

GALERIAS Y TUBERIAS DE PRESION EN EL INTERIOR DE PRESAS

TENSIONES DE CONTORNO Y CONDICIONES DE RESISTENCIA

Por PEDRO ORTIZ ATAURI,
Ingeniero de Caminos.

Con gran sencillez y claridad expone el autor el importante problema ingenieril que expresa el título del presente artículo, llegando a interesantes conclusiones y recomendando el estudio experimental para llegar, posiblemente, a importantes economías en los revestimientos metálicos de las galerías y tuberías de presión.

I. El problema.

Dos tipos de conductos suelen atravesar, aligerándolos, a los macizos de las grandes presas: las galerías de visita y, en el caso de central al pie, las tuberías forzadas.

Es claro que la solución de continuidad que originan en el macizo produce una perturbación local en el estado elástico teórico supuesto y que la importancia de tal perturbación crecerá con la sección transversal del conducto.

Siendo relativamente reducidas las dimensiones transversales de las galerías de presa, siempre se supuso fundadamente que las concentraciones de tensiones que en su borde se produjeran no comprometerían la estabilidad del conjunto, habida cuenta de las moderadas cargas de trabajo normal en presas de altura no excepcional. Para prevenir efectos locales, se armaba ligeramente el contorno de la galería o, simplemente, se le daba sección abovedada, si bien en estos casos solían siempre producirse pequeñas grietas estacionarias al ponerse en carga la presa.

Pero el problema se agravaba en el caso de tuberías forzadas, con los diámetros siempre crecientes que exigían los grandes aprovechamientos hidroeléctricos. Aun prescindiendo del efecto de la presión interior del agua, cuya resistencia se encomendaba a un revestimiento de chapa metálica, quedaba el problema de la fuerte concentración de esfuerzos y posible aparición de tracciones en la fábrica por la simple alteración del equilibrio elástico en el macizo sometido a compresión.

Esto impulsó la investigación de métodos racionales sobre el efecto de los agujeros o conductos en el interior de las presas, dirigida principalmente al estudio de secciones circulares, propias de tuberías forzadas.

II. Métodos seguidos hasta ahora.

No está aún lejano el tiempo en que el método usual consistía en suponer, rodeando a los aligera-

mientos, unos tubos virtuales de hormigón armado, capaces de resistir las presiones que a ellos llegan por el trabajo elástico de la presa.

Tal método es, como fácilmente se comprende, perfectamente arbitrario, toda vez que la cuantía y disposición de armaduras resultante variará totalmente según el espesor que se asigne al anillo virtual armado. Se asimila el problema al de un tubo sometido a los empujes de un relleno independiente e incoherente con él, cuando lo cierto es que dicho tubo y la fábrica que le rodea forman un conjunto homogéneo y coherente, de modo que todo el macizo colabora a la resistencia con el anillo o tubo virtual.

Método de Hanna. — Comprendiéndolo así, los técnicos de diferentes países se aplicaron a la búsqueda de métodos más rigurosos.

Gran resonancia alcanzaron los estudios realizados en Norteamérica por I. K. Silverman ("Stresses around circular Holes in Dams and Buttresses", *Transactions A. S. C. E.*, 1938, págs. 133-180) e Ivan E. Houk ("Stresses around Galleries in Concrete Dams", *The Engineer*, 7 octubre 1938, págs. 382-385).

En la discusión promovida por el primero de dichos artículos, son de interés las soluciones propuestas por F. W. Hanna (*Proceeding A. S. C. E.*, abril 1937, págs. 745-751) y recogidas en el libro *The design of Dams*, de Hanna y Kennedy, Nueva York y Londres, 1938, págs. 108-112 y 453-458.

Partiendo de la compresión unitaria p , correspondiente al centro de la sección circular (calculada en el supuesto de presa maciza) y desarrollando el cálculo por los métodos de la Elasticidad, obtiene la expresión de las tensiones radial, tangencial y cortante en un punto cualquiera situado en las proximidades del agujero circular y definido por sus coordenadas polares respecto al centro del círculo.

Particularizando, se obtienen los diferentes valores de las tensiones. En el borde del círculo se anulan las componentes radial y cortante; y si la acción de la resultante p es normal al eje de la tubería, la tensión tangencial alcanza un valor máximo $3p$ (extremos del diámetro horizontal) y un mínimo $-p$, de

tracción (extremos del diámetro situado en plano vertical). Si la resultante no es normal al eje de la tubería, la máxima compresión viene afectada de un sencillo coeficiente.

