

VERTEDERO DE PIEDRA DEL ÁGUILA: ANÁLISIS DEL CAUSAL DE FISURACIÓN EN LAS PILAS

Ing. Javier Buraschi^{a,b}

^aRED Ingeniería SRL, Antártida Argentina 240, 8300, Neuquén,
buraschi.javier@redingenieriasrl.com.ar, <http://www.redingenieriasrl.com.ar>

Keywords: Presa, Fisuras, Hormigón

Abstract. En este trabajo se analizan las causas que motivaron la aparición de fisuras durante las operaciones de tesado en las pilas del vertedero Piedra del Aguila. El trabajo es una buena síntesis de como el análisis numérico complementado con las técnicas de auscultación y la inspección de especialistas constituye un conjunto de herramientas eficaz para la detección e interpretación de los procesos que afectan a las estructuras en el campo de la ingeniería de presas.

En particular, se detalla la modelación numérica implementada, basada en un modelo básico de daño, que demuestra que el origen de las fisuras resulta de las propias cargas de tesado aplicadas durante el período constructivo, coherente con el conjunto de observaciones recabadas en las inspecciones sobre el sector afectado. Se concluye sobre el estado de la obra y se formulan las acciones a seguir a fin de asegurar el mantenimiento de las condiciones de seguridad requeridas a lo largo del tiempo.

1 INTRODUCCION

La presa de Piedra del Águila es una presa de gravedad de 172 m de altura emplazada sobre el río Limay en la provincia de Neuquén, a unos 250 km al suroeste de la ciudad capital. Estructuralmente esta conformada por 42 módulos de anchos variables entre 20 y 26 m, con juntas inyectadas que le transfieren al conjunto características monolíticas.

En el coronamiento de los módulos N° 11 a 15, sobre la margen izquierda, se aloja la obra de cabecera del aliviadero, con una capacidad de erogación de 10000 m³/seg. Los elementos de control principales consisten en 4 compuertas del tipo radial de 20 m de altura que apoyan sobre un perfil tipo Creager el cual se continúa en un canal de fuga inclinado que descarga el agua hacia la restitución a través de un salto de sky (Ver Fotografía N° 1)



Fotografía N° 1: Vista General de la Presa Piedra del Águila

Las compuertas son accionadas mediante servos oleohidráulicos, pivoteando alrededor de un cojinete rígidamente anclado a la estructura de las pilas a través de una “viga gorrón”. El empuje ejercido sobre las compuertas es transmitido así a las pilas a través de la viga gorrón la cual es soportada mediante un sistema de cables postesados que transfieren los esfuerzos hacia su cara de aguas arriba, generando un ambiente de compresión que contrarresta la tendencia al arrancamiento generada por el empuje ejercido sobre el gorrón (Ver Figura N° 1).

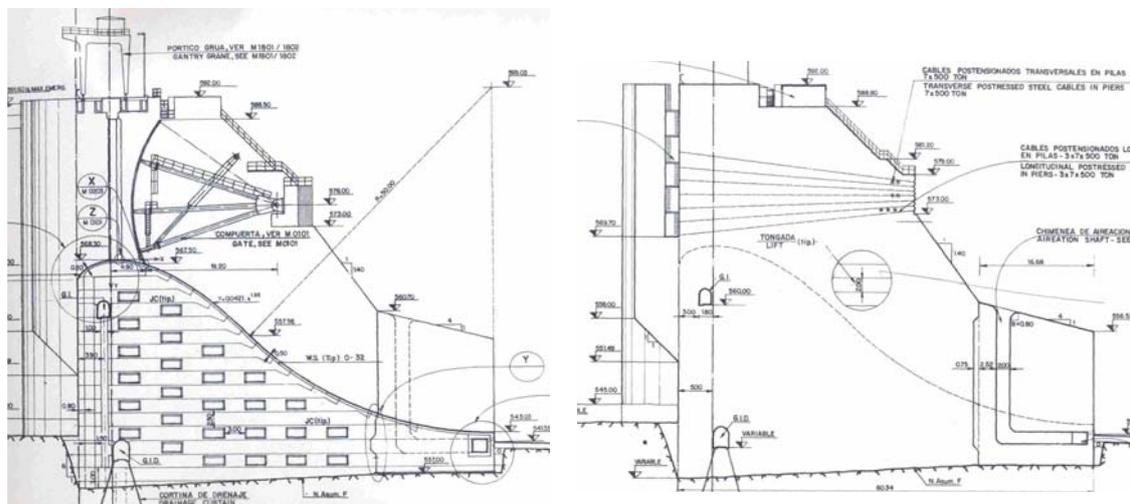


Figura N° 1: Perfil de la Pila del Vertedero y sistema de tesado

El sistema postesado principal de cada pila consiste en 21 cables distribuidos en 3 planos verticales paralelos, con 7 cables por plano. Cada cable fue alojado en el interior de una vaina -posteriormente inyectada con lechada cementicia- y tensionado por gatos hidráulicos desde el pozo de tesado (aguas arriba) y en la viga gorrón (aguas abajo) hasta una carga inicial de 426 Tn , resultando en una fuerza total de 8946 Tn por cada pila.

