



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA
SECCION DE INGENIERIA CIVIL
AREA DE HIDRAULICA

PRESAS DE GRAVEDAD
TEORIA CLASICA
APROXIMACION HISTORICA

J. FRANCISCO OLIVERA C.



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA

SECCION DE INGENIERIA CIVIL

AREA DE HIDRAULICA

PRESAS DE GRAVEDAD

TEORIA CLASICA

APROXIMACION HISTORICA

J. FRANCISCO OLIVERA C.

PRESAS DE GRAVEDAD

TEORIA CLASICA

APROXIMACION HISTORICA

Ing. J. Francisco Olivera C.
Profesor Asociado del Departamento de Ingeniería.

Pontificia Universidad Católica del Perú
Departamento de Ingeniería
Area de Hidráulica
Junio 1990

RESUMEN

Las presas de gravedad de mampostería, conjuntamente con las presas de terraplén, constituyen las estructuras más antiguas que utilizó el hombre para almacenar agua.

El trabajo que presentamos hace un seguimiento de la evolución de los criterios utilizados para analizar y diseñar las presas de gravedad, y de la forma cómo estos influyen en los cambios del perfil transversal a lo largo del tiempo. Esta evolución se centra en la segunda mitad del siglo pasado y en los inicios del presente.

INTRODUCCION

El Departamento de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú presenta esta publicación, como parte de su política de difusión de los trabajos técnicos de los miembros de su plana de profesores.

Este trabajo constituye una aproximación histórica al estudio de las presas de gravedad y forma parte de una investigación, bastante más extensa, que se publicará en un futuro próximo. Las presas de gravedad, como se sabe, son construcciones cuyo equilibrio se basa en el peso propio de la estructura, a diferencia de las presas de arco, de contrafuertes o de terraplén. Dicha investigación se centra en la "Teoría Clásica" o "Teoría de De Sazilly - Levy" de análisis y diseño de las presas de gravedad, no sólo en su aspecto histórico, sino también en su aplicación práctica.

Esta publicación está dirigida a profesionales y estudiantes de Ingeniería Civil interesados en la Ingeniería Hidráulica y en el devenir del conocimiento técnico a lo largo del tiempo.

PRESAS DE GRAVEDAD: APROXIMACION HISTORICA

El primer escrito que presenta un planteamiento científico sobre las presas de gravedad se remonta a fines del siglo XVI, cuando el matemático holandés S. Stevin¹ determinó la magnitud y el punto de aplicación de la fuerza que ejerce el agua sobre una superficie vertical. Años más tarde, el mismo Stevin² estudió las presas de mampostería construidas sobre cimentaciones permeables y el riesgo de falla por percolación.

Más de un siglo después, el ingeniero español P.B. Villarreal³ trata sobre las presas de mampostería de gravedad y recomienda ciertas reglas geométricas para su dimensionamiento. Fundamentalmente, sugiere que la cara anterior sea vertical y la posterior tenga una inclinación de 45°.

Posteriormente, B.F. De Belidor⁴ se refiere, por primera vez, a la resistencia al volteo de una presa de mampostería. De Belidor analiza el caso de una presa de sección rectangular con presión de agua por uno de sus lados, llegando a expresiones que permiten calcular el ancho de la presa necesario para evitar el volteo.

¹ S. Stevin, "De Beghinselen des Waterwichts" (1586).

² S. Stevin, "Nieuwe Maniere van Sterctebou Door Spilsluysen" (1617).

³ P.B. Villarreal, "Maquinas Hidráulicas de Molinos y Herrerías, y Gobierno de los Arboles y Montes de Vizcaya" (1736).

⁴ B.F. De Belidor, "Architecture Hydraulique" (1750).

De hecho, las presas diseñadas durante los siglos XVII, XVIII y la primera mitad del XIX fueron estructuras de forma casi rectangular. En esa época el análisis se limitaba a evitar que la presa, en su conjunto, se deslizara o volteara alrededor del extremo de aguas abajo, sin considerar el estado de esfuerzos dentro de la estructura. Además, los factores de seguridad dependían normalmente del criterio del diseñador o de los valores que tradicionalmente se hubieran usado.

Estos primeros esfuerzos tuvieron que esperar un siglo más para asistir al que sería el inicio del tratamiento científico del análisis de las presas de gravedad, ya no en forma aislada como antes, sino como parte de un movimiento de muchos investigadores sobre el tema.

Hace poco menos de 150 años se inicia el proceso de estudio de las presas de gravedad. Durante este proceso ha cambiado radicalmente la forma cómo se concibe su análisis y diseño, lo que se ha manifestado claramente en los nuevos perfiles de las presas a partir de ese momento. Nunca antes una estructura había modificado tanto su forma, y en un lapso tan corto, como lo hicieron estas presas alrededor de 1850. Este período representa el cambio del arte a la ciencia y de la intuición a la razón; es el período en el cual los diseñadores se preguntan por primera vez, cuál es el comportamiento de una presa. No olvidemos, sin embargo, que el planteamiento de estas preguntas engarza con las que eran las preguntas de la ingeniería en otros campos. El cambio súbito en la filosofía del análisis y diseño de las presas de gravedad nunca hubiera podido adelantarse a la respuesta a ciertas incógnitas sobre el comportamiento elástico de los materiales. Es por esto que la siempre presente actividad humana de construir presas, no pudo tener sustento científico sino hasta hace sólo 150 años.

Este período empieza a principios del siglo pasado, cuando el ingeniero y matemático francés L.H.M. Navier⁵ determina las expresiones necesarias para calcular los esfuerzos en un elemento sometido a flexión. Este descubrimiento influyó notablemente en la ingeniería de la época y sus expresiones fueron aplicadas en distintos campos. El análisis de las presas de gravedad no escapó a este nuevo enfoque y, a mediados de siglo, el ingeniero francés M. De Sazilly⁶ aplicó el punto de vista de Navier considerando las presas como vigas en voladizo.

El método de De Sazilly consistía en la aplicación de las ecuaciones de Navier a los planos horizontales de las presas, que él asumió como críticos. La selección de estos planos parece obedecer más a un convencionalismo y a una simplificación del análisis, que a una demostración rigurosa. Debe tenerse en cuenta que el conocimiento del comportamiento de los materiales no estaba lo suficientemente desarrollado como para determinar, a ciencia cierta, cuáles eran los planos críticos. Por otro lado, recordemos que el planteamiento de Navier se aplica a elementos esbeltos, que cumplen con ciertas hipótesis de comportamiento elástico, y no necesariamente a estructuras con geometrías como las de las presas de gravedad. A pesar de estos vacíos teóricos, el método de De Sazilly ha sido vastamente utilizado; y su inexactitud, especialmente en presas de poca altura, es despreciable, como lo han demostrado algunos métodos modernos, más elaborados, de determinación de esfuerzos.

