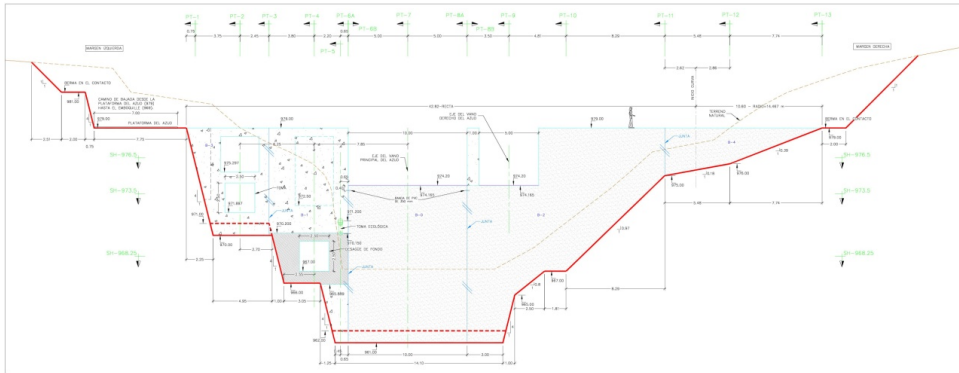


Figura 3: Perfil longitudinal de la presa

Los bloques correspondientes al desagüe de fondo y la toma se proyectan en hormigón armado, mientras que los bloques de aliviadero y ladera derecha, se proyectan en hormigón en masa (HM-15).

### 3. DIMENSIONAMIENTO DEL ALIVIADERO

#### 3.1. CONCEPCIÓN DE LA SOLUCIÓN

En avenidas, la máxima cota que debe alcanzar el agua, no debe sobrepasar la 978,50 m, ya que en caso contrario se mojarían las vigas del puente sobre el río Canlich, situado unos metros aguas arriba del azud.

El caudal punta para la avenida de diseño (1.000 años de periodo de retorno) es de 270 m<sup>3</sup>/s. Ello da lugar a una longitud de aliviadero, que dado el NMN y la cota de coronación de la presa, tenía que ser de 15 m.

Esta longitud de aliviadero, es mucho mayor que la anchura del cauce en la restitución.

Como se conoce, la hidráulica clásica establece el estudio hidráulico de los aliviaderos a nivel unidimensional (según el eje longitudinal de los mismos) de tal modo que el diseño y dimensionamiento de las estructuras terminales de los mismos se realiza a partir de los parámetros hidráulicos de funcionamiento en la última sección de la rápida de descarga. Esta es una simplificación perfectamente válida si no hay convergencias en los aliviaderos y comúnmente aceptada.

La solución obvia hubiera sido la reducción de la longitud de aliviadero (por debajo de los 15 m) y dotar al mismo de compuertas de tal modo que el tirante de cálculo disponible para alcanzar los 270 m<sup>3</sup>/s fuera mayor. Ello, sin embargo, habría incurrido en sobrecostes que es recomendable evitar. La otra solución es introducir una convergencia en el aliviadero: mantener los 15 m de longitud de la embocadura, pero que el cuenco tenga una anchura menor.

Es bien conocido que las convergencias en aliviaderos con elevados caudales específicos (como este) funcionan hidráulicamente de manera deficiente. Esta sería una solución no convencional que no es posible resolver por hidráulica clásica.

Para acometer el problema se ha empleado la modelación numérica en 3D. Para ello se ha empleado la herramienta FLOW 3D® tanteándose diversidad soluciones.

Tras un gran número de soluciones tanteadas se demuestra que existe una solución idónea si la convergencia de flujos se hace en el propio cuenco y no antes. El cuenco en principio se concibe como una estructura que disipa energía de manera longitudinal por medio de la turbulencia que crea el cambio de régimen hidráulico. La incursión de un flujo lateral genera una turbulencia transversal que hace más efectivo el cuenco. Ello es posible si la incursión de este flujo se realiza ya en el cuenco con la turbulencia longitudinal formada. Por ello hay que independizar los dos flujos por medio de un tajamar intermedio hasta que el flujo lateral alcanza el cuenco.

La dirección óptima que se establece para el flujo lateral una vez que este entre en el cuenco es la de la diagonal del cuenco. De este modo se fija un recorrido máximo para la disipación de energía del flujo lateral hasta alcanzar el extremo de aguas abajo.

