

Seguridad de las presas de gravedad (*)

Por ANGEL ARAOZ SANCHEZ ALBORNOZ

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

En este artículo se estudia el tema de la seguridad de las presas de gravedad, en función de los nuevos planteamientos y circunstancias de este tipo de obras, llegándose a la conclusión de que es necesario un completo cambio de criterios, pues actualmente con los hormigones, aún los compactos o Roll-Cret, se pueden alcanzar, sin mayores problemas, las resistencias del orden de 120 kg/cm² necesarios para 100 m. de altura y con hormigones convencionales las resistencias de 240 kg/cm² de las presas de 200 m. de altura. Como contraste, la resistencia de rozamiento de cimientos necesaria (45° independientemente de la altura) solo se tiene en rocas macizas duras (calizas, dolomías, granitos, etc...) pero no en rocas estratificadas tales como: areniscas, margas, lutitas, pizarras, etc... Además, se indica que en la cuenca del Ebro las escasas cerradas de calizas suelen ser kársticas y dan problemas de impermeabilidad muy graves.

Se concluye proponiendo un método de cálculo simplificado para secciones de talud 0,05 agua arriba y 0,75 agua abajo, disponiendo el cimiento en rampa de ángulos α con la horizontal, dándose las funciones α/ϕ con Φ rozamiento interno. Por supuesto que esta fórmula solo se refiere al contacto hormigón/roca o a sus más inmediatas proximidades. De los gráficos se deduce que rozamientos del orden de 30°, que suelen ser frecuentes en formaciones terciarias del centro de la cuenca del Ebro, exigirían rampas de casi 14° o sea una rampa del 25% y un encarecimiento del mismo orden.

Así mismo, se propugnan criterios menos conservadores para las resistencias del hormigón, teniendo en cuenta, eso sí, los esfuerzos cortantes, puesto que no tenemos compresiones puras y, en definitiva, los hormigones, aún en comprensión simple, rompen por esfuerzo cortante con ángulo $45^\circ \Phi/2$. Con estos criterios se indica que podría extrapolarse hasta 100 m. las experiencias de hormigón compactado pero, en cualquier caso, se encarece la necesidad de un estudio minucioso y exhaustivo del terreno de su resistencia al corte.

Finalmente, se previene contra el encaje de presas de gravedad en terrenos que no tengan garantizado un rozamiento de más de 45° en sus discontinuidades más débiles al menos, sin el estudio esmerado de resistencia al corte y se incluye que la nueva técnica de hormigón compactado tendrá sus más severas limitaciones en la cimentación y no en la altura, lo que obligaría en muchos casos, a volver a soluciones de materiales sueltos, soluciones que no se propugnan por el autor, pero que pueden ser viables por condicionantes de cimentación.

Del hormigón compactado se propugna estudiar su envolvente de círculos de rotura y eventual consideración de menores resistencias al corte en planos horizontales.

Las presas de gravedad se han considerado tradicionalmente, como una de las tipologías más seguras y ha sido de las de más frecuente uso, especialmente en España. Ello es explicable por su fácil esquema de cálculo que, como veremos, permite, prácticamente, el empleo de uno o dos

únicos modelos de presa, en los que, supuesto que el máximo nivel coincide con el vértice, todas las acciones (empujes, pesos, sub-presiones) son funciones del cuadrado de la altura y los esfuerzos (σ_1 , σ_2 , τ) función lineal de h (altura), con lo cual, hay un esquema único de funcionamiento elástico en el que; simplemente conociendo: los taludes de agua arriba y agua abajo, la densidad del hormigón y suponiendo a la sub-presión distribución triangular con máximo una

(*) Se admiten comentarios sobre el presente artículo que podrán remitirse a la Redacción de esta Revista hasta el 30 de septiembre de 1990.

fracción «K» de la máxima carga de agua; puede tenerse calculado y tabulado todos los esfuerzos σ_1 , σ_2 , τ y un único esquema de líneas de máximos esfuerzos σ_1 , σ_2 , máximo esfuerzo de corte τ y líneas de esfuerzo cortante nulo.