Según De Sazilly, los esfuerzos normales se distribuirán linealmente a lo largo del plano horizontal de forma tal que equilibren la fuerza y el momento generado por las fuerzas exteriores. Los esfuerzos máximos se presentarán en la cara de

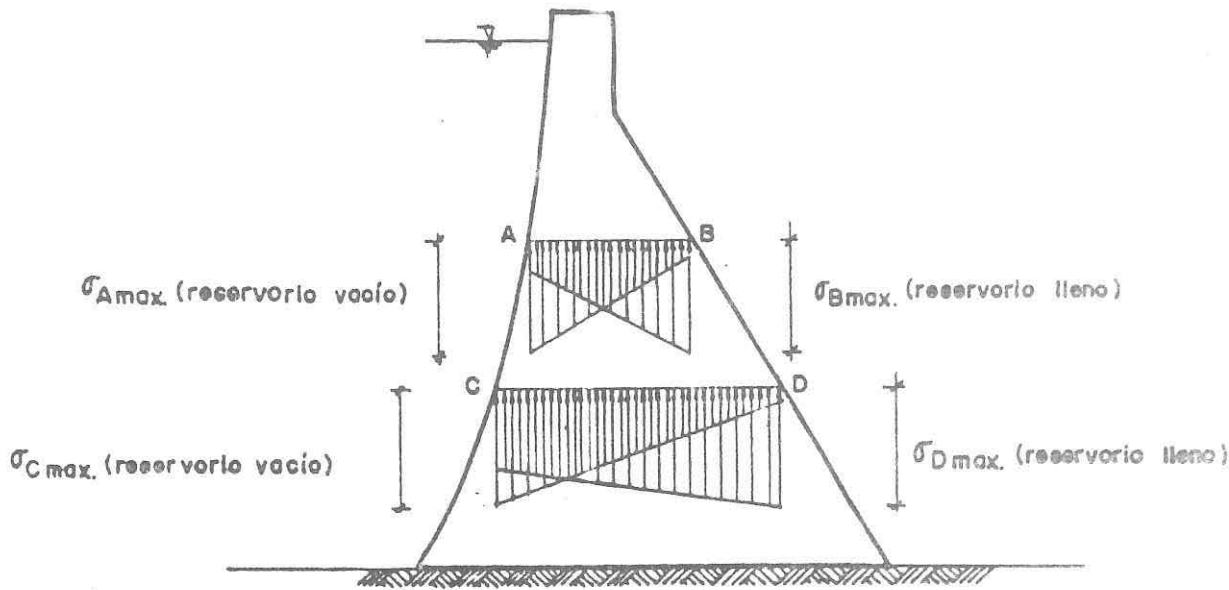
⁵ L.H.M. Navier, "Résumé des Leçons de Mécanique" (1826).

⁶ M. De Sazilly, "Sur un type de profil d'égal résistance proposé pour les murs des réservoirs d'eau" (1853).

aguas abajo en caso de reservorio lleno y en la de aguas arriba en caso de reservorio vacío. El perfil de la presa, propuesto por De Sazilly, era tal que ambos esfuerzos máximos eran iguales entre sí; e iguales, a su vez, a los esfuerzos máximos de todos los planos horizontales, constituyendo un "perfil de igual resistencia" (Fig. 1). De Sazilly intentó determinar la expresión del perfil en forma exacta; pero, a pesar de haber obtenido las ecuaciones diferenciales correctas, no pudo solucionarlas. Debido a esto, propuso como solución un perfil escalonado en ambas caras, en las que el ancho de la presa a un cierto nivel se determinaba en función del ancho en el nivel inmediato superior.

Es interesante anotar que el perfil de igual resistencia fue la base del planteamiento de De Sazilly y no mencionó en momento alguno otras condiciones, como que no se presenten esfuerzos de tracción o que la presa no se voltee alrededor del extremo de aguas abajo. Ambas exigencias, sin embargo, eran satisfechas automáticamente por el perfil de igual resistencia. Por otro lado, De Sazilly reparó en la necesidad de evitar el deslizamiento de la presa como un todo; pero, desde que nunca supo de un caso de falla de este tipo, los criterios de diseño que recomendó se limitaron al perfil de igual resistencia.

La primera presa construida de acuerdo al método de De Sazilly fue la Presa Furens (1861 - 1866), Francia, de 50 m de altura, para proteger Saint Etienne, y fue un 64% más económica que la Presa Val de Inferno (1785 - 1791), España, de haber tenido ambas la misma altura (Fig. 2). Es probable que la selección de una presa de gravedad para este caso se haya visto influida, no sólo por la clara preferencia que los diseñadores franceses mostraron por este tipo de estructuras en comparación con las presas de tierra, sino también por la existencia de la presa de gravedad de Alicante (1580 - 1594), España, que en ese entonces era la única presa en el mundo de altura comparable.



$$\sigma_{Amax} = \sigma_{Bmax} = \sigma_{Cmax} = \sigma_{Dmax}$$

Fig.1 "Perfil de igual resistencia" según de Sazilly

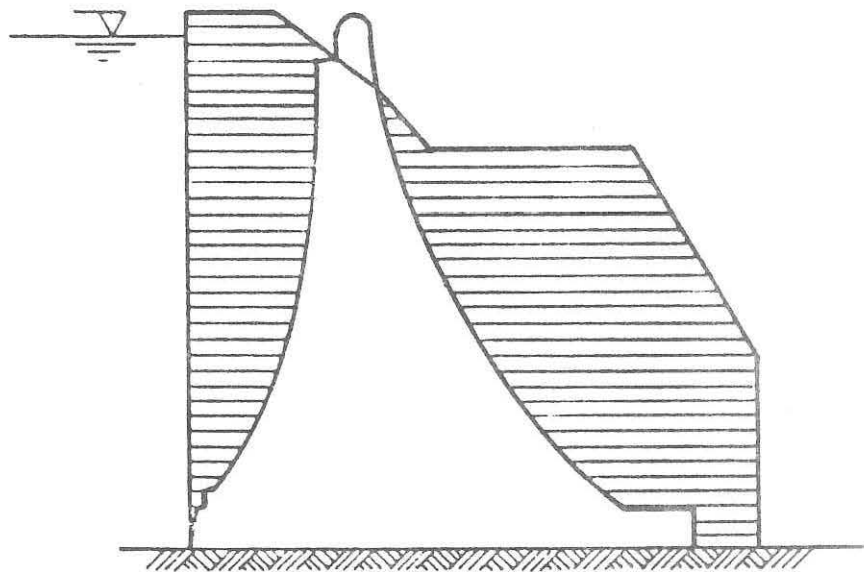


Fig.2 Comparación de los perfiles de la Presa Furens y la Presa Val de Inferno asumiendo igual altura de ambas.