El tipo de cable utilizado fue especificado como de baja relajación, satisfaciendo el acero la norma ASTM A 416 la cual prevé una relajación máxima a 1000 horas del 3.5% bajo una tensión del 80% de la rotura y del 2.5% al 70%. Las tareas de tesado se realizaron en 3 etapas habiendo comenzado durante los años 1988 y 1989.

Ya en el marco del período de Concesión de las obras, durante las tareas de inspección periódicas se relevó la existencia de un conjunto de fisuras con patrón de desarrollo similar en todas las pilas. Del estudio de sus causales y las acciones adoptadas trata el presente trabajo.

2 CARACTERIZACIÓN DEL PROBLEMA

2.1 Relevamiento In-Situ

A fin de facilitar el seguimiento de las fisuras detectadas, en el año 2002 se realizó un demarcado de su traza sobre ambas caras en las pilas de los módulos N° 12 y 14 (Fotografías N° 2 y 3).



Fotografía N° 2: Módulo N° 14 – Cara de MI Fotografía N° 3: Módulo N° 14 – Cara de MD

En forma complementaria se procedió a realizar un relevamiento de detalle de todas las pilas con el auxilio de un dispositivo elevador operado desde una grúa en el coronamiento. Del conjunto de observaciones realizadas resulta que la distribución de fisuración presentan un patrón aproximadamente uniforme en los diferentes módulos y simetría en ambas caras respecto del eje longitudinal del tabique (Aguas Arriba - Aguas Abajo). En los módulos centrales existe una “banda” de daño constituida por grupos de fisuras más o menos paralelas

que, en ocasiones, se unifican para continuar en forma de fisura única.

La orientación de esta “banda” es aproximadamente constante, con arranque en el vértice inferior de aguas arriba de la viga gorrón, descendiendo con una pendiente aproximada de 45° hacia aguas arriba en los primeros 4 metros continuando desde allí en forma prácticamente vertical hasta hacerse casi imperceptibles, unos 10 m por debajo del gorrón.

Del relevamiento surge también que existen en las fisuras vestigios de filtraciones antiguas, aunque en la actualidad, en un porcentaje importante, se encuentran selladas con carbonato en su interior. El ancho característico del conjunto de fisuras es del orden de 1 mm o menor, excepto en la pila N° 2, donde alcanza valores superiores -3 a 4 mm- particularmente a partir de la unificación de fisuras superiores. Hidroeléctrica Piedra del Águila desarrolló una serie de ensayos consistentes en la inyección de agua en las fisuras desde una cara de la pila, verificándose la continuidad de las mismas en su interior y conexión con aquellas materializadas en la cara opuesta

Como dato significativo, el personal de Auscultación en señala que durante las inspecciones de rutina en períodos donde el nivel de embalse se encuentra en cotas elevadas, aparecen manchas de humedad en uniones entre tongadas, aguas abajo de la compuerta. En esas ocasiones se observó también la aparición de humedad en la pared de aguas abajo de la viga gorrón, en coincidencia con la posición de los cabezales del sistema de tesado longitudinal.

No existe un antecedente claro del instante en que se produjo la aparición de las fisuras. No obstante, se observó que en varios sectores en donde las mismas interceptan a las reparaciones con epoxi realizadas sobre las uniones entre tongadas, la fisura no se materializa sobre la reparación. Considerando que tales trabajos corresponden a la fase de terminación del aliviadero, es posible ubicar su origen dentro de los tiempos de obra, previo al inicio de la Concesión en el año 1993.

En síntesis, la aparición de humedad tanto en los cabezales de aguas abajo como sobre las juntas constructivas aguas abajo de las compuertas resultan indicios de un camino de escurrimiento diferencial vinculado al sistema de cables postesados. Como hipótesis pueden formularse diferentes alternativas: filtración por el interior de la vaina -considerando que su inyección perfecta siempre es un punto difícil de asegurar-, por el contacto vaina-homigón exterior, por la manguera de inyección, etc. En cualquier caso, no puede descartarse el contacto -permanente o alternativo- de agua proveniente del embalse con los cables de tesado.

