

METODOS DE CALCULO DE LA ESTABILIDAD DE PRESAS DE FABRICA. COEFICIENTE DE SEGURIDAD

Dr. Ing. C. C. P. S. URIEL

Se ha repetido, en numerosas ocasiones que la presa, su cimiento y el agua embalsada constituyen una unidad cuyo equilibrio estable, o cuya eventualidad de rotura, deben analizarse en conjunto, en función de las características tenso-deformacionales de los materiales que lo forman. Sin embargo, esta idea tan obvia ha tenido hasta el momento un desarrollo muy limitado. La complejidad de los contornos, casi siempre tridimensionales, pero muy especialmente la inmensa variedad de las rocas y de la tectónica de las formaciones, cuyo comportamiento frente a las sollicitaciones impuestas es poco conocido, son las causas principales de que los estudios de estabilidad sean unas imágenes muy simplistas y con frecuencia muy alejados del proceso mecánico que tiene lugar realmente en la obra.

Pero la fisiología de los medios rocosos va siendo cada vez más conocida y, por otra parte, la ayuda de las calculadoras electrónicas permite abordar la resolución de los modelos matemáticos planteados por la interrelación de obra y terreno y el tanteo de diversos valores de aquellas características cuyo conocimiento sea dudoso, permitiendo así una adecuada evaluación de la influencia de los parámetros puestos en juego. Hemos entrado ya en una época en la que se hablará cada vez menos de "cálculo o coeficiente de seguridad de la cimentación", "tensión admisible en la presa o en el terreno", etc., conceptos, todos ellos, que llevan implícitos un reconocimiento de la independencia de la presa y de su cimentación y se llegará a establecer una cifra, un coeficiente de seguridad para juzgar la estabilidad de la obra acompañado, quizá, de una probabilidad de que ocurra la eventualidad de una rotura completa si existen estimaciones estadísticas suficientes de los datos de partida.

El conocimiento del estado tensional bajo las cargas o sollicitaciones que presumiblemente actuarán en la obra, es decir, el llamado con frecuencia "cálculo elástico" de la presa, si bien siempre interesante en especial durante la etapa de tanteos previos perderá importancia frente al cálculo "en rotura", cuyo resultado final será ese coeficiente de seguridad que buscamos. De hecho, en presas de materiales sueltos se ha llegado ya a esta etapa y solamente se evalúa la posibilidad de un deslizamiento, mediante los métodos expuestos en el capítulo precedente, que unen presas y cimientos en un mismo destino. En este

tipo de presa, como es bien sabido, pueden existir zonas en las que se ha agotado la resistencia del material sin que por ello la estabilidad del conjunto sea inadecuada. La distribución de tensiones en circunstancias normales interesa para conocer los asentamientos que experimentará la presa con objeto de prever el resguardo y el volumen de materiales a colocar. En presas de fábrica puede ocurrir un hecho análogo y existir áreas plastificadas o cuasi-plastificadas, bien en el terreno de cimentación o en el cuerpo de la presa, de tanto mayor extensión cuanto mayor es el volumen de la obra. Pueden ser importantes en presa de gravedad, pero también pueden presentarse en presas de bóveda. Las Normas o Instrucciones nacionales y extranjeras permiten tracciones siempre que el reajuste de tensiones que la rotura de estas zonas origina sea soportado por el resto de la estructura.

Preveamos, por tanto, una tendencia al cálculo en rotura de presa y cimentación unidas del cual el estado tensional en régimen normal será una etapa intermedia. El problema que se presenta al proyectista consiste, por consiguiente, en la determinación de la relación entre las sollicitaciones y las características tenso-deformacionales de la presa y del terreno que abocan a la rotura para unos contornos previos. La comparación de las circunstancias reales con la relación así establecida conducirá a la obtención del coeficiente de seguridad. Su valor mínimo a exigir dependerá, como es sabido, del método de cálculo empleado, de la confianza en los parámetros que nos definen la resistencia y deformabilidad de los materiales y de la posibilidad de presentación de las cargas previstas.

En el caso de presas las sollicitaciones son bastante fijas. El peso propio y el empuje hidrostático pueden ser establecidos con errores mínimos. Solamente la subpresión en el interior del medio rocoso, así como las acciones sísmicas u otras eventualidades poco corrientes pueden presentar incógnitas en la etapa de proyecto. No obstante, los valores de la presión intersticial del agua o de los coeficientes sísmicos que se consideran en los cálculos suelen ser prudentes por lo que no es preciso, por lo general, aplicar factores de incertidumbre. Es opinión del autor que el coeficiente de mayoración de cargas puede ser igual a la unidad.

A similar conclusión se llega en lo que respecta a las características del hormigón. Las modernas instalaciones

y métodos de puesta en obra permiten la fabricación de un material homogéneo cuyas propiedades pueden ser incluso proyectadas de antemano y cuya dispersión en volúmenes importantes suele ser pequeña. No es el caso de una estructura reticulada de una edificación de espesores reducidos en la que una sola amasada defectuosa puede poner en peligro el conjunto. La existencia de pequeñas zonas de menor resistencia dentro del cuerpo de una presa, aunque sea de tipo bóveda, no suele producir sobretensiones importantes en las áreas cercanas. El coeficiente de minoración de la resistencia y deformabilidad puede ser también la unidad o un valor cercano a uno. Es conveniente resaltar que al hablar de resistencia del hormigón nos referimos no al criterio de compresión o tracción simple límites, como es práctica más frecuente, sino a la línea o superficie de resistencia intrínseca que define la envolvente de los círculos de Mohr de rotura, de la que aquellas resistencias son casos particulares. Si bien en la mayor parte de los casos las tensiones máximas tienen lugar en los paramentos en donde una de las tensiones principales efectivas es nula, en cuyo caso la rotura frágil se alcanza para los criterios convencionales, existen otras en que esta circunstancia no se verifica y nos encontraríamos demasiado del lado de la seguridad, en especial si se acotan también los esfuerzos tangenciales máximos. Si se acepta el criterio de Mohr-Coulomb deben fijarse los parámetros de cohesión y ángulo de rozamiento efectivos del hormigón o la relación genérica tensión-deformación en caso más general.