Los ingenieros responsables del proyecto de la Presa Furens fueron M. Delocre, diseñador en jefe, y M. Graeff. Tras considerar el método de De Sazilly como el más conveniente, Delocre⁷ propuso un perfil poligonal con superficies inclinadas, en lugar de escalonadas, que permitía un ahorro del 3.25% del material y el uso de una mampostería de menor costo (Fig. 3).

Con respecto al esfuerzo normal máximo admisible, De Sazilly no sugirió valor alguno, lo que obligó a Delocre y Graeff a determinar un valor que les permita hacer el diseño. Con ese fin, Graeff⁸ analizó ocho presas mediante el método de De Sazilly, seis españolas y dos francesas (Fig. 4), determinando los esfuerzos máximos a los que habían sido sometidas durante su vida. Las presas españolas fueron Alicante, Almansa, Elche, Nijar, Puentes y Val de Inferno, obteniéndose esfuerzos máximos de 6.5 Kg/cm² en el caso de Val de Inferno y de 14.0 Kg/cm² en el de Almansa, como casos extremos. Las presas francesas fueron Bosmelaec y Grosbois, con esfuerzos máximos de 6.1 Kg/cm² y 10.4 Kg/cm² respectivamente. Estas cifras sugirieron la idea de tomar esfuerzos máximos admisibles de 6 Kg/cm² como ampliamente seguro y 14 Kg/cm² como límite.

Graeff, para reforzar la idea de la economía que significaba la utilización de un esfuerzo máximo admisible mayor, propuso, para la Presa Furens, un perfil en el que utilizó 6 Kg/cm² para el caso de reservorio vacío y 14 Kg/cm² para el caso de reservorio lleno, constituyendo un "perfil de desigual resistencia". En este caso se producían tracciones en la cara de aguas arriba cuando el reservorio estaba lleno. Evitar esta

⁷ M. Delocre, "Mémoire sur la forme du profil à adopter pour les grands barrages en maçonnerie des réservoirs" (1866).

⁸ M. Graeff, "Rapport sur la forme et le mode de construction du barrage du gouffre d'Enfer, sur le Furens, et des grands barrages en général" (1866).

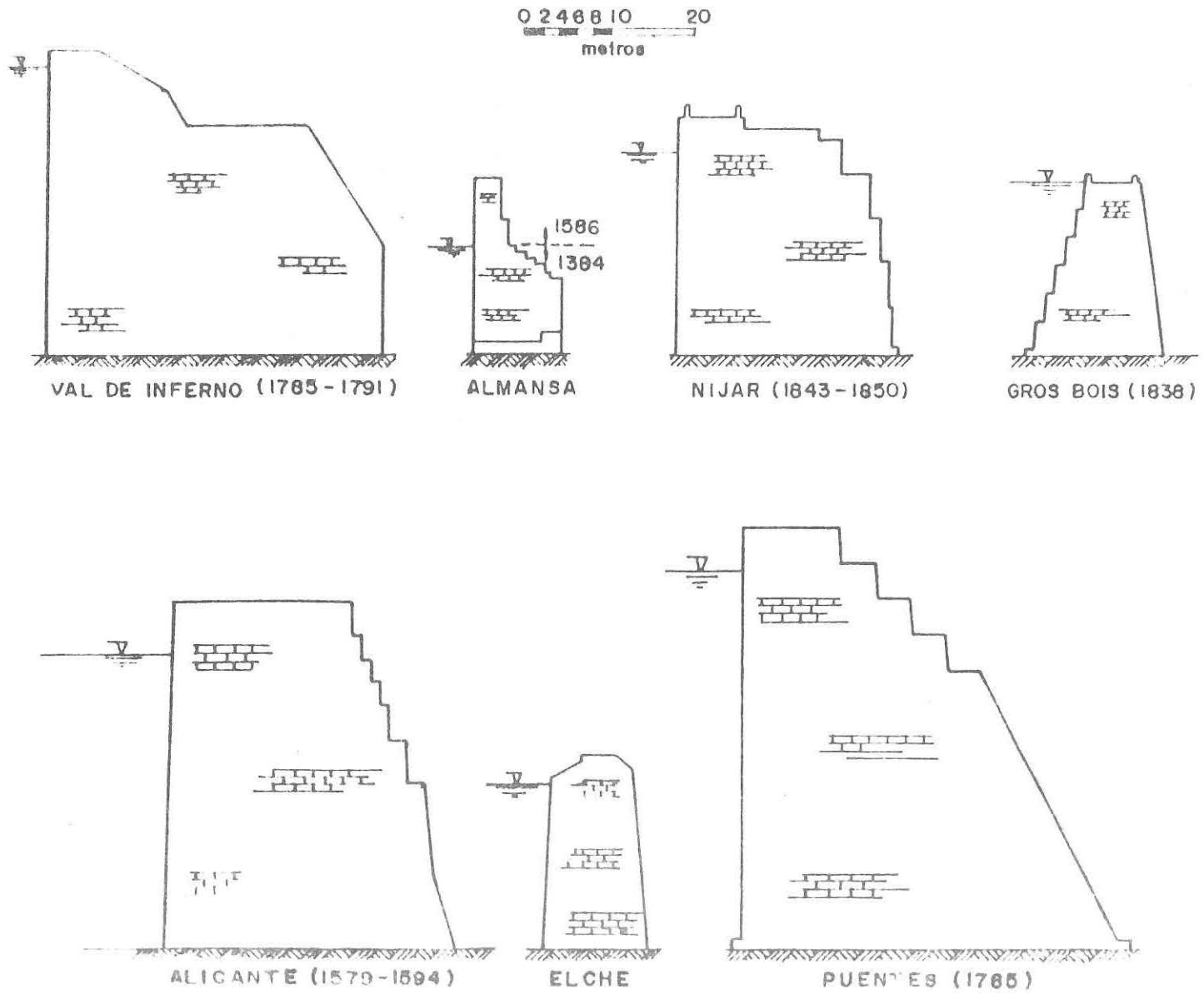


Fig.4 Presas construídas en España y Francia antes de 1850.

situación, sin embargo, no era entonces parte de los requerimientos del diseño. A pesar de la economía que este perfil hubiera podido significar, Delocre utilizó un perfil de igual resistencia, con un esfuerzo máximo admisible de 6 Kg/cm², ciñéndose al punto de vista de De Sazilly.