La solución, por tanto, responde al siguiente esquema:

- Un vano principal de 10 m de longitud de vertedero, alineado con el cauce, y con una estructura de restitución de caudales correspondiente a un cuenco tipo III del USBR.
- Un vano lateral, a la derecha del principal, de 5 m de longitud de aliviadero y separado del principal por una pila tajamar, hasta que se alcanza el cuenco de resalto, momento en que el tajamar se interrumpe y el flujo de este vano es incorporado oblicuamente al cuenco del principal mediante un lanzamiento según la dirección de la diagonal del cuenco.

En el siguiente apartado se describe la metodología de la modelización numérica en tres dimensiones, los resultados en forma de imágenes tomadas del programa Flow 3D y la interpretación de sus resultados. De estos resultados se deriva que la solución es la idónea.

### 3.2. MODELIZACIÓN HIDRÁULICA EN FLOW 3D

Se han realizado dos modelizaciones numéricas tridimensionales mediante la aplicación informática FLOW 3D®, la primera de ellas para la avenida de diseño de  $270 \text{ m}^3/\text{s}$  con periodo de retorno de 1000 años y una comprobación con un caudal menor de  $50 \text{ m}^3/\text{s}$  que sería más habitual en el funcionamiento en avenidas del azud, ya que correspondiente a la avenida de periodo de retorno de 2 años.

Se adjunta una vista de la geometría del modelo:

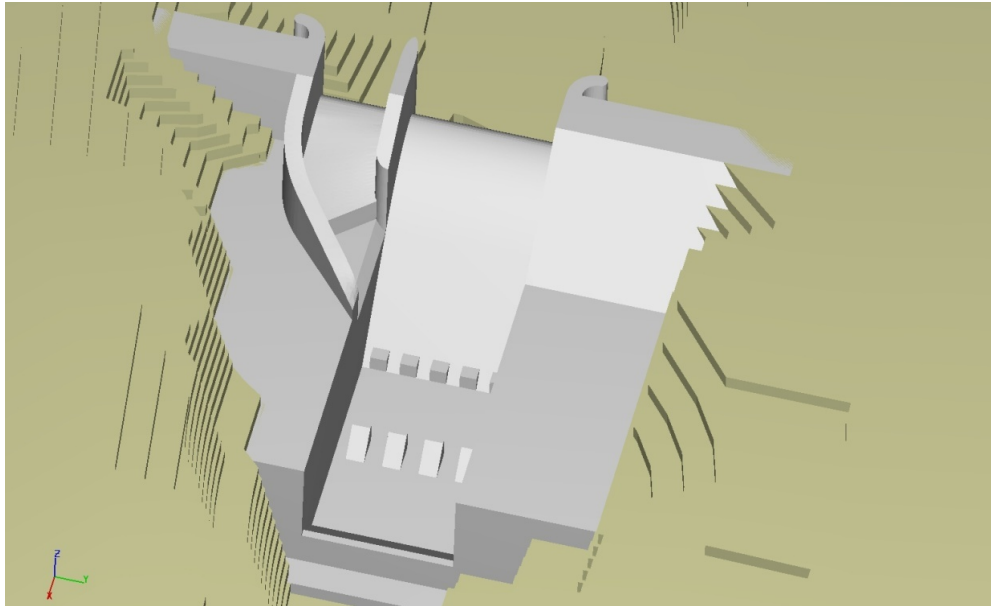


Figura 4: Geometría del modelo. Vista desde margen izquierda

Se adjuntan diferentes vistas del comportamiento hidráulico del modelo para la punta de la avenida de  $270 \text{ m}^3/\text{s}$ . A continuación de las mismas se comentan los principales resultados que se aprecian a raíz de las mismas.