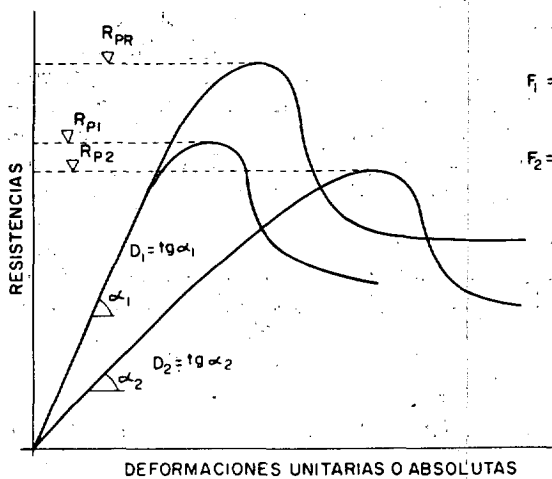


Figura 1.

- R_{PR} = resistencia de pico para el medio rocoso real.
- R_{P1} = resistencia de pico precisa para el equilibrio estricto con módulo D_1 .
- R_{P2} = resistencia de pico precisa para el equilibrio estricto con módulo D_2 .
- F_1 = coeficiente de seguridad con módulo D_1 .
- F_2 = coeficiente de seguridad con módulo D_2 .

Queda, por tanto, como determinante del coeficiente de seguridad, el suelo de apoyo de la presa. Aunque nuestro conocimiento sobre los medios rocosos va mejorando constantemente, sus propiedades se nos ofrecen como las variables más aleatorias en la estabilidad de la

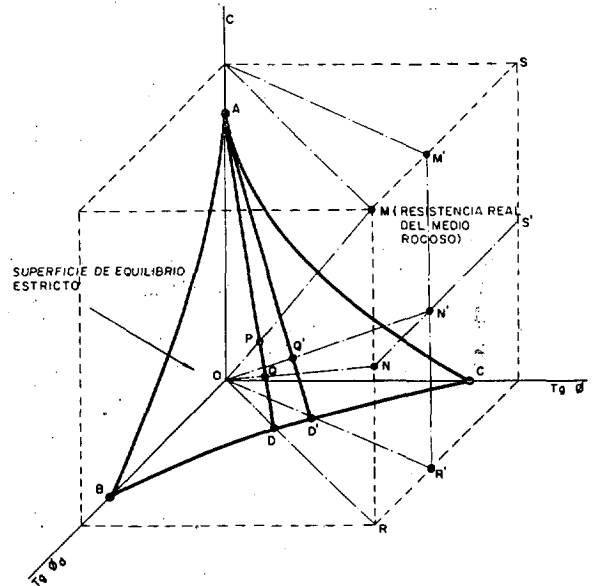


Figura 2.

F = coeficiente de seguridad.

Línea OM

$$F_{\varnothing} = F_c = F_{\varnothing_d} = \frac{MO}{PO}$$

Línea ON

$$F_{\varnothing} = \frac{F_c}{K} = F_{\varnothing_d} = \frac{ON}{OQ} \quad K = \frac{MR}{NR}$$

Línea ON'

$$F_{\varnothing} = \frac{F_c}{K} = \frac{F_{\varnothing_d}}{K'} = \frac{ON'}{OQ'} \quad K = \frac{M'R'}{N'R'} \quad K' = \frac{N'S'}{N'S'}$$

\varnothing = ángulo de rozamiento de la roca matriz.

\varnothing_d = ángulo de rozamiento de las litoclasas.

c = cohesión de la litoclasa.

obra y a ellas conviene referir el coeficiente de seguridad. Varios caminos se abren ahora, según que consideremos sólo la deformabilidad, sólo la resistencia al esfuerzo tangencial o una combinación de ambas características. Si se efectúa un ensayo de resistencia bajo una presión normal constante sobre cualquier zona de un medio rocoso ya sea una litoclasa, un cierto volumen de roca matriz o, si ello fuese posible, una zona amplia que abarcará los defectos fundamentales del medio, se obtiene una relación entre tensiones y deformaciones similar a la dibujada en

la figura 1. Se alcanza la "resistencia de pico" para una cierta deformación a partir de la cual disminuye hasta estabilizarse en la "residual". La pendiente angular de la primera parte de la línea nos define un módulo de deformación o un módulo de balasto, según que las deformaciones sean unitarias o absolutas.

Supongamos que bajo las cargas aplicadas por la obra tal zona es aceptable. Si, progresivamente, producimos una imaginaria disminución de la cohesión y del ángulo de rozamiento del medio rocoso llegará a un momento en que o bien deslice la cimentación o bien las tensiones producidas en la obra han sido tales que el hormigón llega a agotar su resistencia. Los resultados serán diferentes, según sea el módulo de deformación asignado al medio rocoso durante esa ideal pérdida de resistencia ya que, como es bien sabido, la distribución de tensiones en el cuerpo de la presa depende de la deformabilidad de la cimentación en relación con el hormigón. Las diferencias

de seguridad de una presa la relación entre la resistencia al esfuerzo tangencial real del medio rocoso, cohesión y rozamiento, y la de otro, ideal, para el cual se encontraría la obra en equilibrio estricto bajo las sollicitaciones impuestas por las fuerzas de masa y el empuje del agua realmente actuantes. El módulo de deformación del medio debe ser también aminorado cuando tal disminución suponga un incremento de la resistencia precisa por el equilibrio o un aumento en las tensiones del hormigón.