A similitud de sus predecesoras españolas, la Presa Furens fue construida con una cierta curvatura, teniendo un radio de 252 m a la altura de la cresta.

Por último, es importante comentar algunos hechos referentes al diseño de esta presa. En primer lugar, el valor del esfuerzo normal máximo admisible se determinó a partir de estructuras existentes y no a base de ensayos en los materiales con los que se iba a construir la presa. En segundo lugar, el valor del esfuerzo máximo admisible de 6 Kg/cm² es muy bajo, e incluso el límite de 14 Kg/cm² lo es también; los diseñadores utilizaron estos valores sin comentar al respecto. En tercer lugar, Graeff y Delocre no cuestionaron los alcances y limitaciones de la teoría que utilizaron; de hecho, la aplicación de las expresiones de Navier a estructuras con geometrías como la de la Presa Val de Inferno es de validez dudosa, desde que el elemento no cumple con la esbeltez necesaria para analizar el caso como flexión.

Después de la Presa Furens (Fig. 5) se construyeron otras presas de gravedad en Francia, entre las que se pueden mencionar la Presa Ternay (1865 - 1868), de 34 m de altura, para suministrar agua y proteger Annonay, con un esfuerzo máximo admisible de 7 Kg/cm²; la Presa Ban (1867 - 1870), de 46 m de altura, para suministrar agua a Saint Chamond, con un esfuerzo máximo admisible de 8 Kg/cm²; la Presa Pas du Riot (1870s), de 35 m de altura, para suministrar agua a Saint Etienne; la Presa Bouzey (1878 - 1881), de 14 m de altura, para alimentar el Canal de l'Este; etc.. La primera de éstas, la Presa Ternay, fue analizada mediante el método de M. Bouvier, que con-

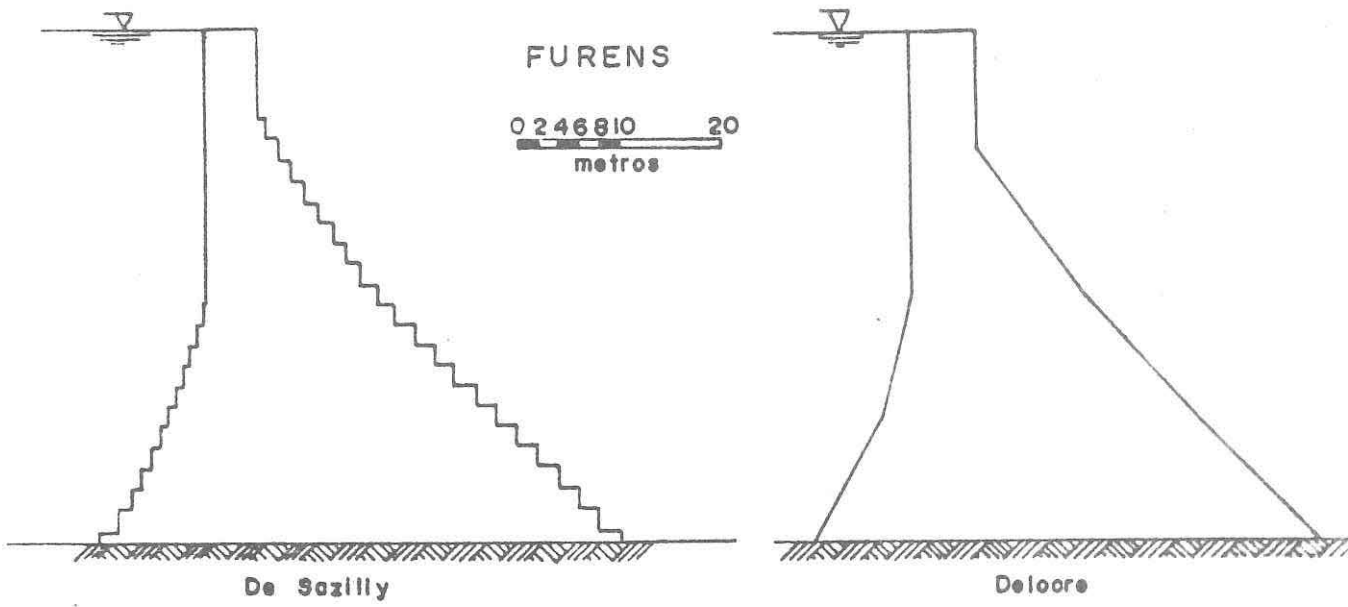


Fig.3 Comparación de los perfiles de la presa Furens, según De Sazilly y Delocre.