Ante un escenario caracterizado por la posible corrosión en cables fuertemente traccionados y el desarrollo de fisuras con origen en la base del gorrón, Hidroeléctrica Piedra del Águila decidió poner en práctica un riguroso plan de verificación a fin de descartar cualquier situación adversa, aún cuando ésta pudiera aparecer como de muy baja probabilidad de ocurrencia.

2.2 Antecedentes del Proyecto

En este punto se describen los criterios utilizados y estimaciones realizadas para el proyecto de las obras con el objeto de establecer la tensión de tesado previstas y los estados tensionales resultantes en los diferentes escenarios de verificación. En particular, y por la importancia que sus conclusiones poseen sobre el diseño final, se sintetizan las previsiones resultantes del Proyecto Ejecutivo y aquellas correspondientes a la etapa de Ingeniería de Detalle de las obras civiles.

Proyecto Ejecutivo. Cálculos de estabilidad y estimación de tensiones: La determinación de la capacidad del sistema de tesado fue establecida para esta etapa en base al criterio de no-

tracción entre la pila y la viga de apoyo del gorrón para el caso de carga asimétrico, es decir, con una compuerta abierta y la adyacente cerrada bajo condiciones de sollicitación normales, esto es, nivel de embalse normal. Mediante una asunción simplificada de la distribución de tensiones en la pila se estimó que la fuerza de anclaje requerida para satisfacer los criterios de diseño fijados resultaba de 9902 Tn, recomendándose finalmente la instalación de 21 cables de 500 Tn c/u ($T=10500$ Tn), distribuidos en 3 planos verticales de 7 cables cada uno.

Ingeniería de Detalle: Los estudios estructurales realizados en el marco del desarrollo de la ingeniería de detalle de las pilas del vertedero incluyeron la modelación elástica por elementos finitos de la respuesta estructural para diferentes escenarios de sollicitación. De tales análisis se estimó que los criterios de diseño previstos (no tracción en el contacto pila-viga gorrón) serían satisfechos para una carga total de tesado inicial de 4590 Tn. No obstante ello, debe considerarse que en los modelos desarrollados en aquel entonces (1982-1988) el grado de detalle utilizado no resultaba compatible con aquel requerido para poner en evidencia los fuertes gradientes tensionales en el entorno del gorrón que podría dar lugar a la generación de fisuración secundaria.

Como se indicara, la carga de tesado finalmente adoptada resultó muy similar a aquella prevista en el marco del Proyecto Ejecutivo, esto es 8946 Tn.

3 HIPÓTESIS SOBRE EL CAUSAL DE FISURACIÓN

De las evaluaciones realizadas para el proyecto aparece como evidente que la conservación a lo largo del tiempo de altos niveles de la tensión de tesado en relación a la carga original, prácticamente impediría la aparición de fisuras de traza normal a la fuerza de tesado para condiciones de servicio usuales como las registradas hasta el presente. La posibilidad que tales fisuras tengan su origen en una reducción en la fuerza de tesado conlleva a que los niveles de pérdida presentes resultarían significativamente elevados, superiores al 75% de la carga nominal, valores estos solo justificables por rotura de un porcentaje similar de cordones.

Se entiende que efectos de corrosión no pueden descartarse habida cuenta de lo comentado respecto de la evidencia de filtraciones de agua del embalse por el interior de las vainas de tesado que se manifiestan en manchas de humedad en correspondencia con los cabezales de aguas abajo. Sin embargo, la asunción de la hipótesis que las fisuras fueron generadas por pérdidas de la fuerza de tesado implicaría considerar que en el período 92-94 el proceso de corrosión adquirió una velocidad y agresividad tal que redujo el número de cordones en servicio a, aproximadamente, un 25% de aquellos instalados originalmente. Evidentemente, la continuidad de este proceso a velocidades como las mencionadas, e incluso, inferiores, habría llevado rápidamente al conjunto, durante los años siguientes- a una situación de clara inestabilidad ya que, de anularse la fuerza de tesado, el sistema no posee ninguna capacidad de soportar el empuje de las compuertas para estados normales de operación. Por el contrario, la situación observada en las fisuras es de relativa estabilidad en los últimos años, sin evidencias de incrementos de significación en el nivel de daño, tal como puede interpretarse en la permanencia sin roturas de las reparaciones de epoxi y del sellado con carbonato de las mismas.