El primer problema que se plantea es, por consiguiente, la determinación de la relación que debe existir entre los parámetros de cohesión y rozamiento de los diferentes elementos de la cimentación que conduzca a un corrimiento en el propio terreno de apoyo, a un deslizamiento en el contacto con el hormigón o a una rotura del cuerpo de la presa adecuando el módulo de deformación a la resistencia al esfuerzo tangencial elegido para cada tanteo. Conocida tal relación, el coeficiente de seguridad puede

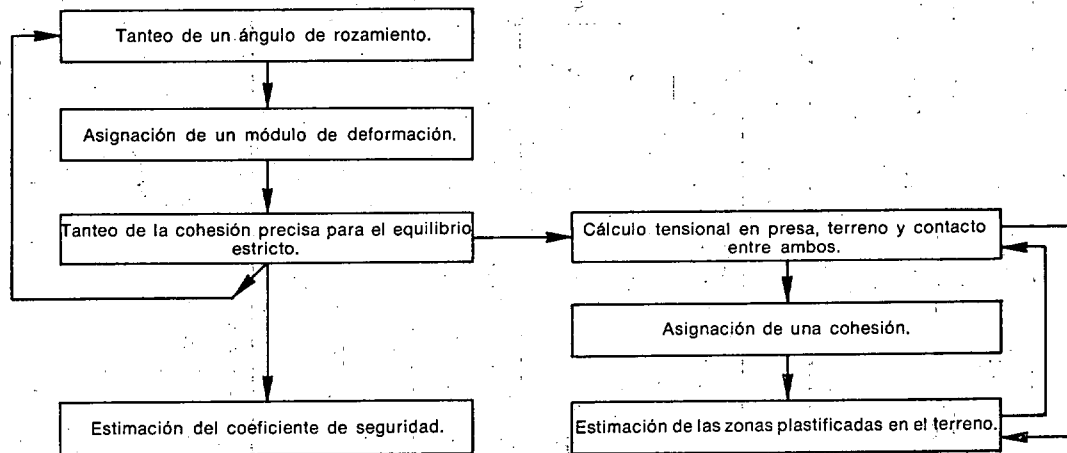


Figura 3.

serán pequeñas en muchas ocasiones, pero es evidente que existe una influencia. Su signo dependerá del tipo y morfología de la presa pudiéndose mejorar o empeorar las condiciones de trabajo del hormigón al disminuir el módulo de deformación del terreno. Parece lógico en principio que si juzgamos la estabilidad de la obra frente a una posible pérdida de resistencia ésta vaya simultáneamente con otra del módulo de deformación, ya que ambas características varían en el mismo sentido para cualquier tipo de material. Sin embargo, si con tal variación del módulo se distribuyen más uniformemente las tensiones en la presa, también parece prudente no tenerla en cuenta y efectuar los cálculos con una deformabilidad igual a la del terreno real. Por tal motivo, tampoco es adecuada la definición del coeficiente de seguridad basado solamente en esta propiedad.

A la vista de las consideraciones anteriores juzgamos como criterio más conveniente para definir el coeficiente

obtenerse por el método expuesto por el autor en otras ocasiones (referencia 1). En la figura 2 se indica, por ejemplo, el criterio seguido para el caso en que se han considerado tres variables: cohesión, rozamiento de la litoclasa y rozamiento de la roca matriz. Como se señala en la figura pueden deducirse igualmente el coeficiente de seguridad cuando el grado de confianza en los parámetros de resistencia es diferente. La Instrucción Española de Grandes Presas exige una minoración mayor o igual a 4 para la cohesión y 1,5 para el ángulo de rozamiento.

Como resumen de lo indicado en los párrafos anteriores se esquematizan en las figuras 3 y 4 dos posibles caminos para la obtención del coeficiente de seguridad. El primero es indudablemente más largo, pero se obtiene una panorámica más general que relaciona todas las variables puestas en juego para un equilibrio estricto, permite un mejor juicio de la influencia de los diferentes fac-

CUADRO 1

Dimensionalidad de cimiento y estructura	Tipo de resolución	Tipo o estado de los materiales	Morfología del medio rocoso	Autores	Observaciones
Estructura tridimensional.	Modelos reducidos.	Elastico y rotura por aumento de fuerzas externas.	Cualquiera.		
Cimiento tridimensional.	Sustitución por una estructura reticulada.	Elastico.	Isotropo-heterogeneo.	Varios.	Cálculo convencional de presas bóveda. Empotramiento elastico con la cimentación.
	Modelos fotoplásticos.	Elastico.	Isotropo.		
		Viscoelastico.	Isotropo-heterogeneo.	F. Arriaga.	Ref. 4.
Estructura y cimiento bidimensional.	Elementos finitos estructurales.	Elasto-plástico.	Isotropo-heterogeneo.	Turner, Clough, Zienkiewicz.	Refs. 2 y 5.
			Isotropo-heterogeneo.	Cañizo, Castillo, Sarsa.	
	Diferencias finitas.	Elasto-plástico.	Isotropo-heterogeneo.	Ang-Harper.	Ref. 6.
				Lorente de No.	Ref. 7.
		Visco-elasto-plástico.	Isotropo.	Fort-Ang-Harper.	
Cimiento tridimensional.	Equilibrio vectorial de fuerza en rotura.	Plástico.	Litoclasado Deslizamiento a lo largo de las litoclasas.	P. Londe. B. Gucina. I. Tucovic.	Ref. 8. Ref. 9.
	Método de las características de tensiones.	Rígido-plástico.	Isotropo. Ortotrópico u oligotrópico sin peso propio.	Sokolovsky. S. Uriel.	Ref. 10. Ref. 1.
Cimiento bidimensional.	Método de las características de tensiones y deformaciones.	Plástico dilatante y rigidizable.	Isotropo.	A. Serrano.	Ref. 12.
	Elasto-plasticidad.	Elasto-plástico.	Anisotropo continuo o discontinuo.	R. Iida.	Ref. 11.

tores y, en consecuencia, una estimación más amplia de los riesgos de rotura.