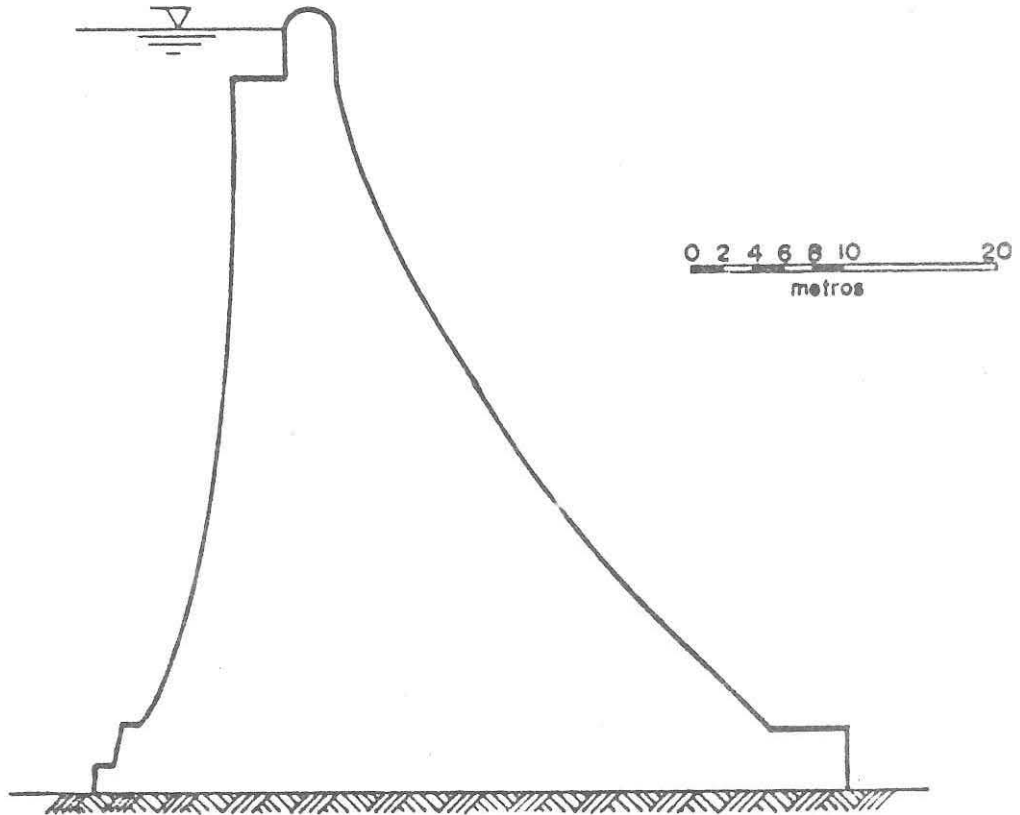


Fig.5 Presa Furens, Francia.

sideraba que los planos críticos eran oblicuos y no horizontales como De Sazilly. Este fue el primer ejemplo de una serie de investigaciones centradas en la determinación de la inclinación de los planos críticos, como se verá más adelante.

Asimismo, bajo la influencia del "estilo español", el gobierno francés mandó construir en Argelia varias presas de gravedad. Entre 1865 y 1870 se construyeron la Presa Habra y la Presa Tlelat. Posteriormente se levantaron la Presa Djidiouna (1875), la Presa Gran Cheurfas (1884) y la Presa Harmiz (1885). Todas fueron diseñadas según el perfil de igual resistencia, pero sólo en la Presa Habra se aplicó el método correctamente. Las otras presas estuvieron sometidas a esfuerzos de tracción en la cara de aguas arriba y quizás ésta haya sido la causa de la falla parcial de la Presa Gran Cheurfas en 1885.

La Presa Habra (Fig. 6), sin embargo, de 36 m de altura, falló en 1881 cuando 100 m de la cresta, de los 325 m de longitud total de la presa, sufrieron parcial destrucción a causa de un aumento de 4 m del nivel del agua por sobre el máximo esperado, debido a la capacidad insuficiente del aliviadero. La presión adicional produjo tracciones aguas arriba y el fisuramiento de la mampostería, lo cual aumentó el efecto de la subpresión y redujo el área resistente, en la cual los esfuerzos de compresión y corte se incrementaron notablemente. La falla de la Presa Habra demostró que las fallas se deben a una serie de mecanismos que se suceden; no siendo el efecto final, necesariamente, el que originó el proceso.

Algunos años después, en 1884, se produjo la primera falla de la Presa Bouzey (Fig. 7), después de la cual la presa fue totalmente reparada. Sólo once años después, en 1895, se sucede la segunda falla cuando 180 m de presa fueron destruidos hasta una profundidad de 10 m por debajo de la cresta. Si bien esta presa había sido diseñada como un perfil de igual