Según se deduce de las mencionadas expresiones, es necesario disponer armaduras para absorber las tensiones que se producen en la zona comprendida dentro de los 30° a un lado y otro de los extremos del diámetro situado en plano vertical.

Por medio de una sencilla integración se obtienen los valores de la tracción total en cada plano radial, así como su punto de aplicación, con lo que se tienen todos los datos para proyectar la cuantía y posición de armaduras.

Los anteriores resultados ofrecen, como es natural, una marcada concordancia con las conocidas fórmulas de Kirsch sobre concentración de esfuerzos en placas o piezas prismáticas con agujero circular (véase, por ejemplo, la *Resistencia de Materiales*, de Timoshenko, Madrid, 1945, tomo II, págs. 318-323, o la *Elasticidad*, de Torroja, Madrid, 1945, págs. 224-232; en ésta se señala, además, el aumento que experimentan estos esfuerzos concentrados cuando el macizo en donde se abre el agujero circular no es indefinido).

Sobre la aceptación que el método de Hanna ha merecido, especialmente en su país, no cabe duda. Hemos examinado los detalles constructivos de varias modernas presas norteamericanas (Shasta, Davis, etcétera), y en todas ellas se observa, por la cuantía y disposición de las armaduras metálicas de sus tuberías, que el cálculo se ha llevado por el método de Hanna o por otro que conduzca a los mismos resultados.

III. Objeción a la teoría de Hanna.

Siendo, sin duda, absolutamente correcto el desarrollo de los cálculos que llevaron a Hanna a establecer sus fórmulas, se llega, sin embargo, en ellas, a una contradicción con la experiencia.

Parece ésta indicar que los huecos abiertos en macizos coherentes y suficientemente resistentes no originan tracciones en ningún punto, como lo demuestran los túneles en roca, que no requieren, en general, para su estabilidad, ningún revestimiento. Ahora bien: esta estabilidad no existiría si en la clave y fondo del túnel se produjeran las tracciones que arroja el cálculo de Hanna.

Debería, pues, buscarse alguna corrección al método. Podría, por ejemplo, tenerse en cuenta, sin salirse de la hipótesis de la Elasticidad, el estado elástico triple en el macizo. Al considerar no sólo la compresión p en el plano vertical del eje de la tubería, sino también la p_1 normal a dicho plano, resultaría, por combinación de los efectos de ambas fuerzas (Timoshenko, obra citada, págs. 321 y 322 y fig. 186, a), que sólo se producirían tracciones en el borde del agujero cuando p fuese mayor que $3 p_1$.

IV. Ensayos en el Laboratorio del Esla.

Faltaba averiguar si este modo de resolver la cuestión estaba de acuerdo con el comportamiento real.

A este efecto, iniciamos a principios del año 1947 una serie de ensayos de resistencia en el Laboratorio de Materiales que "Iberduero" tiene en su salto de Ricobayo (Esla).

Los primeros ensayos, encaminados a encajar en líneas generales el problema, consistieron en la rotura

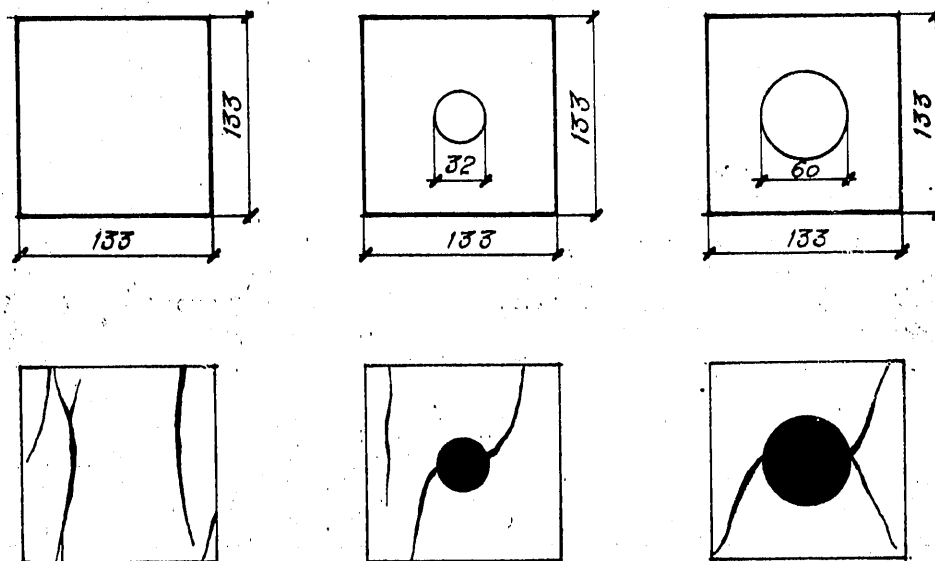


Figura 1.ª

Escala 1 : 5.

de tres grupos de probetas de mortero de cemento.