Pasemos una rápida revista a los métodos de que disponemos actualmente para evaluar la estabilidad del conjunto presa-terreno o de la cimentación aislada bajo unas capas fijas impuestas por la obra. Nos referiremos exclusivamente a aquellos procedimientos que presentan una cierta generalidad siendo aplicables, por tanto, a un amplio número de casos y cuyas hipótesis o ecuaciones básicas hayan sido firmemente planteadas aun cuando su solución o programación no esté a punto. En el cuadro 1 se hace un resumen que, repetimos, no pretende ser exhaustivo ya que son numerosos los autores que han desarrollado o están estudiando variantes de los métodos in-

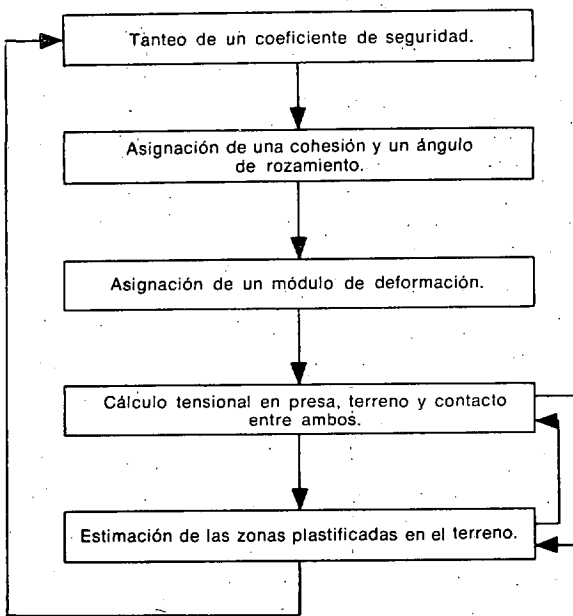


Figura 4.

dicados. Señalaremos los autores españoles que han profundizado en ellos y que disponen o dispondrán en un futuro muy próximo de las correspondientes programaciones.

Debemos señalar, en primer lugar, que el análisis en rotura, según las bases señaladas en los párrafos anteriores de obras en que, tanto la estructura de la presa como el terreno sean esencialmente tridimensionales, bien por su geometría, bien por sus propiedades elastoplásticas no está planteado todavía, ya que las condiciones que conducen a la plastificación aun en casos tan sencillos como es el de un material isótropo, no está establecido fuera del campo bidimensional, salvo en algunos casos muy especiales, de poca aplicación o la práctica. Se ha recurrido a los modelos reducidos en los cuales se ha llegado a escalficar tectónicas muy complicadas. Prescindiendo de

las dudas que pudieran existir sobre la fidelidad de reproducción de las características tenso-deformacionales su utilidad principal se oriente a la determinación del estado tensional en estado elástico, lejano de la rotura, y en este campo los servicios que presta y que prestará en los años venideros son inestimables. Sin embargo, los modelos llevados a rotura adolecen del defecto de que la plastificación se consigue aumentando las fuerzas externas, lo que conduce a espectros de rotura muy lejanos de los que pueden originarse de ser la menor resistencia del suelo de apoyo la causante de la ruina de la obra. La realización de varios modelos con diferentes características del modo rocoso es muy costosa, además de la larga duración de los ensayos. No obstante, prevemos un amplio porvenir a este modo de resolución que en todo caso puede servir de comprobación de los métodos analíticos.

El coeficiente de seguridad, bajo el criterio expuesto anteriormente para presa bóveda, se puede obtener combinando los cálculos convencionales que sustituyen la obra real por una estructura reticulada formada por arcos y ménsulas con algunos de los criterios que después se reseña para la rotura de la cimentación aislada. Ello obliga a efectuar algunos tanteos con objeto de adecuar la deformabilidad de la estructura y del medio rocoso en la superficie de contacto, para lo cual será preciso introducir algunas modificaciones a las hipótesis normales de empotramiento elástico en el terreno. Ello no implica obstáculo insalvable. Las etapas podrían ser las siguientes:

- Tanteo de un coeficiente de seguridad respecto a la resistencia al esfuerzo tangencial real del medio rocoso. Fijación del criterio de plasticidad.
- Asignación de un módulo de deformación al medio rocoso, menor o igual al real del terreno, según el criterio antes expuesto.
- Cálculo de los esfuerzos en el contacto presa-terreno para el módulo de deformación prevista.
- Determinación de las zonas plastificadas, según sea la morfología de la cimentación y la dirección y distribución de las tensiones en el contacto.
- Limitación de la reacción del terreno en las áreas plastificadas a la resistencia de pico o a la residual.
- Nuevo cálculo de tensiones en la presa y de los esfuerzos en el contacto.
- Repetición de los apartados d) y e) hasta que no se detectan nuevas áreas plastificadas.
- Observación de las tensiones en la presa para el estado final. Si éstas no han alcanzado las de rotura del hormigón, nuevo tanteo de coeficiente de seguridad repitiendo los apartados a) a g) hasta que se aote la resistencia de la bóveda en zonas lo bastante amplias para que pueda ser considerada en estado ruinoso.

Las líneas generales de este procedimiento operativo admiten, como es lógico, numerosas variantes que pueden simplificar considerablemente el problema. Estimamos que éste u otros métodos similares se irán extendiendo pau-

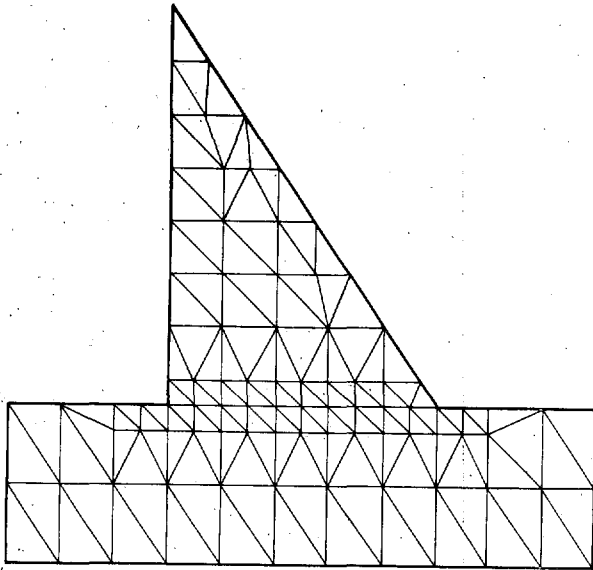


Fig. 5. — División en elementos finitos para el estudio viscoelástico de una presa de gravedad y su cimentación. Según F. Arriaga.