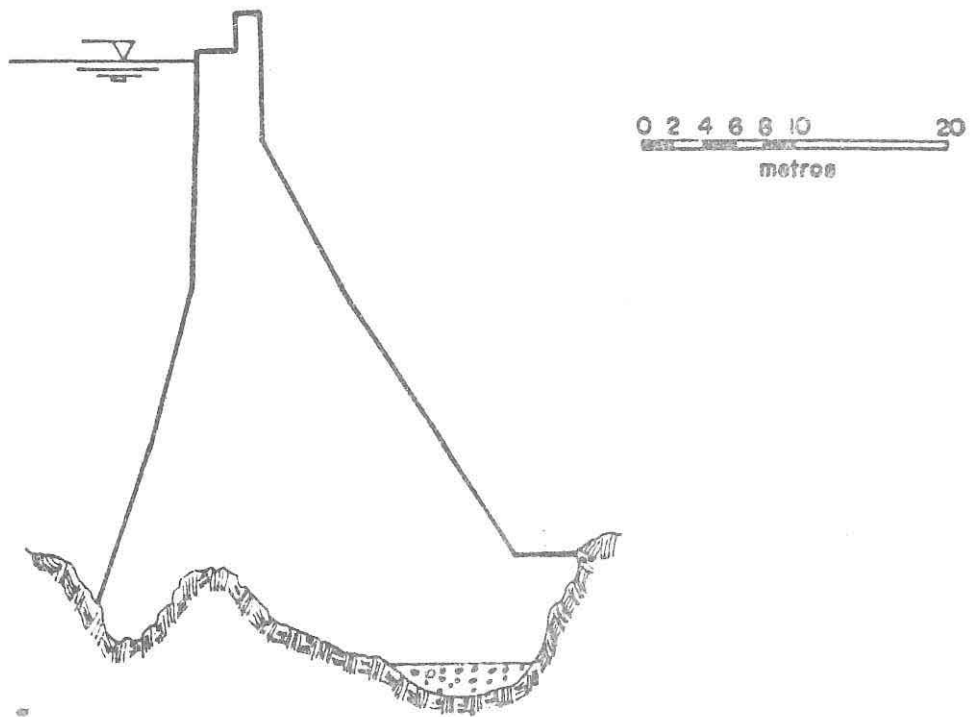


Fig.6 Presa Habra, Argelia

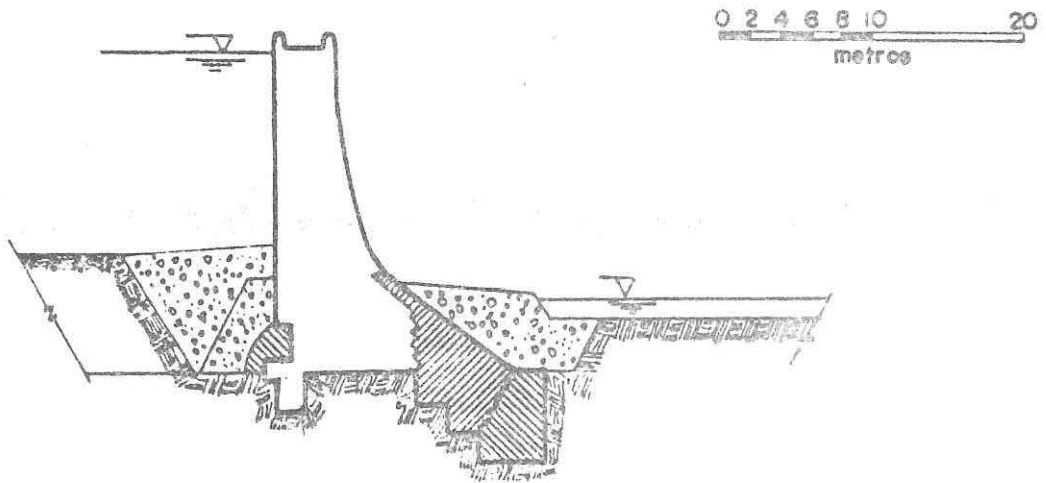


Fig.7 Presa Bouzey, Francia
 Las zonas sombreadas corresponden
 a las partes añadidas a raíz de la
 que fué la primera falla de esta
 presa en 1834.

resistencia, con un esfuerzo máximo admisible de 10.2 Kg/cm², la presencia de tracciones en la cara de aguas arriba, como causa de la falla, demuestran que no fue así. Estudios posteriores mostraron, además, que la presa había sido cimentada defectuosamente, lo que originó desplazamientos relativos en el cuerpo de la presa.

La falla de estas presas, Habra y Bouzey, ambas bastante largas para su altura, sugirió la sensibilidad de este tipo de estructuras a los efectos térmicos que producen grietas verticales por las contracciones. Se estimó recomendable, para contrarrestar este efecto, el curvar, en planta, el eje de las presas. Por otro lado, estas fallas hicieron que los diseñadores se interesaran, por primera vez, en el estudio de los esfuerzos cortantes, hasta entonces no considerados.

Paralelamente, el ingeniero escocés W.J.M. Rankine⁹ propone algunos criterios de diseño adicionales. En primer lugar, no debían presentarse esfuerzos de tracción en los extremos de esfuerzo mínimo; es decir, en la cara de aguas arriba para el caso de reservorio lleno y en la de aguas abajo para el de reservorio vacío. El nuevo criterio propuesto por Rankine no fue valorado en forma inmediata y sólo tras la falla de la Presa Bouzey, debido a la presencia de esfuerzos de tracción en la cara de aguas arriba, fue aceptado universalmente. El criterio de Rankine se ha formulado también como la "regla del tercio central", según la cual la resultante de las fuerzas exteriores de una sección debe aplicarse en un punto del tercio central de la sección para evitar la presencia de esfuerzos de tracción. En segundo lugar, el esfuerzo máximo actuante en cualquier dirección, no sólo en la dirección vertical, debía ser menor que el esfuerzo máximo admisible. Rankine, sin embargo, no indica cómo determinar este esfuerzo máximo, lo que no quita validez a su afirmación pero sí imposibilitó

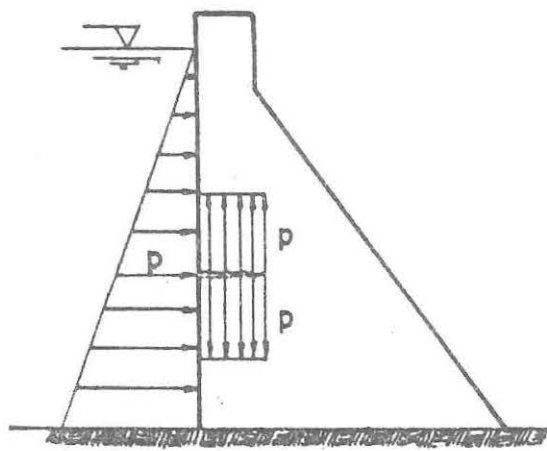
⁹ W.J.M. Rankine, "Repprt on the Design and Construction of Masonry Dams" (1972).

aplicarla en ese momento. En tercer lugar, la presa debía ser lo suficientemente pesada para evitar el deslizamiento.

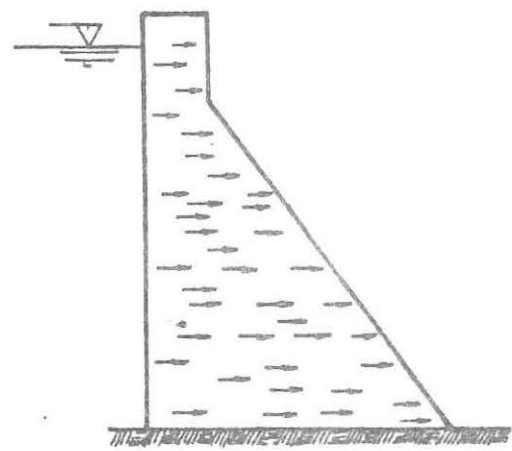
Rankine participó en el diseño de la presa para el esquema de irrigación del río Periyar, India, que no se realizó hasta 1898. Para este caso propuso un perfil basado en curvas logarítmicas y una configuración curva de toda la presa para evitar las tracciones horizontales en la cara de aguas abajo. Por último, debe resaltarse que Rankine no propuso un incremento del valor del esfuerzo máximo admisible, manteniéndose los valores bajos de uso común en el momento.

En forma paralela, los diseñadores se preguntaron por el efecto de la presencia del agua dentro de la presa. En el diseño de la Presa Gileppe (1870 - 1875), Bélgica, en un intento de considerar la acción de la presión interna, se tomó un peso específico del material de $1,300 \text{ Kg/m}^3$, que correspondía al peso específico sumergido. Este punto de vista, bastante conservador, revela el espíritu de los ingenieros de la época de protegerse del efecto de la presión interna hasta entonces no estudiado. Otro ejemplo importante de destacar lo constituye la Presa Vyrnwy (1881 - 1892), Inglaterra, de 42 m de altura y 410 m de largo, para suministrar agua a Liverpool, que fue la primera presa en contar con un sistema de drenes y túneles para disminuir el efecto de la presión interna. El diseño, sin embargo, fue muy conservador si consideramos la ayuda que constituía el sistema de drenes. Estudios posteriores sobre el efecto de la presión interna generaron dos puntos de vista diferentes (Fig. 8).