Las probetas eran de $133 \times 133 \times 133$ mm. El mortero era de 1 : 3 (en peso) de cemento portland y arena de cuarzo, obtenida por machaqueo en molino de martillos, con tamaño máximo de 10 mm. La relación agua-cemento, 0,537.

De los tres grupos de probetas, el primero era macizo; los otros dos tenían un conducto circular centrado, de 32 mm. de diámetro, en el segundo, y de 60 mm., en el tercero (fig. 1.^a).

La diferencia de diámetros del orificio tenía por objeto examinar el efecto que en la concentración de esfuerzos produce la circunstancia de no ser indefinido el macizo.

Conservadas las probetas con las precauciones usuales, se realizaron roturas a los veintiocho y ciento diez días, con los resultados que aparecen en el siguiente cuadro:

Tipo de probeta.	Sección mínima (cm. ²)	Carga de rotura. (Ton.)	Compresión unitaria en sección mínima (Kg./cm. ²).
A los 28 días			
1	176,89	52,0	293,7
1	176,89	54,0	305,0
1	176,89	51,0	288,1
2	134,33	38,0	283,0
2	134,33	39,0	290,2
2	134,33	41,0	305,2
3	97,09	30,0	309,0
3	97,09	27,0	278,1
3	97,09	28,0	288,4
A los 110 días			
1	176,89	71,0	401,4
1	176,89	67,0	378,8
1	176,89	69,0	390,1
2	134,33	43,0	320,1
2	134,33	55,0	409,4
2	134,33	52,0	387,0
3	97,09	33,0	340,5
3	97,09	34,0	350,9
3	97,09	43,0	443,7

Como se ve, hemos desechado, al hallar los valores medios de la carga unitaria de rotura, dos de las probetas rotas a los ciento diez días (una del tipo 2 y otra

del 3). No porque los resultados sean rechazables, sino porque su apartamiento del valor medio parece indicar que esas dos probetas ofrecían condiciones particulares de resistencia.

La orientación de las grietas principales en las probetas rotas se indica esquemáticamente en la figura 1.^a.

Sin deducir por el momento de estas pruebas conclusiones definitivas, nos proponíamos continuar la serie de ensayos con otros que nos permitieran obtenerlas con toda garantía. Pero la interrupción de actividades profesionales por parte de quien esto suscribe, retardó la ejecución de tales ensayos.

V. Ensayos del Bureau of Reclamation.

En el número de *Civil Engineering*, de mayo de 1949, aparece una amplia referencia de las pruebas realizadas en 1948 por M. M. Blanks y McHenry en el Laboratorio de Denver, del Bureau of Reclamation.

Parten los autores del hecho, repetidamente comprobado, del comportamiento plástico del hormigón sometido a fuertes cargas de compresión. Así, el hormigón próximo a la fibra extrema de una viga armada no se rompe al alcanzar la carga teórica de rotura, sino que se deforma plásticamente, transmitiendo carga a las fibras inmediatas, menos cargadas.

Lógicamente, este mismo tipo de transmisión de carga debe de ocurrir en otros muchos casos de trabajo a compresión, y no es aventurado suponerlo en las fibras próximas al contorno de un hueco abierto en el interior de un macizo de hormigón.

Guiados por esta idea y después de unos ensayos previos "que evidenciaron el comportamiento plástico del hormigón bajo carga elevada", llevaron a cabo unas pruebas de rotura sobre una serie de probetas de hormigón.

Las probetas, en número de 26, eran todas de $406 \times 406 \times 203$ mm. Ocho de ellas (tipo I), macizas, y las demás, dotadas de aberturas de diversas formas (fig. 2.^a). Las dimensiones de los agujeros van acotadas en milímetros.

El hormigón contenía áridos de un tamaño máximo de 19 mm., y la relación agua-cemento era de 0,53.