(Finite elements division for the viscoelastic studies of a gravity dam and its foundations.)

latinamente para el cálculo del coeficiente de seguridad de presas bóveda.

Pasemos ahora al campo bidimensional en el cual se pueden incluir las presas de gravedad y, en la mayor parte de los casos, las de contrafuertes. Se dispone en primer lugar de los métodos basados en sustituir el medio continuo de la presa y del terreno por una serie de elementos finitos poligonales interconectados en un número

discreto de puntos nodales y que llenan toda la superficie a analizar. No vamos a entrar en detalles que pueden consultarse en la bibliografía (referencia 2). Un resumen de este método, así como de los procedimientos de Ang y Harper y de las características de tensiones, que después citaremos, ha aparecido en un artículo del Profesor J. A. Jiménez Salas y A. Serrano (referencia 3), en el que se incluye una panorámica completa de las hipótesis básicas, ventajas e inconvenientes de cada uno de ellos. Para el estudio de los problemas viscoelásticos el método de los elementos finitos estructurales (ver fig. 5) ha sido desarrollado por F. Arriaga (referencia 4) el cual permite seguir las deformaciones del hormigón y terreno si se conocen las propiedades reológicas de ambos materiales. Con algunas hipótesis simplificadoras se puede estudiar la aparición y el avance de la fisuración en el interior de la presa o de la cimentación.

Zienkiewicz (referencia 5 y fig. 6) ha extendido el campo de aplicación a una elasticidad no lineal hasta que se alcanza la resistencia de pico de los materiales. Las solicitaciones se introducen en el cálculo por escalones adoptando para cada punto y para cada escalón el módulo de deformación tangente que corresponde a la relación tensión-deformación. Se supone que al llegar a la rotura ésta disminuye a valores muy bajos cumpliéndose en plasticidad las ecuaciones de compatibilidad entre tensiones y deformaciones de un régimen elástico. Este método es aplicable a cimentaciones heterogéneas, incluso cuando existen zonas o bandas estrechas de diferentes características geotécnicas. En España L. Cañizo, E. Castillo y A. Sagaseta están poniendo a punto este procedimiento que cuando estas líneas vean la luz estará probablemente ya disponible.

En 1964 Ang y Harper (referencia 6) han establecido otro método que puede resolver problemas de plasticidad contenida. El modelo matemático propuesto está formado por una red cuadrangular de puntos nódulos de dos tipos:

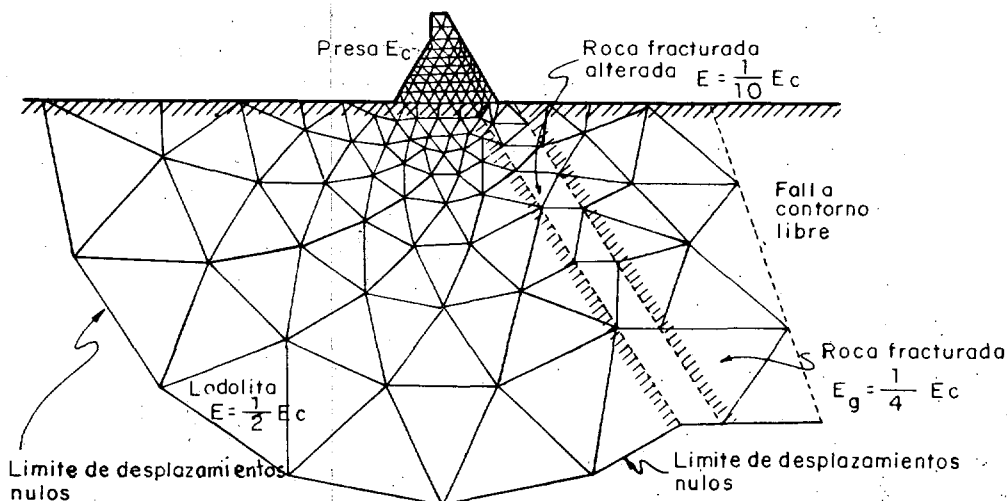


Fig. 6. — Análisis típico de una presa de contrafuerte. Método de los elementos finitos según Zienkiewicz.

(Typical analysis of a Buttres dam. Following the finite elements method by Zienkiewicz.)