Si a este modelo con solo tres parámetros m o talud de agua arriba; n ó talud de agua abajo y K coeficiente de sub-presión les añadimos la densidad más usual del hormigón $\gamma = 2,4 \text{ ton/m}^3$ y exigimos (Levy) que la presión en el talud de agua arriba sea, al menos, la presión del agua, es decir 1 kg/cm^2 por cada diez metros, el planteamiento teórico de Pigeaud conduce a prácticamente, dos únicos modelos generalmente empleados que serían:

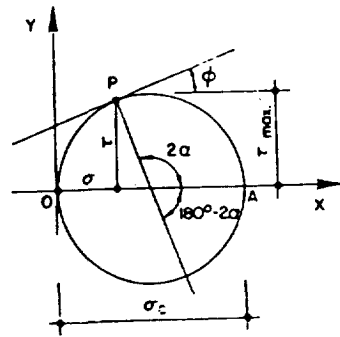
1.º) Talud agua arriba 1/20 (0,05) y agua abajo 3/4 (0,75) o al 2.º) Talud agua arriba vertical (0,00) y agua abajo 4/5 (0,8), es decir, suma de taludes 0,80, pudiendo emplearse cualquier esquema intermedio con suma de taludes 0,80.

Los esfuerzos del hormigón son moderados (unos 30 kg/cm^2 en el caso más desfavorable para 100 m. de presa) y la seguridad al vuelco es muy alta, siendo bajas las cargas normales en cimentación, puesto que lo son las de hormigón.

Hasta aquí hemos expuesto las ventajas, que no discutimos, que han llevado a considerar las presas de gravedad como las seguras, pero en lo que antecede se omite la resistencia al corte, cuando es conocido que los cuerpos suelen romper por esfuerzo cortante o tracción, nunca por compresión, pues cuando una probeta rompe por compresión simple, lo hace por un plano distinto de aquel en que actúa la sollicitación y que es el más desfavorable desde el punto de vista del esfuerzo cortante.

Tanto en el hormigón como en las rocas, puede suponerse, aproximadamente al menos, que la rotura corresponde al punto de tangencia P de la recta de ángulo Φ con el círculo de Mörh en el que $0A = \sigma_c$ que es σ_1 y $\sigma_2 = 0,0$ por definición y que este punto corresponde a una sección que forma con la normal $(45 - \Phi/2)^\circ$. Tendríamos que decir aquí, que la seguridad de una presa de hormigón debería estar referida a un esquema de este tipo y que no es demasiado ortodoxo referirlo únicamente a las máximas tensiones principales σ_1 y σ_2 de compresión y tracción como lo hace nuestra vigente «Instrucción de Presas» y suele ser usual.

El esquema de cálculo para este sistema sería



suponer la línea envolvente de puntos de rotura como la recta tangente a los dos círculos de rotura que conocemos que son el de la derecha con $0A = \sigma_c$ y el izquierdo con $0B = \sigma_t$ donde σ_c y σ_t máximos esfuerzos a compresión y tracción; pudiendo suponerse, según se propone en la vigente EH 88, que

$$\sigma_t = 0,45 \sqrt[3]{\sigma_c^2}$$

con ambas en kg/cm^2 .