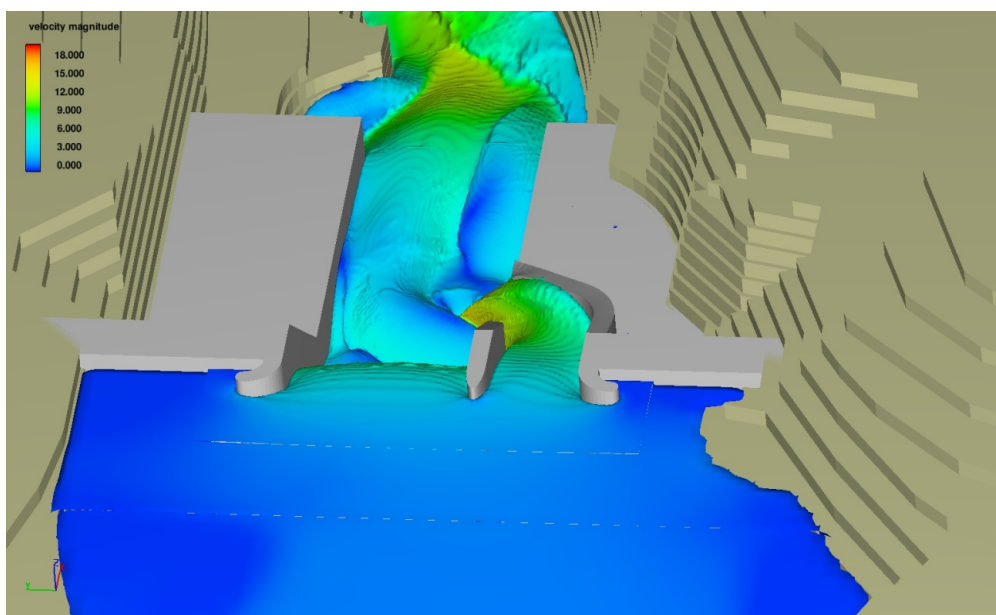


Figura 5: Velocidades. Vista del funcionamiento de pilas.  $Q=270 \text{ m}^3/\text{s}$

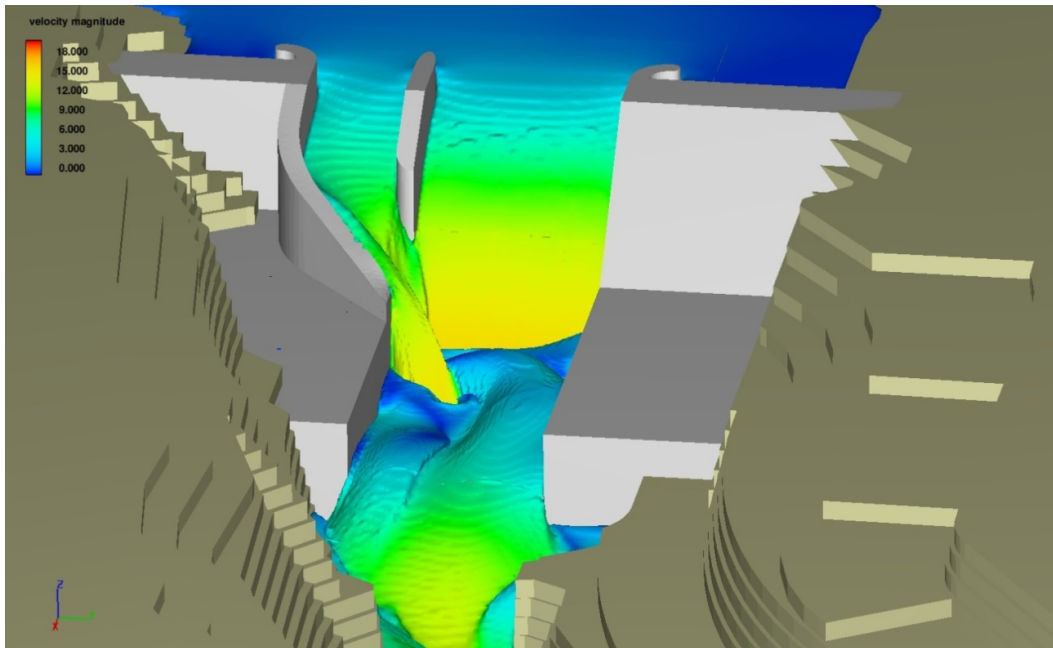


Figura 6: Velocidades. Vista desde aguas abajo.  $Q=270 \text{ m}^3/\text{s}$

Se observa la existencia del suficiente resguardo en los cajeros del canal y del cuenco.

Se aprecia el correcto funcionamiento del resalto hidráulico donde las velocidades del agua que entra por el vano izquierdo en el cuenco de resalto hidráulico están en valores del orden de  $15 \text{ m/s}$ , mientras que a la salida del mismo están entre  $5$  y  $9 \text{ m/s}$ . También se aprecia que el resalto se forma correctamente, que el agua proveniente del lanzamiento forma una perturbación local en el mismo que genera pequeña asimetría en el mismo, no produciéndose en ningún caso el barrido del mismo ni grandes perturbaciones en la superficie libre.