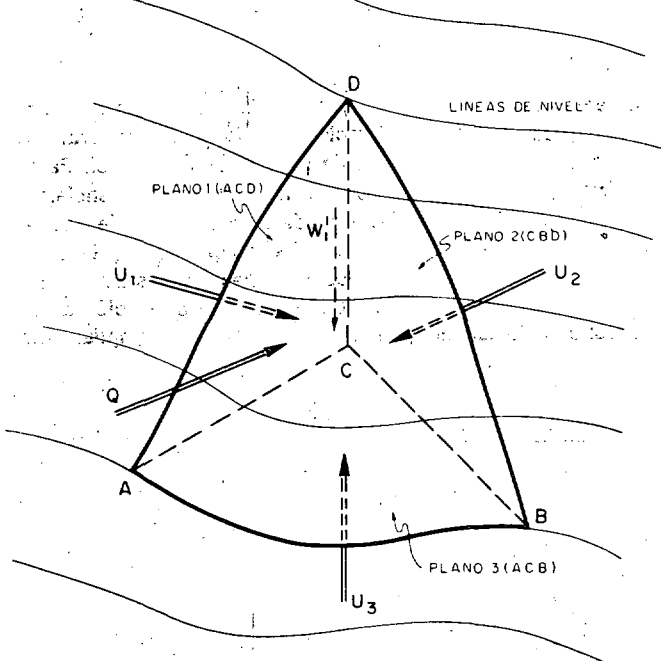
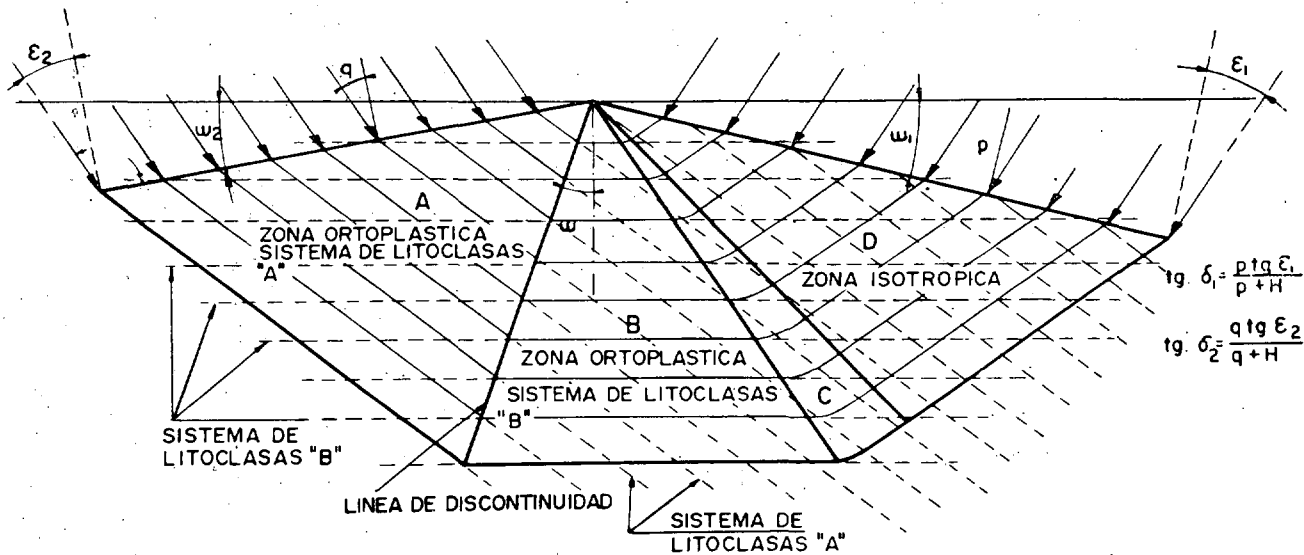


Figura 7.

puntos-tensión donde se definen las deformaciones unitarias y las tensiones y puntos-masa de donde se localizan desplazamientos y fuerza de masa. El equilibrio entre ellos conduce a un sistema de ecuaciones diferenciales que se resuelve por diferencias finitas. Este método ha sido reformado en España por Lorente de Nó (referencia 7).

Pasemos ahora a los métodos que analizan exclusivamente la estabilidad de la cimentación. Con ellos se puede determinar, en los casos para los que están previstos, bien los parámetros de resistencia que precisa el medio rocoso para equilibrar unas fuerzas fijas impuestas externamente o bien el valor de estas tensiones que es capaz de soportar el suelo para unas características dadas de resistencia y deformabilidad.

En plan tridimensional el de aplicación más general es el de P. Londe (referencia 8) que analiza las condiciones de deslizamiento de una cuña rocosa delimitada por tres planos de litoclasado o, en general, superficies planas de menor resistencia (fig. 7). Para resolver este problema, de enorme complejidad en circunstancias reales, se realizan una serie de simplificaciones que lo reducen a un sencillo equilibrio vectorial entre las fuerzas que inducen el des-



$$\begin{aligned} \text{tg } \delta_1 &= \frac{p \text{ tg } \epsilon_1}{p + H} \\ \text{tg } \delta_2 &= \frac{q \text{ tg } \epsilon_2}{q + H} \end{aligned}$$

$$q + H \frac{(p + H) \cos \delta_2 \cos \delta_1 - \sqrt{\text{sen}^2 \Phi - \text{sen}^2 \delta_1}}{\cos^2 \Phi \cos \delta_1} \frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen } (2\omega \alpha - 2\omega_2)}$$

$$\exp \left[- \text{tg } \Phi \left(- \Phi_d - \text{arc sen } \frac{\text{sen } \Phi_d}{\text{sen } \Phi} + \delta_1 + \text{arc sen } \frac{\text{sen } \delta_1}{\text{sen } \Phi} - 2\omega_1 \right) \right]$$

CONDICIONES

$$\cotg \alpha = - \frac{1}{\text{sen } \delta_2} \frac{\text{sen } \Phi_d \cos \delta_2 + \text{sen } \delta_2 \cos (2\beta - 2\omega_2 - \Phi_d)}{\text{sen } \Phi_d - \text{sen } (2\beta - 2\omega_2 - \Phi_d)} +$$

$$+ \frac{\text{sen } (2\omega_2 - 2\beta + \alpha + \Phi_d) \text{sen } \left(2\omega + \Phi_d + \text{arc sen } \frac{\text{sen } \Phi_d}{\text{sen } \Phi} \right)}{\text{sen } \Phi_d} + \frac{\text{sen } (2\omega_2 + \alpha - 2\omega)}{\text{sen } \Phi}$$

Figura 8.

lizamiento (la componente de las fuerzas exteriores paralelas a la arista de intersección de los dos planos sobre las que se produce el movimiento) y los resistentes (la debido a la componente normal a aquella arista). Se tiene en cuenta el peso propio de la cuña y la presencia de la subpresión en las tres caras del diedro. El método está preparado para superficies incoherentes, aunque no es difícil extrapolarlo para medios cohesivos o incluso para una serie de bloques contiguos. Más recientemente B. Guzina

paramentos cohesivos o no, y con fuerza de masa, peso propio, subpresión, aceleración sísmica cualesquiera. El método es de sobra conocido para insistir sobre él. Para medios rocosos con una o dos direcciones preferenciales de litoclasas, el autor ha extendido la solución de Sokolovski en la hipótesis de que el peso propio del terreno sea despreciable frente a las acciones impuestas por la presa. Véase en la figura 8 un ejemplo de aplicación a un terreno bilitoclasado (referencia 1). Se puede ampliar con