$$\text{Como } 0_1A = \sigma_c/2 \text{ y } 0_2B = \sigma_c/2$$

$$\Phi = \ar \text{ Sen } \frac{\sigma_c - \sigma_t}{\sigma_t + \sigma_c}$$

En cuanto a la cohesión $0C$ puede demostrarse (omitimos el desarrollo matemático por concisión) que

$$0C = c = 1/2 \sigma_c \left(\text{Cos } \Phi - \frac{(1 - \text{Sen } \Phi) \text{ Sen } \Phi}{\text{Cos } \Phi} \right)$$

o lo que es lo mismo,

$$c = 1/2 \sigma_c [\text{Cos } \Phi - \tan \Phi (1 - \text{Sen } \Phi)]$$

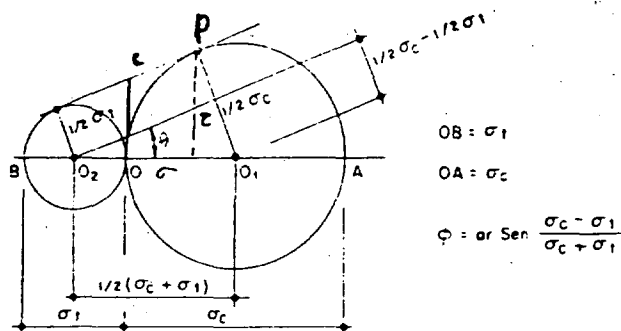
Las tensiones en el punto de rotura «P» serían:

$$\sigma = 1/2 \sigma_c (1 - \text{Sen } \Phi) \text{ y } \tau = 1/2 \sigma_c \text{ Cos } \Phi$$

Si desarrollamos el cálculo de Φ y c que hemos formulado, tendríamos en kg/cm^2 y grados sexagesimales los siguientes valores de Φ y c según σ_c .

σ_c	Φ	c
150	57,50	21,83
200	59,00	27,74
250	60,10	33,41
300	60,90	38,89
350	61,60	44,22
400	62,20	49,43

σ_c = resistencia a compresión en kgs/cm^2 ; Φ = rozamiento en $^\circ$; c = cohesión en kg/cm^2 .



Como más adelante veremos, con los criterios de cálculo que nuestra instrucción propugna para los cimientos, tendríamos necesidad de rozamiento sin cohesión del orden de 45° , por lo que aún con hormigones de muy escasa resistencia, tendríamos que el esfuerzo cortante estaría muy holgadamente cubierto, en lo que es cuerpo de presa y, ateniéndonos al planteamiento simplificado de nuestra instrucción, una presa de excepcional altura (200 m. por ejemplo) requeriría resistencias de $4 \times 60 = 240 \text{ kgs/cm}^2$ que tendría un rozamiento de 60° y una cohesión de 33 kg/cm^2 .

Aquí estamos llegando a una de las más ostensibles conclusiones, a saber, en una presa de hormigón las resistencias de este material son un problema enteramente secundario de muy fácil solución, máxime con los cementos actuales y los criterios de dosificaciones mínimas de cemento que los nuevos criterios de durabilidad imponen.

Corolario: lo que decimos, ha conducido al planteamiento de las nuevas técnicas de hormigón compactado y bárbaramente llamadas «Rollcrete», (bárbaro de «barbarismo», no de disparate, que conste) pues en estas presas es especialmente necesario admitir hormigones de resistencias relativamente bajas.

Es por ello por lo que querríamos sugerir que en las presas de hormigón compactado se reconsideren los coeficientes de seguridad a la baja, pero referidos a la sollicitación más desfavorable por combinación de esfuerzos normales y cortantes en el plano más desfavorable que es, como hemos indicado $45^\circ - \Phi/2$ del de la máxima tensión principal de compresión y ello en los parámetros donde es máxima σ_1 y en el centro donde será máxima τ .

Dentro de lo que hoy puede considerarse como dominio de las presas de hormigón compactado, podrían bastar resistencias bastante inferiores a los 150 kg/cm^2 , por lo que entendemos que

debería estudiarse el comportamiento de estos hormigones de baja resistencia, en los que, quizá, las simplistas hipótesis y criterios de cálculo que hemos expuesto, puedan no ser válidas al estar tomadas de unas experiencias con hormigones de estructura o en masa, pero de mayores resistencias y en las de menor resistencia quizá no valga la estimación de la resistencia a tracción empleada o existan líneas de rotura preferentes en planos horizontales.