En síntesis, considerando la evolución del proceso y su estado de estabilidad actual, se entendió como fuertemente probable que el causal de fisuración se encuentre asociado a las fuertes cargas de tesado aplicadas y al desarrollo de fisuración secundaria como consecuencia de las singularidades en la geometría del sector antes que en un deterioro progresivo de la eficiencia del sistema de tesado.

4 EVALUACION NUMÉRICA

A fin de verificar la condición de trabajo de las pilas para estados de operación normal como los registrados hasta el presente se construyó un modelo de elementos finitos bidimensional bajo dos asunciones constitutivas: una primera, simplificada, en la cual se consideraron para el hormigón propiedades elástico-lineales y una segunda, fuertemente no lineal, que incluye un modelo de daño para el hormigón armado.

En ambos casos se consideró que la viga gorrón es un cuerpo independiente, no monolítico con el resto de la pila.

4.1 Modelo de interpretación elemental. Análisis lineal-elástico

Bajo esta hipótesis se consideró a la pila como una tabique de espesor uniforme empotrado en el cuerpo de la rápida y sometido, únicamente, a los efectos de tesado aplicados sobre la viga gorrón en un extremo y en el pozo de tesado, en el otro. El modelo de elementos finitos y la distribución de la tensión principal mayor (de tracción) se representaron en la Figura N° 2. En la misma es posible advertir el fuerte efecto de concentración generado en el vértice inferior de la cara vertical de la pila sobre la que se apoya la viga gorrón, producto de la singularidad de la geometría y las altas cargas aplicadas.

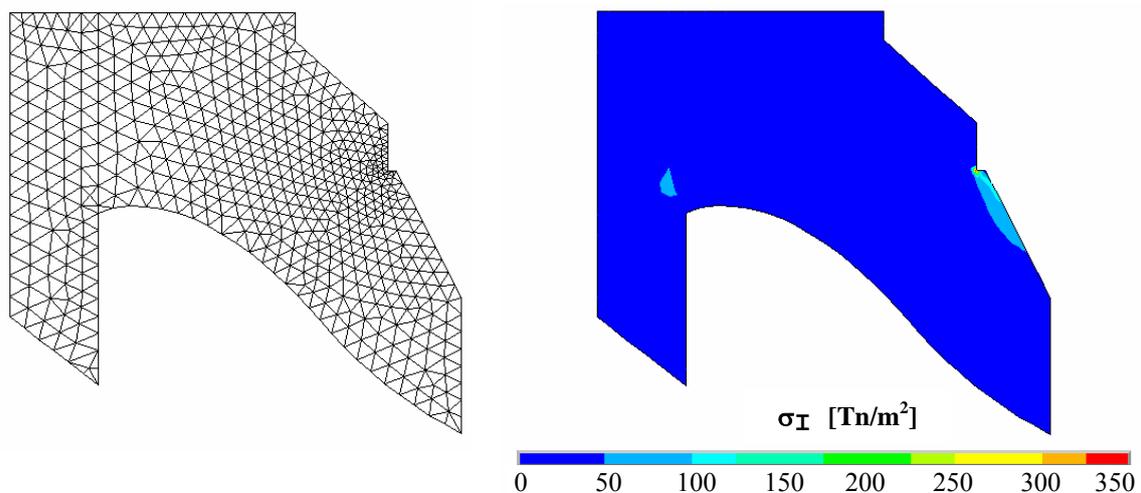


Figura N° 2: Modelo Básico de EF y distribución de Tensiones Principales de tracción

Como consecuencia del estado tensional descrito resulta esperable el desarrollo de fisuras en cercanías del vértice inferior de la cara vertical de la pila, cuya profundidad y desarrollo dependerá de un conjunto de mecanismos complejos tales como la cuantía y distribución de armaduras, la resistencia a la tracción del hormigón masivo y en las juntas, el estado de microfisuración previo, etc. Una aproximación a estos mecanismos se realiza en el punto siguiente.

4.2 Modelo básico de fractura.

Con el objeto de obtener una aproximación al estado de fisuración esperable como consecuencia del alto gradiente de tensiones de tracción generado en el vértice inferior de la cara vertical de la pila -donde se apoya la viga gorrón- se construyó un modelo de elementos

finitos el cual, en su formulación constitutiva, permite incluir los siguientes efectos:

- a.- Comportamiento unidireccional de las barras de refuerzo en 3 direcciones.
- b.- Posibilidad de fisuración del hormigón en 3 direcciones ortogonales.
- c.- Comportamiento no lineal del acero de refuerzo, asumiendo una ley elástico plástica perfecta ($\sigma_F = 4200 \text{ kg/cm}^2$)

En la Figura N° 3 se representó una vista del modelo tridimensional.