El primero, denominado "Teoría de las Grietas" y apoyado por M. Levy (1895), Lieckfeldt (1897), Link (1910), etc., indicaba que el agua penetraba en la presa a través de fisuras horizontales, a lo largo de las cuales la presión del agua era constante e igual a la presión en el punto de la cara de aguas arriba. Este punto de vista motivó la denominada "regla de Maurice Levy" (1895), presentada por Levy a la Academia de



TEORIA DE LAS GRIETAS



TEORIA DE LOS POROS

Fig.8 Dos puntos de vista con respecto a la acción del agua contenida dentro de la presa.

Ciencias Francesa sólo tres meses después de la falla de la Presa Bouzey. Esta regla indicaba la necesidad de mantener, en la cara de aguas arriba, esfuerzos normales mayores que la presión del agua, para evitar la presencia de tracciones en la mampostería y su fisuramiento.

Es interesante comentar que en Francia nunca se pretendió que la regla de Maurice Levy fuera de uso obligatorio en el diseño de presas. De hecho, su uso tan frecuente fue el resultado de un error de interpretación de una circular ministerial francesa en 1897, que se refería a otros aspectos del trabajo de Levy, fundamentalmente a la reducción del perfil de la presa en las cercanías de la base para evitar esfuerzos cortantes máximos muy elevados. Como consecuencia de la aplicación de esta regla, las presas de gravedad francesas de principios de siglo suelen mostrar dimensiones mayores que las del resto del mundo. Posteriormente se demostró, incluso con evidencia experimental, la falsedad de la Teoría de las Grietas, por lo que actualmente ha caído en desuso; sin embargo, la regla de Maurice Levy no perdió validez a pesar de haber partido de una consideración equivocada, puesto que, como se verá más adelante, también se ajusta a la que es la real distribución de la presión del agua dentro de la presa. Esta circunstancia, aunque casual, le brindó a las presas francesas un nivel de seguridad necesario que se adelantó a lo que podía ofrecer el conocimiento del problema en ese entonces.

El segundo punto de vista, llamado "Teoría de los Poros" y apoyado por P. Fillunger¹⁰, G. Terzaghi¹¹, S. Leliavsky¹², etc., indica que el agua es capaz de penetrar en la presa sin necesidad de que se produzcan fisuras. El ingreso del agua en la presa obedecería, entonces, a la permeabilidad del mate-

¹⁰ P. Fillunger, "Der Auftrieb in Talsperren" (1913).

¹¹ K. Terzaghi, "Die Wirksame Flächenporosität des Betons" (1934).

¹² S. Leliavsky, "Pore Versus Crack as Basis of Uplift Concept" (1948).

rial. Dentro de la presa se presentaría un patrón de flujo de agua, igual al que se presentaría dentro de cualquier otro medio poroso. Este flujo generaría fuerzas viscosas que en conjunto constituirían el empuje del agua. El empuje del agua, consecuentemente, no se aplicaría en la cara de aguas arriba de la presa, sino en toda la masa de la estructura. En este caso, en el que se tiene una presa de material homogéneo e isotrópico, la presión interna variaría en forma lineal, desde un máximo en la cara de aguas arriba, igual a la columna de agua que la cubre, hasta cero en la cara de aguas abajo.

Asimismo, a fines del siglo pasado se desarrolla un nuevo adelanto técnico: el uso del concreto como material de construcción en presas. Anteriormente, en la década de 1870, el concreto sólo había sido utilizado como núcleo impermeable en presas de mampostería o de tierra. La Presa San Mateo (1887 - 1889), Estados Unidos, de tipo de arco, de 51 m de altura y 207 m de largo, para suministrar agua a San Francisco, fue la primera presa construida enteramente de concreto y se comportó satisfactoriamente pocos años después durante el sismo de San Francisco de 1906. La Presa Upper Otay (1899 - 1900), Estados Unidos, de tipo de arco, de 26 m de altura, para suministrar agua a San Diego, fue el primer caso de uso de concreto reforzado en la construcción de presas.

Por otro lado, también a principios de siglo, diferentes investigadores propusieron la forma de determinar la distribución de esfuerzos cortantes en planos horizontales. E.P. Hill¹³ propuso una fórmula aplicable sólo a presas cuya cara anterior fuera vertical. Posteriormente, W.C. Unwin¹⁴ plantea un método gráfico muy simple, pero de una imprecisión mayor que la tolerable para estos casos; S. Leliavsky¹⁵, al respec-

¹³ E.P. Hill, "Stresses in Masonry Dams" (1908).

¹⁴ W.C. Unwin, "On the Distribution of Shearing Stresses in Masonry Dams" (1905).

¹⁵ S. Leliavsky, "Shearing Stresses in Gravity Dams" (1938).

to, sugirió una forma analítica de abordar el modelo de Unwin, que permitía obtener una precisión satisfactoria, pero a costa de un proceso de cálculo largo y tedioso. Asimismo, D. Mohr¹⁶ propone una fórmula general que se basa en la afirmación de K. Pearson según la cual los esfuerzos cortantes se distribuyen en forma parabólica. Esta fórmula es de fácil uso y se aplica a cualquier perfil de la presa, teniendo como única limitación el que la distribución de esfuerzos normales sea lineal, lo que coincide con la teoría clásica.

El método de análisis de De Sazilly fue constantemente cuestionado, especialmente en Francia, por los estudiosos de las presas de gravedad. La afirmación, sin la debida demostración matemática, de que los planos horizontales eran los críticos, originó diferentes argumentos contrarios. Entre los opositores al método de De Sazilly encontramos a Bouvier (1875), Guillemain (1880), Hétier (1885), Clavenad (1887), entre otros.

Dentro de esta discusión se desarrolla, a principios de este siglo, uno de los desacuerdos más importantes sobre el análisis de las presas de gravedad. K. Pearson y L.W. Atcherley¹⁷, de la Universidad de Londres, luego de experiencias en modelos a escala, llegaron a la conclusión de que las presas fallaban por tracción en planos verticales cercanos al extremo de aguas abajo; y señalaron que las presas construidas según los criterios tradicionales no eran seguras. Muchas presas interrumpieron su construcción e incluso la Presa de Aswan, Egipto, cuya altura se estaba incrementando, suspendió la construcción. Indicaron, además, que la distribución de esfuerzos cortantes era parabólica y no lineal, como hasta entonces se había considerado, y que el esfuerzo cortante máximo era bastante mayor que lo que se estimaba. Por último, se re-

¹⁶ D. Mohr, "Abhandlungen aus dem Gebiete der technischen Mechanik" (1914).