Dando por sentado que el problema no estará, casi nunca, en la resistencia mecánica del hormigón del cuerpo de presa, pasaremos a examinar los problemas del cimiento.

Si en un sólido isótropo y continuo como es el hormigón, hemos visto que lo relevante son los esfuerzos cortantes, en una roca esto es aún más claro y significativo; puesto que todas las experiencias y los resultados de los cálculos teóricos, demuestran que, incluso en rocas masivas duras sin discontinuidades significativas de inter-estratificación diaclasado o fracturación, es mucho más fácil tener σ_c del orden de 500 a 1.000 kgs/cm^2 que cohesiones de más de 10 kg/cm^2 o rozamientos de más de 50 a 60° y que en el caso mucho más común de rocas diaclasadas y estratificadas, en las que estas discontinuidades tengan una extensión significativa, tendríamos que suponer nula la cohesión e ir a calcular en planos preferentes con solo rozamiento.

Como ejemplo puntual, podríamos poner los resultados del último proyecto que hemos estudiado, en el que el rozamiento supuesto por métodos indirectos para calizas masivas fué de 57° , con cohesión 20 kg/cm^2 y en calizas margosas duras teníamos 48° y 5 kgs/cm^2 como rozamiento en interestratificación y todo ello calculado por el método de Barton. En la formación más desfavorable, unas margas o turbolitas del Flisch Eoceno, supusimos $30,5^\circ$ a las juntas de estratificación y medimos entre 32 y 33° por ensayo in situ.

Otra causa que agravaría el problema, es que tanto en el contacto roca-hormigón, como en las discontinuidades de la roca, existirá en muchas ocasiones presión de agua que reducirá la presión efectiva entre los bordes de la discontinuidad.

En resumen, que cremos obvio que el cálculo de presas de gravedad tendrá que centrarse, casi exclusivamente, en el comportamiento del contacto presa-terreno y del terreno mismo, y ello fundamentalmente en el ámbito de los esfuerzos

de corte y en base a datos experimentales cuando se trate de obras de una cierta envergadura.

También tendríamos que tener en cuenta que hoy quedan pocos emplazamientos aptos para presas de fábrica, pues al ser las mejores conocidas en el pasado y las más generalmente empleadas, los emplazamientos adecuados están ya construídos. Esto es aún más cierto en España, donde tenemos un gran número de presas construídas en proporción a nuestra superficie y a nuestros recursos hidráulicos. Así mismo, España es uno de los países que más tarde ha entrado en el uso generalizado de presas de materiales sueltos, por más que una vez aceptadas se haya podido caer en el extremo contrario, es decir, ahora casi siempre, a veces sin causas objetivas, se ha ido a la solución de materiales sueltos.

Concretamente en la cuenca del Ebro, habría que añadir que por su geología en la que predominan fundamentalmente materiales terciarios y mesozoicos, las cerradas de roca dura y resistente suele ubicarse en formaciones calizas que darán problemas de permeabilidad por ser, en general, formaciones kársticas.

Como ahora ha surgido la nueva técnica del hormigón compactado, cuyos problemas de cimentación son idénticos a las presas de gravedad clásicas, creemos oportuno el estudiar a continuación los problemas de resistencia en cimiento. Dado lo limitado de nuestro propósito y la complejidad del tema, nos limitaremos a analizar el comportamiento del contacto hormigón roca, pa-

ra una sección clásica de talud agua arriba 1/20 y agua abajo 3/4. Lo haremos en caso más general de cimiento en rampa de ángulo α con la horizontal, prescindiendo de peso del terreno por agua abajo y suponiendo que la altura h de referencia es la del vértice de la presa sobre la cota de cimientos por aguas abajo (ver figura). Sabemos que existen otras técnicas, por ejemplo aumentar taludes, pero son más caras, o construir un amplio tacón, pero ello puede suponer problemas de esfuerzo cortante en el hormigón, por lo que la solución de cimiento en rampa es sencilla y un buen compromiso coste-seguridad.