De igual manera puede verse que dicho impacto tiene una dirección adecuada y que se produce en una zona repartida del cuenco. El lanzamiento para este caudal no es un lanzamiento pleno, sino más bien una caída sobre el cuenco.

A continuación, se presenta una serie de figuras correspondientes al funcionamiento para  $50 \text{ m}^3/\text{s}$  donde se muestran velocidades, donde se ve que el funcionamiento es por completo adecuado y lógicamente mejor que para el de la avenida de diseño. En este caso el lanzamiento del vano derecho sí es tal, donde el lanzamiento induce también cierto volteo de la lámina sin inducir esto ningún efecto desfavorable.

Se adjuntan diferentes vistas del comportamiento hidráulico del modelo:

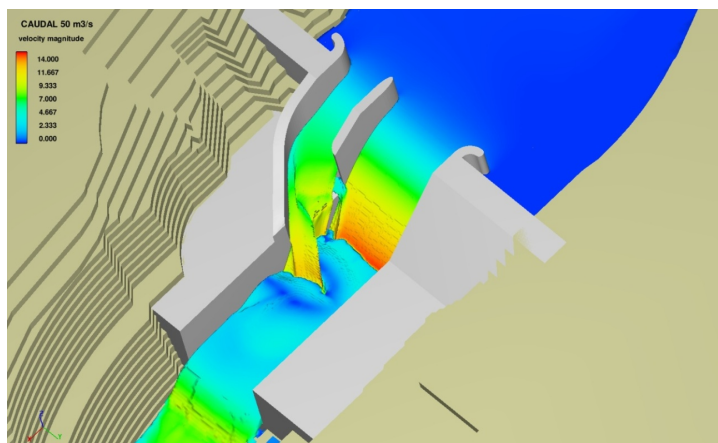


Figura 7: Velocidades. Vista desde margen izquierda.  $Q=50 \text{ m}^3/\text{s}$

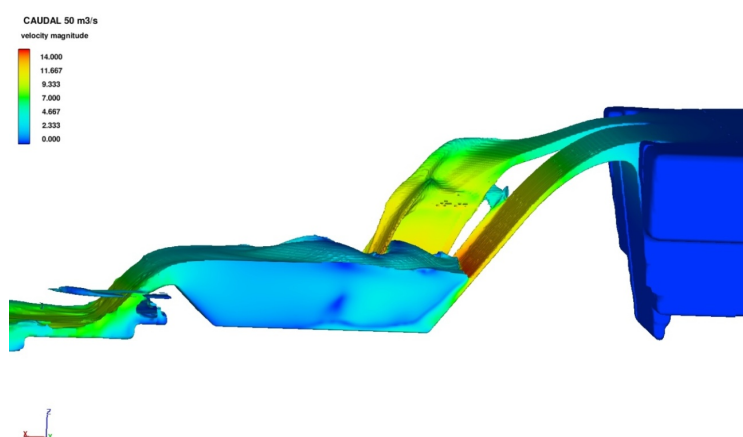


Figura 8: Velocidades. Vista lateral de la rápida y del cuenco.  $Q=50 \text{ m}^3/\text{s}$

#### 4. CONDICIONES DE CIMENTACIÓN Y TRATAMIENTO DE CONSOLIDACIÓN

Desde el punto de vista geológico, el Proyecto Renace IV se sitúa en la denominada Cordillera Central de Guatemala, que constituye una de las cuatro provincias geológicas principales en que se divide Guatemala. Dicha cordillera se caracteriza por ser un área de pliegues y cabalgamientos que afectan a rocas sedimentarias cretácicas, denominadas Formación Cobán (Cretácico).

La litología de esta formación es de naturaleza calcárea, frecuentemente masiva, a veces fuertemente brechificada, con algunas esporádicas intercalaciones margosas y areniscosas. En la zona del Azud, la Fm. Cobán presenta dirección E-O y buzamiento al norte.

El terreno de cimentación del Azud se ha estudiado en base a una campaña de investigación geotécnica consistente en la realización de calicatas, sondeos mecánicos a rotación con extracción de testigo continuo, perfiles de sísmica refracción, perfiles de tomografía eléctrica y sondeos eléctricos verticales. Además se ha realizado una toma de datos geomecánicos en afloramientos rocosos próximos y los taludes de excavación.