Dieciséis de las probetas fueron rotas a los veintiocho días, y diez, al cabo de un año. La carga se aplicó a razón de unos 70 Kg./cm.² por minuto. Dos

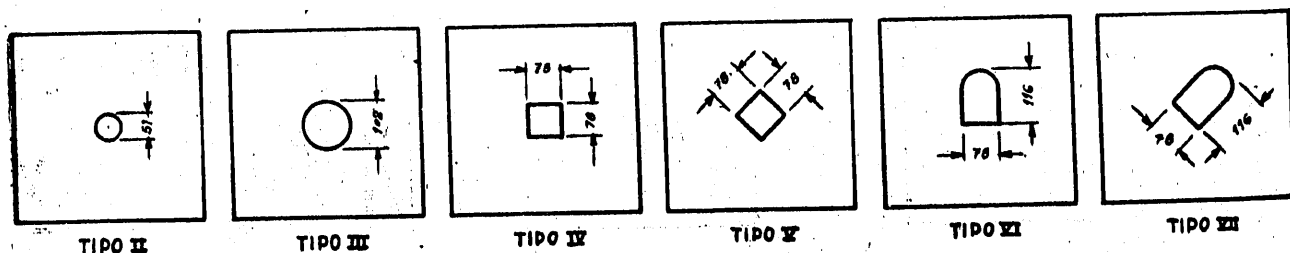


Figura 2.^a

o más observadores anotaban la aparición de grietas durante la aplicación de la carga.

Los resultados se recogen en el siguiente cuadro, que hemos traducido a unidades métricas:

Tipo de probeta.	Sección mínima (cm. ²).	Carga de rotura. (Ton.).	Carga unitaria de rotura. (Kg./cm. ²)	* Carga para la primera grieta observada. (Ton.)	Carga unitaria para la grieta inicial. (Kg./cm. ²).	Por ciento de la carga de rotura al iniciarse las grietas.
<i>Probetas rotas a los 28 días</i>						
I	825,6	191,1	231,3	172,5	208,8	90,3
I	825,6	192,5	232,7	172,5	208,8	89,6
I	825,6	199,8	241,8	187,9	227,1	94,1
I	825,6	200,7	242,5	163,4	197,5	81,4
II	722,4	166,2	229,9	90,8	125,8	54,6
II	722,4	162,5	225,0	130,2	180,7	80,4
III	619,2	148,9	240,4	45,4	73,1	30,5
III	619,2	154,4	248,9	117,1	189,1	75,9
IV	667,6	163,4	244,6	54,5	81,5	33,3
IV	667,6	176,2	263,6	136,2	203,9	77,3
V	602,2	146,6	243,2	89,0	147,6	60,7
V	602,2	152,5	253,1	127,1	210,9	83,3
VI	667,6	151,2	226,4	71,7	107,6	47,4
VI	667,6	150,7	225,7	112,6	168,7	74,7
VII	579,0	148,0	255,2	74,5	128,6	50,3
VII	579,0	143,0	246,8	107,1	184,9	74,9
<i>Probetas rotas al año</i>						
I	825,6	338,9	409,8	109,0	132,2	32,2
I	825,6	360,5	435,9	118,0	142,7	32,7
I	825,6	363,2	439,4	99,9	120,9	27,5
I	825,6	375,0	453,4	86,3	104,0	23,0
II	722,4	315,1	435,9	45,4	62,6	14,4
II	722,4	324,2	448,5	41,8	57,6	12,9
III	619,2	296,0	477,3	30,9	49,9	10,4
III	619,2	303,3	489,3	28,1	45,7	9,3
IV	667,6	303,3	453,4	27,2	40,8	8,9
IV	667,6	309,6	463,3	30,9	46,4	10,0

Se observó que, tanto en los bloques macizos como en los taladrados, las primeras grietas que aparecían eran verticales y se localizaban, en los bloques con abertura, justamente encima o debajo de ella

Sin embargo, estas grietas centrales y verticales nunca llegaron a ensancharse mucho, e incluso algunas de ellas se cerraron completamente al aumentar la carga.