Comenzaremos exponiendo notación o hipótesis de cálculo que vamos a emplear:

h altura en m. del vértice sobre la cota de cimentación por agua abajo; α el ángulo en grados sexagesimales del cimiento con la horizontal, (lo usual venía siendo $\alpha = 0^\circ$); $\gamma = 2,40$ ton/m³ densidad del hormigón, P peso en toneladas, con la densidad anterior, de una rebanada ideal de un metro de presa; P_a peso del triángulo de agua situado sobre el talud 1/20 por aguas arriba; E el empuje horizontal en la cara de agua arriba de la cuña de agua (así simplificamos el cálculo); S_p a la sub-presión en cimiento, su puesto siempre la distribución triangular de valor nulo agua abajo y, agua arriba, bien sea la altura del máximo nivel ordinario sobre el punto más bajo del cimiento, cuando no funciona el drenaje. Cuando funciona el drenaje afectaríamos este valor de un coeficiente K ; K coeficiente de reducción de valor 0,50 de la sub-presión por la acción de la impermeabilización y drenaje. Todo esto en cuanto a acciones. Además llamaremos:

ΣV a la suma de fuerzas verticales; ΣH a la suma de fuerzas horizontales; ΣN a la suma de fuerzas normales a la cimentación y ΣT a la suma de fuerzas tangentes la cimentación ($S1 \alpha = 0$; $\Sigma V = \Sigma N$ y $\Sigma H = \Sigma T$). Finalmente Φ es el ángulo de rozamiento interno del contacto hormigón roca, que nunca podrá ser mayor que el de la misma roca. Aquí supondremos que Φ es el menor de los valores de rozamiento, sea de la roca o de sus discontinuidades horizontales. Por supuesto que, cuando existan otras líneas de rotura preferente, el cálculo tendrá que ser complementado. Hemos llamado σ_c y σ_t a los esfuerzos de rotura a compresión y tracción del hormigón σ_1 y σ_2 los máximos esfuerzos normales (ejes principales) y τ al máximo esfuerzo cortante. En el cálculo introduciremos variables auxi-

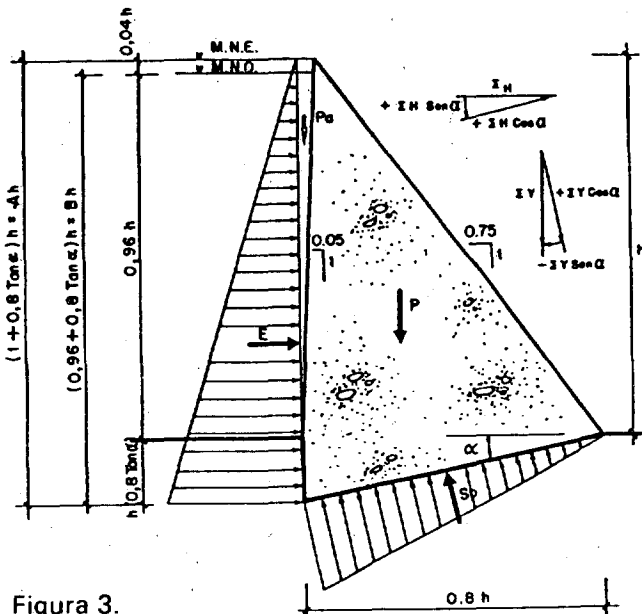


Figura 3.

liares $A = 1 + 0,8 \tan \alpha$ y $B = 0,96 + 0,8 \tan \alpha$ para cálculo de altura sobre cota de cimiento por agua arriba del máximo nivel extraordinario y vértice en A, y máximo nivel ordinario en B, es decir $H_{\max} = A h$ en m.n.e. y vértice y $H_{\max} = B h$ en m.n.o.

Luego definiremos los valores auxiliares F_1, F_2 y F_3 como constantes auxiliares que hacen $\Sigma N = F_1 h$.