La investigación geotécnica y los estudios realizados han puesto de manifiesto un macizo rocoso de calidad muy heterogénea, altamente karstificado con zonas de calidad mala o muy mala que ha requerido la definición de un tratamiento del cimiento con inyecciones tanto para mejora de las propiedades

mecánicas (consolidación) como para asegurar una permeabilidad lo suficientemente baja (impermeabilización).

A partir de las investigaciones llevadas a cabo se ha realizado un perfil geotécnico interpretativo de la zona de cimentación que ilustra las condiciones geomecánicas y que pone de manifiesto la elevada heterogeneidad del sustrato rocoso calcáreo, con signos evidentes de karstificación, y fracturación intensa.

En este sentido, cabe destacar las numerosas zonas de falla/cizalla definidas en los sondeos perforados e interpretadas en el perfil. El RMR estimado para la zona del estribo derecho varía entre 20 y 50. Cabe destacar que se han definido zonas de muy mala calidad, con un terreno compuesto por arcillas que engloban bloques de roca caliza. En general, la mayor parte del azud se apoya sobre brechas calcáreas alteradas, en ocasiones poco o nada consolidadas y con abundante contenido en arcillas. En la zona del estribo izquierdo, se ha detectado un sustrato rocoso de calidad media, con RMR estimado entre 40 y 50, con signos evidentes de alteración y karstificación y abundantes arcillas descalcificación. Bajo ese nivel más alterado se encuentra un sustrato rocoso de mejor calidad con RMR estimado entre 50 y 60.

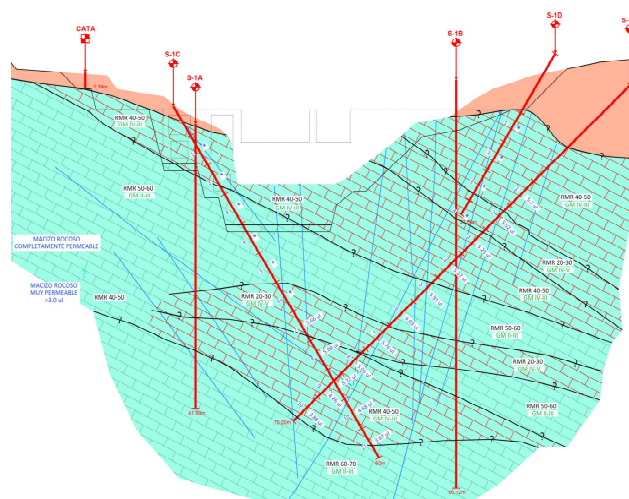


Figura 9: Perfil geotécnico

En la zona central y del estribo derecho, se ha detectado un sustrato de muy mala calidad, compuesto por una mezcla de roca caliza y arcilla, producto de la karstificación y alteración intensas. El RMR estimado en se sitúa, en las zonas de peor calidad, entre 20 y 30. Los ensayos Lugeon realizados muestran que la permeabilidad es muy elevada, no siendo posible realizar satisfactoriamente los ensayos en muchos de los casos por tener unas admisiones tan elevadas que no se consigue alcanzar presión en el manómetro. Otros ensayos que sí han sido satisfactorios presentan permeabilidades Lugeon entre 4 y 6, características igualmente de un terreno de elevada permeabilidad.

Para mejorar las características tenso-deformacionales y de permeabilidad del terreno se ha proyectado un tratamiento de inyecciones de lechada de cemento mediante tubo-manguito. Se ha propuesto la realización de una malla de taladros verticales con entre 2 y 6 filas, separadas 3 metros y con distancias entre ejes de taladros de una misma fila de 3 metros, dispuestos al trespelillo, lo que supone una malla regular hexagonal.

Esta malla permite la inyección de todo el apoyo del azud, extendiendo lateralmente las inyecciones para que además sirvan de cortina de impermeabilización mas allá de los márgenes estrictos de la estructura.