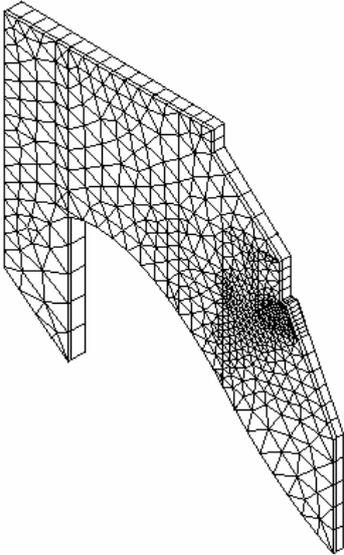


Figura N° 3: Vista 3D del Modelo de Fractura

Por otra parte, en la Figura N° 4 y en la Tabla N° 1 se consigna el esquema simplificado adoptado para la distribución de armaduras, el cual se ajusta razonablemente a aquella especificada en los planos. En su confección se han considerado con particular detalle las armaduras del sector aledaño al gorrón, en el cual se desarrollan las fisuras observadas en las caras de las pilas.

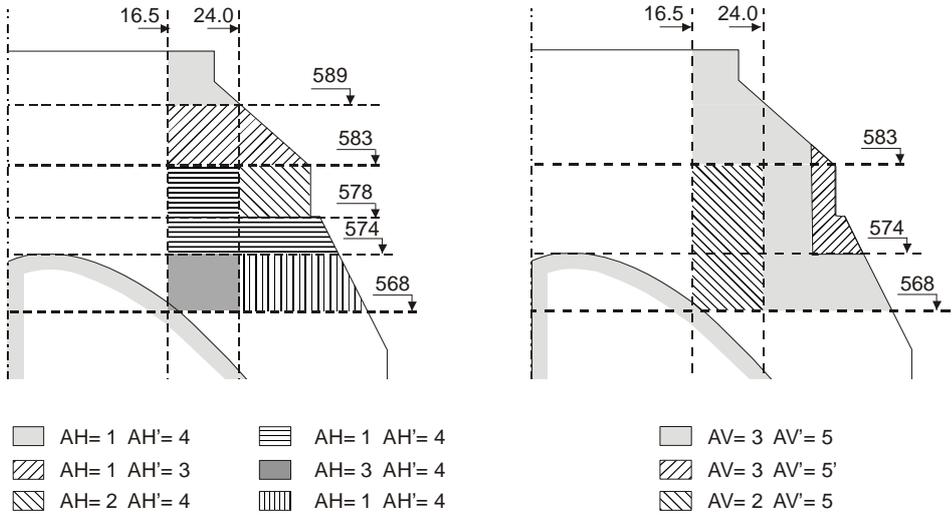


Figura N° 4: Esquema de Distribución de armaduras Horizontal y Vertical.

Tipo	Armadura de Refuerzo		Referencia Figura N° 4
1	1 Fe Ø 20 c/20 cm	16 cm ² /m	AH: Armadura horizontal, 1era capa
2	1 Fe Ø 32 c/20 cm	40 cm ² /m	AH': Armadura horizontal, 2da capa
3	1 Fe Ø 25 c/20 cm	24 cm ² /m	AV: Armadura vertical, 1era capa
4	1 Fe Ø 10 c/20 cm	4 cm ² /m	AV': Armadura vertical, 2da capa
5	1 Fe Ø 16 c/20 cm	10 cm ² /m	

Table 1: Cuantías de armaduras de refuerzo

4.2.1. Modelo Constitutivo

El modelo utilizado incorpora el comportamiento de cuatro materiales diferentes dentro de cada elemento: el hormigón y hasta un máximo de 3 armaduras de refuerzo independientes. Para el hormigón se incluye la posibilidad de desarrollar fisuración direccional o falla por aplastamiento en los puntos de integración. Para la armadura de refuerzo se consideró la posibilidad de plastificación incorporando una ley elasto-plástica perfecta.

a) Comportamiento Lineal

La matriz de vinculación entre tensiones y deformaciones es definida como:

$$[D] = \left(1 - \sum_{i=1}^3 \rho_v^i \right) [D^H] + \sum_{i=1}^3 \rho_v^i [D^A]_i \quad (1)$$

donde:

- ρ_v^i : Cuantía volumétrica de la armadura en la dirección “i”
- $[D^H]$: matriz tensión-deformación del hormigón (elástico e isótropo)
- $[D^A]_i$: matriz tensión-deformación uniaxial para la armadura en la dirección “i”, rotada al sistema de coordenadas globales (X,Y,Z).

b) Comportamiento No-Lineal del Hormigón

La formulación incluida para representar el comportamiento del hormigón permite predecir su respuesta en el rango elástico, el desarrollo de fisuración por tracción y aplastamiento. Las características principales del modelo constitutivo corresponden al planteo de William y Warnke, las cuales se encuentran sintetizadas en 4.2.2.