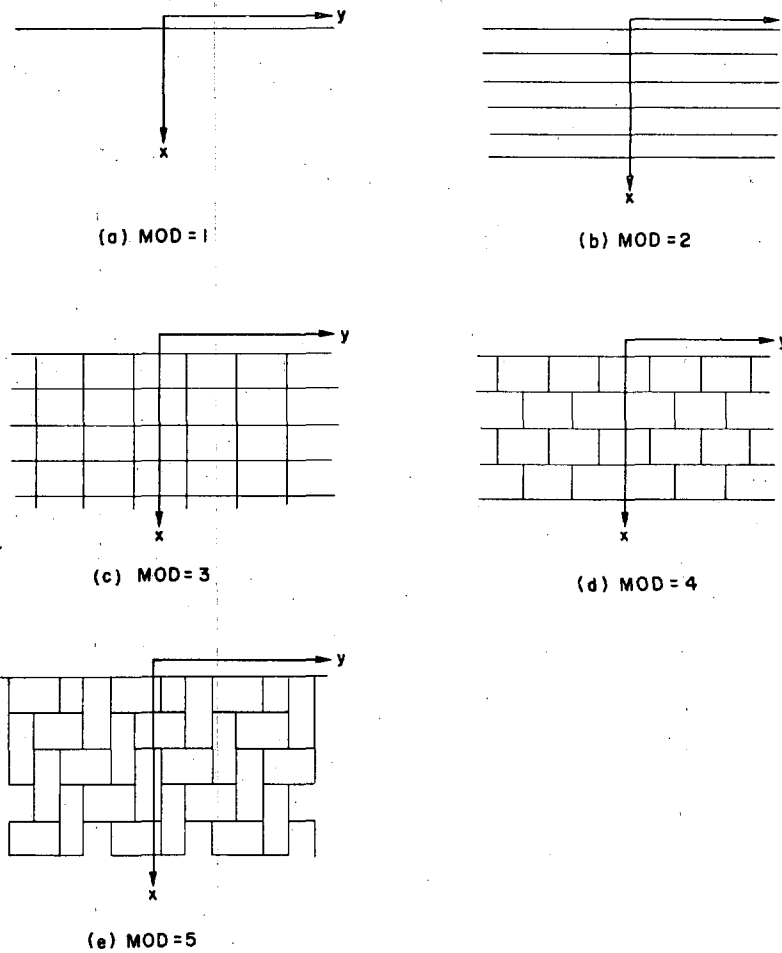


Figura 9.

e I. Tucovic han ampliado el procedimiento analizando la relación entre los ángulos de rozamiento de los dos planos sobre los que desliza la cuña para que el coeficiente de seguridad sea mínimo (referencia 9).

Para cimientos bidimensionales el método de aplicación quizá más extendido es el de las características de tensiones de Sokilovsky (referencia 10) que resuelve por diferencias finitas el sistema de ecuaciones diferenciales que plantea el equilibrio de un suelo rígido-plástico. Se pueden resolver numerosos casos para medios isótopos,

algunas simplificaciones si se quiere tener en cuenta las fuerzas de masa.

En los métodos de Londe o Sokolovski no influye la deformabilidad del medio rocoso, pues en ambos se considera a éste como rígido-plástico y solamente obtenemos una relación entre tensiones. Se ignora así la interdependencia de obra y terreno fundamental en muchos casos. A. Serrano, del Laboratorio del Transporte, está desarrollando un método que permitirá introducir los corrimientos de la superficie de contacto y estudiar para te-

renos isótopos algunos de los problemas aún no resueltos en este campo.

En este método se adopta un modelo plástico con dilatación variable y rigidización energética. Se obtienen los campos de tensiones y deformaciones mediante sus respectivas redes de líneas características. La determinación de las tensiones se realiza por el método de Sokolovski modificado en el sentido de introducir un ángulo de rozamiento variable, función del nivel de deformaciones. La determinación de las deformaciones se realiza mediante la integración del campo de velocidades a lo largo de sus líneas características apoyándose en la condición de extensión nula que cumplen estas líneas. El cálculo se realiza según un proceso incremental desde un estado inicial.

Finalmente, mencionaremos las ideas de R. Lida (refe-

de la zona afectada por las cargas es muy grande, se ha demostrado que el medio puede tratarse como uno homogéneo, tanto lo que respecta a la deformabilidad como a la resistencia. Será isótropo si las propiedades de las diferentes familias de juntas son similares o anisótropas en caso contrario.

En casos intermedios respecto a la densidad de las litoclasas el problema es más complicado. La distribución de deformaciones y, por tanto, las tensiones o la estabilidad de la obra difiere o puede diferir en gran manera de la deducida en las hipótesis simplistas de los casos anteriores. Los ensayos en modelo reducido efectuados demuestran la profunda influencia de la morfología del medio rocoso y de las propiedades de las litoclasas en el reparto tensional y, como éste, es notablemente diferente