¹⁷ K. Pearson y L.W. Atcherley, "On Some Disregarded Points in the Stability of Masonry Dams" (1904).

firieron también a la dudosa validez de idealizar la presa como una serie de tajadas verticales independientes, como ya lo habían cuestionado anteriormente otros investigadores.

Focos años después, J.S. Wilson y W. Gore¹⁹ apoyados en el resultado de experimentos más elaborados, demostraron que el punto de vista de Pearson y Atcherley, referente a los planos críticos verticales, no se ajustaba a la realidad. Paralelamente, W.C. Unwin propuso un método de cálculo de los esfuerzos normales en planos verticales que probaba la inexistencia de tracciones cerca del extremo de aguas abajo, confirmando lo indicado por Wilson y Gore. El error en el planteamiento de Pearson y Atcherley estaba en una consideración equivocada de la distribución de esfuerzos cortantes en los planos horizontales. Ellos asumieron una parábola simétrica como en el caso de un elemento rectangular esbelto sometido a flexión, que no es el caso de las presas de gravedad. Wilson y Gore indicaron, también, que la teoría hasta entonces utilizada era segura para el diseño y sólo presentaba errores en las cercanías de la base, los mismos que tendían a desaparecer en secciones más alejadas de la cimentación. Según ellos, de necesitarse resultados más precisos, se requeriría de la aplicación de las ecuaciones de la elasticidad. Esta afirmación marca el principio del fin de la época de De Sazilly, e invita a los estudiosos a plasmar sus investigaciones en nuevos métodos para determinar los esfuerzos.

La teoría de la elasticidad se aplicó, no sólo a la presa en sí, sino también a la fundación, considerándose ambas como perfectamente elásticas, homogéneas e isotrópicas. Los primeros intentos de utilizar las ecuaciones de la elasticidad se presentaron a fines del siglo pasado cuando Levy (1895) inició el tratamiento de este tema. En los años sucesivos otros investigadores como J.H. Mitchell (1900), L.F. Richardson

¹⁹ J.S. Wilson y W. Gore, "Stresses in Dams: An Experimental Investigation by means of India-Rubber Models" (1908).

(1910), Fillunger (1910), K. Wolf (1914), K. Kammüller (1930), B.E. Jakobsen (1932), F. Jonson (1933), H.A. Brahtz (1936), D. Mac Henry (1943) plantearon posibles soluciones alternativas. De especial importancia es la solución de Richardson que, utilizando las funciones de esfuerzos de Airy, llegó a resultados que coincidían con los ensayos de Wilson y Gore. Estos nuevos planteamientos, sin embargo, nunca llegaron a ser internalizados por los diseñadores debido a la complejidad de su aplicación, manteniéndose vigente la Teoría Clásica, que venía siendo utilizada, de De Sazilly - Levy.

Posteriormente, J.C. Zenkiewicz¹⁹ inicia la que se considera una nueva fase en el análisis y diseño de las presas de gravedad, que se basa en las ecuaciones de la elasticidad. Los resultados a los que llegó fueron muy similares a los que 40 años antes obtuvieron Wilson y Gore, y confirmaron, también, la validez de la Teoría Clásica como una herramienta para el análisis en muchos casos. El desarrollo posterior en el análisis de las presas de gravedad se siguió orientando y basando en la aplicación de las ecuaciones de la elasticidad.

¹⁹ J.C. Zenkiewicz, "The Stress-Distribution in Gravity Dams" (1947).

CONCLUSIONES

La "Teoría Clásica", o "Teoría de De Sazilly - Levy", surge a mediados del siglo pasado. Desde entonces, evoluciona apoyada, fundamentalmente, en el estudio de los aciertos y desaciertos cometidos en el análisis, diseño y construcción de las presas de gravedad.

La Teoría Clásica se basa en la evaluación de los esfuerzos en planos horizontales. En estos planos, se considera que los esfuerzos normales se distribuyen linealmente, mientras que los cortantes lo hacen parabólicamente, de acuerdo a De Sazilly y Pearson respectivamente. A pesar de la solidez de las secciones de estas presas, la determinación de los esfuerzos normales se sustenta en el punto de vista de Navier sobre la flexión de elementos esbeltos.

Dos aportes fundamentales en el desarrollo de la Teoría Clásica fueron los presentados por Rankine, en la segunda mitad del siglo pasado, con relación a la necesidad de evitar esfuerzos de tracción en la cara de aguas arriba, y por Leliavsky, hace poco menos de medio siglo, con respecto a la "Teoría de los Poros" como una forma de explicar la acción del agua contenida dentro de la presa.

Todas las hipótesis planteadas, sobre el comportamiento de las presas de gravedad, introducen errores en los resultados finales. Se ha demostrado, sin embargo, mediante métodos de análisis más elaborados, que la Teoría Clásica constituye un arma valiosa, de fácil uso y precisión satisfactoria, en la generalidad de los casos de uso práctico. Los errores que se presentan se hacen despreciables en presas de menos de 50 m y en las de mayor altura tienden a disminuir conforme nos alejamos de la base.

BIBLIOGRAFIA

1. American Society of Civil Engineerings (A.S.C.E.) and United States Committee on Large Dams (U.S.C.O.L.D.), "Arch Dams. Embankment Dams. Concrete Gravity Dams.", A.S.C.E. (1967).
2. Creager, W.P., Justin, J.D. and Hinds, J., "Engineering for Dams" (Volume II), John Wiley and Sons Inc. (1945).
3. Golze, A.R., "Handbook of Dam Engineering", van Nostrand Reinhold Company (1977).
4. Gómez Navarro, J.L. y Aracil, J.J., "Saltos de Agua y Presas de Embalse", Publicaciones de la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (1945).
5. Hanna, F.W. and Kennedy, R.C., "Design of Dams", McGraw - Hill Book Company Inc. (1938).
6. Leliavsky, S., "Dams", Chapman and Hall Ltd. (1981).
7. Portland Cement Association, "Presas Pequeñas de Concreto", Editorial Limusa S.A. (1978).
8. Schoklitsch, A., "Construcciones Hidráulicas" (Tomo II), Editorial Gustavo Gili S.A. (1968).
9. Thomas, H.H., "The Engineering of Large Dams" (Part 1), John Wiley and Sons Ltd. (1976).
10. United States Department of the Interior - Bureau of Reclamation (U.S.B.R.), "Diseño de Presas Pequeñas", C.E.C.S.A. (1966).
11. United States Department of the Interior - Bureau of Reclamation (U.S.B.R.), "Design Standars No.2. Concrete Dams.", (1966).