En caso que el rango de tensiones desarrollado conduzca a la formación de fisuras, las relaciones constitutivas precedentes son ajustadas en función del modo de falla resultante. En los párrafos siguientes se plantea una síntesis de la metodología de ajuste propuesta.

b.1) Modelado de una fisura

Al verificarse la condición de fisuración en un punto de integración, las relaciones constitutivas tensión-deformación son modificadas introduciendo un plano débil en la dirección normal a la cara de la fisura. El modelo permite introducir un coeficiente de transferencia de esfuerzos de corte, β_1 , el cual permite tener en cuenta la reducción de la resistencia al corte para aquellas cargas que inducen deslizamiento entre las caras de la fisura. La relación entre tensiones y deformaciones de un material fisurado quedará entonces como:

$$[D_{I,II,III}^H] = \frac{E}{1+\nu} \begin{bmatrix} \frac{R(1+\nu)}{E} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{1}{1-\nu} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_1}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_1}{2} \end{bmatrix} \quad (2)$$

En las anteriores, el subíndice I,II,III hace referencia a que la relación propuesta está referida a la terna principal, con la dirección I perpendicular al plano de la fisura.

El parámetro R es introducido a los efectos de mejorar la convergencia. Un valor de R=0 implicaría una pérdida instantánea de la resistencia a la tracción normal a la fisura cuando ésta se genera (como ocurren en la realidad).

Si la fisura se cierra, entre una cara y otra de la misma se transmiten tensiones de compresión y tensiones tangenciales. Es posible limitar la tensión de corte en el plano de la fisura mediante la incorporación de un parámetro β_2 , variable entre 0 (sin transferencia) a 1 (transferencia total).

En tal caso, la relación tensión-deformación quedará definida por la matriz:

$$[D_{I,II,III}^H] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_2(1-2\nu)}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_2(1-2\nu)}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_2(1-2\nu)}{2} \end{bmatrix} \quad (3)$$

Formas similares resultan el caso en donde se alcance la condición de fisuración en 2 o 3 direcciones principales.

4.2.2. Comportamiento No Lineal del Hormigón

El modelo constitutivo utilizado para representar el comportamiento del hormigón permite predecir la falla de materiales frágiles tanto bajo sollicitaciones de tracción como por aplastamiento. El criterio de falla para el hormigón bajo estados de tensión multiaxiales puede ser expresado en la forma:

$$\frac{F}{f'c} - S \geq 0 \quad (4)$$

donde:

- F : función dependiente del estado de tensiones principales ($\sigma_I, \sigma_{II}, \sigma_{III}$)
- S: Superficie de falla a ser expresada en términos de las tensiones principales y 5

- parámetros característicos f_t , f'_c , f'_{cb} , f_1 y f_2 definidos en la Tabla N° 2.
- f'_c = resistencia uniaxial a la compresión.

Si la ecuación (4) es satisfecha, tendrá lugar el desarrollo de fisuración o aplastamiento, dependiendo de si se trata de estados predominantemente tensionados o comprimidos, respectivamente. A fin de definir la superficie de falla, Willam and Warnket (ver Willam, K.J. and Warnke, E.D. "Constitutive Model for the triaxial behavior of concrete". Proceedings International Association for Bridge and Structural Engineering. VOL 19, 1975) especifican un total de cinco parámetros dependientes de valores de resistencia obtenidos bajo diferentes caminos de tensiones:

f_t : Resistencia última a la tracción uniaxial
f'_c : Resistencia última a la compresión uniaxial.
f'_{cb} : Resistencia última a la compresión biaxial.
σ_a^h : Estado de tensiones hidrostáticas
f_1 : Resistencia última a la compresión bajo un estado biaxial superpuesto al hidrostático.
f_2 : Resistencia a la compresión última para un estado uniaxial superpuesto al hidrostático

Table 2: Parámetros constitutivos del modelo de Willam & Warnket

La superficie de falla del hormigón es dividida en cuatro dominios o subregiones:

1. $0 \geq \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ (compresión-compresión-compresión)
2. $\sigma_1 \geq 0 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ (tracción-compresión-compresión)
3. $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq 0 \geq \sigma_3$ (tracción-tracción-compresión)
4. $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \geq 0$ (tracción-tracción-tracción)

Para cada región o subdominio se establecen funciones F y S particulares (F_1, F_2, \dots , S_1, S_2, \dots , etc.). La superficie S tiene la propiedad de resultar continua sobre las 4 regiones mencionadas aunque no así sus gradientes, los cuales se hacen discontinuos cuando alguna de las tensiones principales cambia de signo.