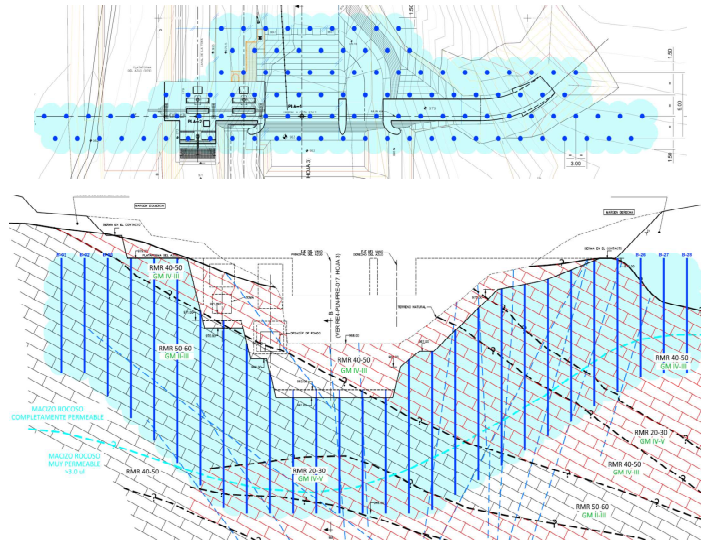


Figura 10: Tratamiento de inyecciones mediante tubo manguito propuesto.  
Planta y perfil

Para la definición de las fases de tratamiento, se optó por establecer varios episodios de inyección, que se llevarían a cabo en todos los manguitos, salvo que se produzcan los criterios de cese de tratamiento definidos.

De forma preliminar se estimaron 4 episodios de 150 litros de lechada en cada manguito. La presión final de inyección se incrementaría 1 bar por cada incremento de 1 m en la profundidad, partiendo de una presión mínima de 2 bares (para manguitos situados entre 0 y 2 metros de profundidad respecto de la plataforma de trabajo) hasta alcanzar un máximo de 20 bares.

La estimación preliminar realizada de admisiones en cada manguito, supone el tratamiento teórico de una porosidad efectiva del macizo rocoso entre el 10% y el 15%, lo que en un macizo kárstico se consideró adecuado de cara a hacer una primera aproximación. Esta estimación, con la dosificación preliminarmente prevista y suponiendo unas admisiones elevadas en todas las fases de inyección, supondría la inyección de hasta de 2.000 toneladas de cemento.

Como criterio general de cierre o cese de inyección se estimaron los siguientes:

- Volumen máximo de cada episodio (a definir a partir de las pruebas de inyección)
- Presión límite.
- Caudal mínimo: <math><3\text{ l/min}</math> durante más de 1 min.
- Rechazo de la inyección por la boca del taladro.
- Comunicación con otros taladros.

Para la optimización del tratamiento y evaluar las hipótesis y estimaciones realizadas en fase de Proyecto, se propuso la realización de pruebas de inyección previas al tratamiento en tres zonas definidas (estribo derecho, estribo izquierdo y bloque central).

Los objetivos de las pruebas de inyectabilidad son:

- La confirmación o modificación en su caso de la clase de mezcla de inyección, y puesta a punto de la formulación.

- El ajuste o modificación de las presiones y caudales de inyección, limitaciones de volumen, verificación del esquema de taladros y demás factores que intervienen en la operación.
- La observación de resultados, mediante la toma de muestras y análisis, ensayos in situ, excavaciones o las pruebas que se determinen en cada caso.

La puesta a punto de la inyección en base a las pruebas previas se realizaría en base al análisis de los resultados y al estudio del comportamiento del macizo rocoso (deformaciones excesivas, pérdidas de lechada por superficie, etc), la inyección y todos sus parámetros, las observaciones realizadas por el personal de obra, las dificultades encontradas, etc. De esta manera se optimizaría la inyección para recoger las singularidades propias de este emplazamiento.

Al objeto de verificar la validez y efectividad del tratamiento, una vez finalizada la fase de inyección y antes del sellado definitivo de los tubos manguito, se propuso la realización de una campaña de investigación geotécnica adicional con objeto de comprobar las propiedades geotécnicas del terreno tratado.

La campaña propuesta consistía en la realización de sondeos con ensayos in situ y toma de muestras. En los sondeos se realizarían adicionalmente ensayos Lugeon para verificar la reducción de la conductividad hidráulica del cimentado. De forma complementaria, se propuso la ejecución de ensayos geofísicos (sísmica de refracción y sísmica pasiva MASW).

Actualmente estos trabajos de verificación se encuentran en curso.

## 5. CONSIDERACIONES FINALES

Como se ha expuesto, la presa de Renace IV se encuentra actualmente en construcción. Se adjunta una fotografía de la obra en construcción.



Figura 11: Presa de Renace IV en construcción

## 6. REFERENCIAS

El proyecto de construcción del aprovechamiento hidroeléctrico de Renace IV. EPTISA Servicios de Ingeniería y JESÚS GRANELL Ingenieros Consultores.