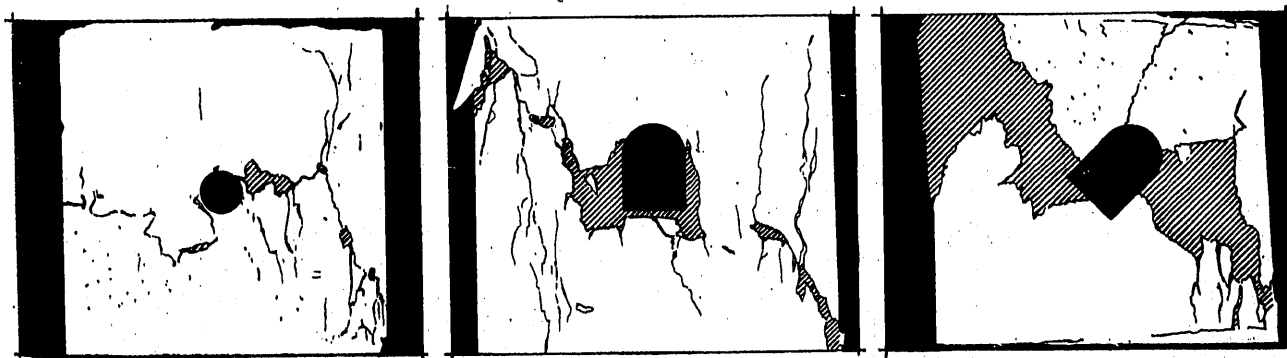


Figura 3.ª

Bajo cargas más elevadas, aparecían grietas a los costados de los agujeros, así como otras en dirección diagonal, que se desarrollaban en los planos de rotura por esfuerzo cortante.

También se observaron, bajo cargas próximas a la mitad de la de rotura, pequeñas grietas horizontales o verticales y otras que, generalmente, terminaban en un vértice de los agujeros cuadrados o tangentes a las circulares.

En la figura 3.^a aparecen croquis tomados de fotografías de probetas rotas. Las zonas rayadas corresponden a desconches superficiales.

VI. Conclusiones.

A la vista de los resultados de estos ensayos, llegan M. M. Blanks y McHenry a las siguientes conclusiones:

1.^a Las resistencias unitarias de los bloques taladrados vienen a ser las mismas de los bloques macizos, lo que indica que las concentraciones de tensión se eliminan completamente, por efecto de la plasticidad del hormigón, antes de alcanzar las cargas de rotura.

2.^a En las pruebas a los veintiocho días, las grietas se iniciaron con cargas del 81 al 94 % de la rotura, en los bloques macizos, y del 30 al 80 %, en los taladrados. En las pruebas al año, esos porcentajes pasaron del 23 al 33 %, para los macizos, y 9 al 14 %, para los taladrados. Este comportamiento sugiere la idea de que el hormigón más reciente tiene una mayor aptitud que el viejo para adaptarse a las tensiones de tracción.

3.^a De la simple visión de estos datos, y sin intentar analizar el problema en detalle, resulta que, cuando las condiciones de trabajo sean semejantes a las de estas pruebas, puede prescindirse de las armaduras de refuerzo para concentraciones de compresión alrededor de las aberturas, sin reducir por eso la resistencia.

Añaden los autores que se están recogiendo in-

formación y datos sobre el asunto, para que sirvan de base a nuevas teorías de cálculo.

Poco hemos de añadir a estas conclusiones, si no es la confirmación de sus datos experimentales por los de nuestros ensayos en el Esia.

También allí llegamos a la conclusión de que la carga unitaria de rotura era prácticamente la misma en los bloques taladrados que en los macizos, ofreciendo solamente una pequeña reducción en el caso de que el diámetro del taladro fuera muy grande en relación con la anchura del macizo.

Parece, por tanto, innecesario dotar de armaduras a los conductos practicados en el interior de las presas, siempre que sea admisible la carga unitaria que resulte al considerar la reducción de sección que determinan en su bloque.

Si bien de este modo aparecerán algunas grietas superficiales, éstas no ofrecen ningún peligro en las galerías, donde no hay circulación de agua a presión. Tampoco constituyen problema en las tuberías, ya que allí el hormigón está libre del contacto del agua, que se ejerce sobre la chapa metálica; o si ésta falta (tuberías de escasa presión), lleva entonces el hormigón una armadura equivalente de redondos, que sólo permitirá la formación de grietas capilares.

Con todo, antes de aplicar estas conclusiones a la construcción de grandes conductos en presas, creemos obligado realizar ensayos o mediciones en tuberías de gran diámetro, ya que quizá la diferente escala puede hacer variar esencialmente el fenómeno plástico.

Nos permitimos, pues, recomendar a nuestros compañeros, especialmente a los familiarizados con el proyecto de instalaciones hidroeléctricas, la prosecución de estos estudios, que pueden abrir cauce a unos métodos más racionales de proyecto y a considerables ahorros en los costes de construcción.

Tal trabajo se completaría muy provechosamente con el estudio de la transmisión al macizo de presa de los esfuerzos producidos por la presión interior del agua en las tuberías; pues parece indudable que la colaboración del hormigón permitiría reducir los revestimientos metálicos que hasta el presente se vienen proyectando.