La superficie de falla, S, es mostrada en la Figura N° 5 para estados de tensión tri y biaxiales respectivamente. En la misma puede observarse que su sección transversal posee una simetría cíclica con sectores idénticos de 120° sobre el plano octaédrico.

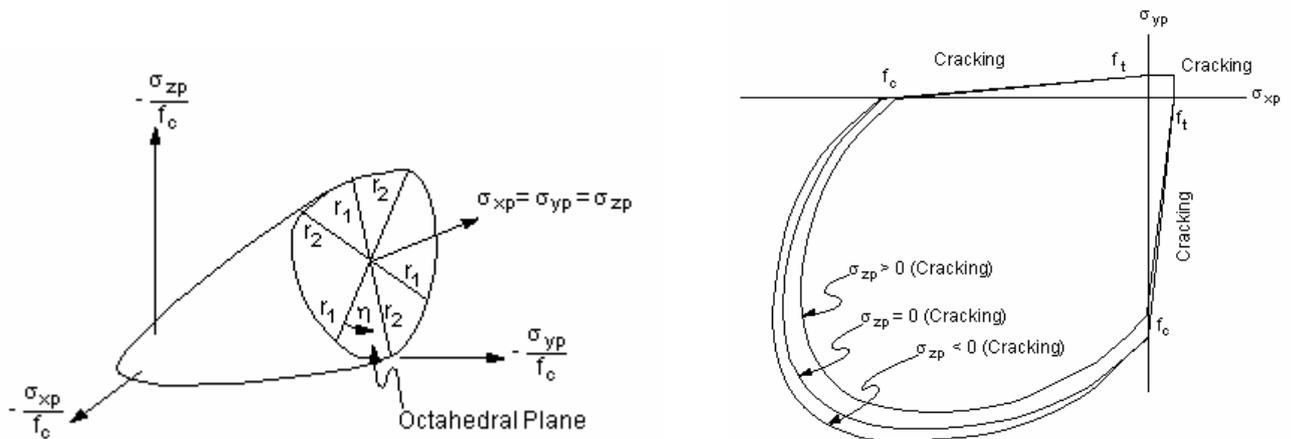


Figura N° 5: Superficie de falla

4.2.3. Resultados obtenidos

A modo de síntesis de los resultados obtenidos, en la Figura N° 6 se representó el esquema de fisuración final predicho por el modelo, obtenido al alcanzar la carga de tesado su máximo valor.

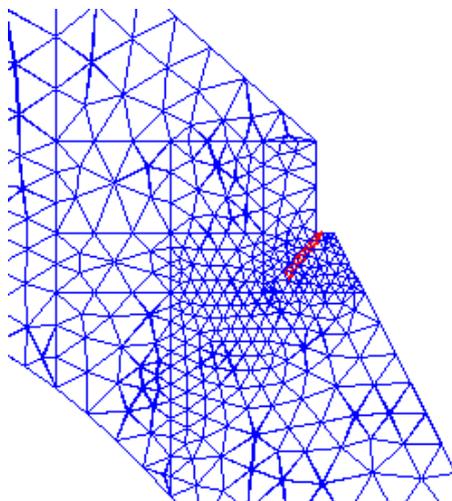


Figura N° 6: Estado de Fisuración predicho por el modelo bajo las cargas de tesado.

Resulta un hecho relevante que la distribución de la “banda de daño” predicha por el modelo resulta muy similar en desarrollo y orientación que las fisuras observadas sobre las caras de las pilas del vertedero.

Evidentemente el modelo presentado es una herramienta que permite una aproximación simplificada al problema, planteado para condiciones ideales e isótropas (al menos para la situación previa a la fisuración), condiciones éstas que en algunos casos (juntas entre tongadas, por ejemplo) distan bastante de la realidad. Sin embargo, se entiende que el mismo permite capturar las principales características del problema bajo análisis, fundamentalmente en lo referido a la direccionalidad y localización del daño.