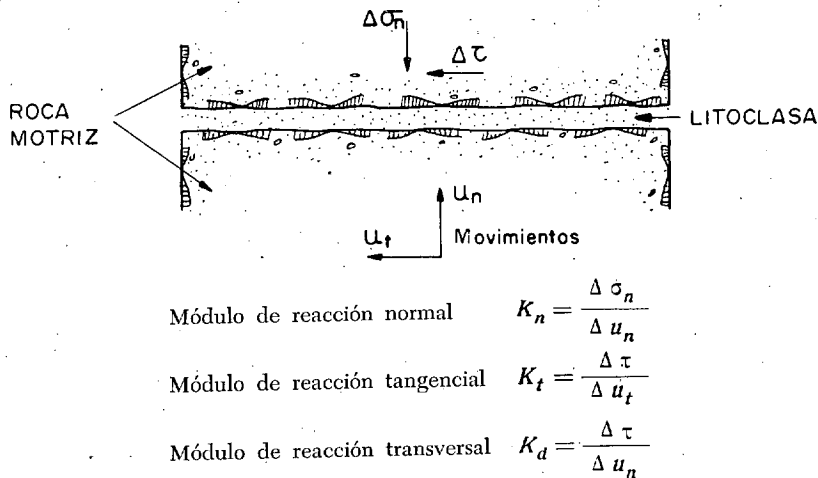


Figura 10.

rencia 11) el cual, basándose en las teorías de elasto-plasticidad aplicada a cuerpos anisótropos, plantea la resolución de la distribución de tensiones y deformaciones en los cinco modelos de medio rocoso indicados en la figura 9.

Para terminar, expondremos brevemente las bases para una mecánica de medios rocosos, discretamente diaclasados, sobre el que está trabajando el autor, que puede llenar un hueco entre los métodos de cálculo actualmente existentes que sucintamente hemos resumido en párrafos anteriores. Si un medio está poco diaclasado en relación con el tamaño de la obra, la influencia de las juntas, en la mayoría de los casos, suele ser pequeña en lo que respecta a la deformabilidad. Por el contrario, la resistencia de una sola litoclasa puede decidir la estabilidad del conjunto. La presa, juntamente con la roca, forma un bloque o un número muy discreto de bloques, cuyo coeficiente de seguridad puede estudiarse, por ejemplo, por el método de Londe ya citado.

En el otro extremo, si el medio rocoso está muy fracturado en dos o más direcciones y la densidad de juntas respecto al tamaño de la obra o respecto a la extensión

del que puede obtenerse suponiendo el terreno homogéneo.

En numerosos casos la resistencia de la roca matriz es grande y las propiedades de las litoclasas son las que condicionan el campo tenso-deformacional del conjunto. La respuesta de una junta a unas solitaciones externas es un tema no sólo mal conocido, sino incluso no planteado en su generalidad.

Para atacar este problema se debe comenzar por definir el comportamiento de una diaclasa o junta frente a los cambios tensionales. Tres parámetros cuyas dimensiones son las de un módulo de reacción pueden fijar tal relación (véase figura 10).

a) Módulo de reacción normal que expresa la relación entre presión normal a la diaclasa y movimiento en esa misma dirección.

$$K_n = \frac{\Delta \sigma_n}{\Delta u_n}$$

b) Módulo de reacción tangencial que fija la relación

entre la tensión tangencial aplicada y el movimiento paralelo a la dirección de la diaclasa.

$$K_t = \frac{\Delta \tau}{\Delta u_t}$$

c). Módulo de reacción transversal o módulo de reacción de dilatación que establece la relación entre tensión tangencial y movimientos normales al plano de la diaclasa.

$$K_d = \frac{\Delta \tau}{\Delta u_n}$$

Estos módulos pueden determinarse mediante ensayo de laboratorio o de campo siendo por lo general preferible estos últimos. No son constantes, sino que dependen de la magnitud de las tensiones y, como sucede en casi todos los problemas de mecánica del suelo, del historial de las mismas.

Fijadas las relaciones tensión-deformación en las litoclasas se establece el equilibrio de cada bloque que constituye el sistema sometidos a la fuerza de masa, tensiones transmitidas por los bloques contiguos y fuerzas exteriores en función de los corrimientos. Resulta así un sistema lineal de ecuaciones si los módulos son constantes. Si no lo fueran, el cálculo es similar debiéndose únicamente llegar al equilibrio final por escalones de carga para cada uno de los cuales debe resolverse también un sistema lineal.

Este método que en breve será programado para su resolución en calculadora electrónica puede ser la base de otros que analicen en conjunto la presa y el terreno respondiendo así a la tendencia actual en el cálculo del coeficiente de seguridad.

REFERENCIAS

1. S. URIEL: "Applications of the plastic equilibrium equations of stratified media to dam foundations. Safety factor concept". Congress of Int. Soc. Rock Mech., vol. II, pág. 525, 1966.
2. TURNER, M. J.; CLOUGH, R. W.; YACTIN, M. C., and TOPP, L. S.: "Stiffness and deflection analysis of complex structures". *J. Aero. Sci.*, 23, págs. 805-823, 1956.
3. JIMENEZ SALAS, J. A., and SERRANO, A.: "New perspectives for the calculation of loose fill dams". *Revista de Obras Públicas*, núm. ext. sept. 1967.
4. ARRIAGA, F.: "Stress analysis for gravity dams and foundations including rheological behaviour". Int. Symp. Rock. Mech. Madrid, pág. 329, 1968.
5. ZIENKIEWICZ, O. C., and CHEUNG, Y. K.: "The finite element method in structural and continuum mechanics". Mc. Graw-Hill, London, 1967.
6. ANG, A. H. E., and HARPER, G. N.: "Analysis of contained plastic flow in plane solids". Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, EM-5, páginas 397-418, 1964.
7. LORENTE DE NO, C.: "Plastic flow behind a vertical excavation". Thesis for the degree of M. S. at the Massachusetts Institute of Technology, 1966.
8. LONDE et PIERRE: "Une méthode d'analyse à trois dimensions de la stabilité d'une rive rocheuse". *Annales des Ponts et Chaussées*, vol. I, 1965.
9. B. GUZINA and I. TUCOVIC: *Determining the minimum three dimensional stability of a rock wedge*, *Water Power*, pág. 381, octubre 1969.
10. SOKOLOVSKI, V. V.: "Statics of granular media". Pergamon Press, Oxford, 1965.
11. R. IIDA: "Mechanical study on displacements of rock mass". Int. Symp. Rock. Mech., pág. 335, Madrid, 1968.