5 SINTESIS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el marco de este trabajo se evaluó la factibilidad de que las fisuras relevadas en las caras de las pilas del aliviadero hayan sido generadas como consecuencia de las propias tareas constructivas, durante los trabajos de tesado, antes que en anomalías producto del deterioro de los cables o en estados de carga operativos no contemplados en el diseño.

Como primera aproximación de la distribución tensional se construyó un modelo de elementos finitos bajo hipótesis constitutivas elástico-lineales. De este análisis pudo concluirse en la existencia de una fuerte concentración de tensiones –en particular de tracción- alrededor de la singularidad geométrica que representa el vértice conformado por las caras vertical y horizontal de la pila, en correspondencia con la viga gorrón. Tal fenómeno de concentración, con valores significativamente superiores a la resistencia del hormigón, da lugar a la aparición de fisuras cuya arranque se ubicaría en el vértice mencionado, en forma similar a lo observado en las pilas.

A fin de estimar el desarrollo y orientación de las posibles fisuras generadas por el fenómeno de concentración mencionado, se construyó un segundo modelo considerando el comportamiento conjunto del hormigón y el acero de refuerzo. El modelo no lineal incluye la posibilidad de fisuración en el hormigón según el modelo de daño de William y Warnke y la

fluencia del acero al alcanzar éste el valor del umbral de fluencia.

En base a este modelo, y para las cargas de tesado aplicadas durante la construcción, se obtuvo una aproximación al esquema de fisuración esperable el cual resulta, en su orientación y desarrollo, muy similar a las fisuras existentes.

Se concluye entonces que los causales de fisuración de las pilas resultarían una consecuencia del propio proceso de tesado y de las importantes cargas impuestas antes que producto de anomalías o daños progresivos en la integridad de los cables.

Tal conclusión se corroboraría con lo observado sobre las pilas en donde se advierte que las fisuras, en varios casos, no han afectado a las reparaciones de epoxi realizadas sobre las mismas en coincidencia con las uniones entre tongadas, las cuales fueron realizadas con posterioridad a las tareas de tesado y previo al llenado del embalse.

No obstante lo mencionado, la presencia de humedad en el interior de las vainas es un elemento claramente no deseado para asegurar la permanencia en el tiempo de las condiciones de estabilidad de las pilas y de soporte de las compuertas. Aún considerando que las fisuras son producto de un causal no vinculado al deterioro en la capacidad del sistema de anclajes, la permanencia de esta situación podría llegar a comprometer en el futuro su integridad.

En ese sentido se encuentra actualmente en estudio una metodología de intervención sobre las pilas tendiente a evitar el contacto entre el agua y los cables de tesado mediante la ejecución de perforaciones y posterior inyección de juntas y fisuras a través de las cuales el agua alcanza los cabezales de los cables.

Una referencia inmediata son las tareas de inyección realizadas recientemente sobre las caras de aguas arriba de las pilas del vertedero de Itaipú a fin de preservar la integridad de los cables de tesado de efectos corrosivos al detectar la aparición de síntomas de filtraciones hacia aguas abajo similares a las observadas en Piedra del Águila.

Una metodología similar se está considerando para la inyección de las fisuras causales de este estudio a fin de devolver a la estructura su monolitismo original.

Complementariamente, a fin de evaluar el desarrollo de posibles movimientos que pudieran ser generados en la eventual reducción de la capacidad del sistema de tesado, se procedió a la instrumentación de las fisuras mediante la instalación de extensímetros eléctricos mono y biaxiales.

Finalmente, y dada la trascendencia del tema en cuestión para las condiciones de seguridad del aprovechamiento, se implementó un plan de seguimiento detallado del sector que implica, además de la obtención de los registros de los dispositivos de auscultación, el relevamiento sistemático de las zonas húmedas para diferentes períodos de embalse, medición y registro de caudales en desagotes de los pozos de tesado, inspección detallada y sistemática del estado de las fisuras en los puntos de intersección con las reparaciones entre las juntas.

Estas tareas, además de detectar la aparición de cualquier anomalía permiten evaluar aquellos sectores más sensibles al ingreso de agua y establecer un parámetro de partida para cuantificar la eficiencia de las tareas de inyección previstas.

En síntesis, se entiende que las medidas implementadas y aquellas previstas a realizar en el futuro inmediato permitirán, por una parte, evitar un posible deterioro progresivo del sistema de cables de tesado y, por otro, disponer de los elementos de control necesarios para detectar cualquier anomalía o apartamiento de las condiciones de funcionamiento actuales.

6 AGRADECIMIENTOS

El autor agradece a Hidroeléctrica Piedra del Águila SA su excelente predisposición para que este trabajo sea presentado en el presente simposio.