$\Sigma T = F_2 h$ y $S_p = F_3 h$ para m.n.o. y m.n.e. y con o sin drenaje.

Pasamos al cálculo mecánico de las acciones (Fig. 3) $P = 1/2 h (1 + 0,80 \tan \alpha) \times 0,8 h \times 2,4$ o sea:

$P = 0,96 (1 + \tan \alpha) h^2$ y también $P = 0,96 A h^2$ es el peso propio.

P_a o peso del agua tendrá dos valores, según tengamos m.n.o. ($0,96 h$) o máximo nivel extraordinario (h) sobre terreno.

MNO $P_a = \frac{1}{2} \frac{1}{20} (0,96 + 0,8 \tan \alpha)^2 h^2$
o sea

$P_a = 0,025 (0,96 + 0,8 \tan \alpha)^2 h^2$

y también

$P_a = 0,025 B^2 h^2$

NME $P_a = 0,025 (1,0 + 0,8 \tan \alpha)^2 h^2$ o $P_a = 0,025 A^2 h^2$

Como empuje tendríamos también dos valores:

MNO $E = 1/2 (0,96 + 0,8 \tan \alpha)^2 h^2$ o $E = 1/2 B^2 h^2$

MNE $E = 1/2 (1,0 + 0,8 \tan \alpha)^2 h^2$ o $E = 1/2 A^2 h^2$

Finalmente, para la sub-presión tendríamos:

$S_p = K 1/2 0,8 h (0,96 + 0,8 \tan \alpha) h$, es decir: tendríamos $S_p = 0,4 K (0,96 + 0,8 \tan \alpha) h^2$ o también $S_p = 0,4 K B h^2$ y ello en cualquier hipótesis de m.n.o. ó m.n.e. pues, de acuerdo con nuestra instrucción, supondremos que el m.n.e. no llega a afectar al régimen de sub-presiones. $K = 1,00$ sin drenaje $K = 0,5$ con drenaje, o sea S_p será $0,4 B$ o $0,2 B$.

Ahora estableceremos el equilibrio de fuerzas en cimiento (fig. 3, pág. 7).

Las fuerzas verticales son $\Sigma V = P + P_a$ y las horizontales $\Sigma H = E$. Proyectando sobre la

normal al plano de cimentación y sobre este plano, tendremos ΣN y ΣT o sumas de fuerzas normales y tangenciales.

La sub-presión S_p es, por sí misma, normal al cimiento en cualquier hipótesis y

$$\Sigma N = \Sigma V \cos \alpha + \Sigma H \sin \alpha - S_p$$

$\Sigma T = \Sigma V \sin \alpha + \Sigma H \cos \alpha$ o, dicho de otra manera,

$$\Sigma N = (P + P_a) \cos \alpha + E \sin \alpha - S_p$$

$$\Sigma T = -(P + P_a) \sin \alpha + E \cos \alpha$$

Recordamos que P, P_a, E y S_p son función lineal de h^2 y que según nuestra instrucción:

$$\Sigma T \geq 1,20 \Sigma N \times \text{Cos } \Phi \quad \text{sin drenaje}$$

$$\Sigma T \geq 1,50 \Sigma N \times \text{Cos } \Phi \quad \text{con drenaje.}$$

luego tendríamos:

$$\Phi = \arctan 1,20 \frac{\Sigma T}{\Sigma N} \quad \text{sin drenaje.}$$

$$\Phi = \arctan 1,50 \frac{\Sigma T}{\Sigma N} \quad \text{con drenaje.}$$

Substituyendo ΣN y ΣT por sus valores según fórmulas anteriores y P, P_a, E y S_p por sus valores función de α y h quedaría eliminado h^2 , dando unas fórmulas demasiado complejas que simplificamos haciendo $A = 1,0 + 0,8 \tan \alpha$ para multiplicar h y tener altura sobre cimiento del vértice y m.n.e. y $B = 0,96 + 0,8 \tan \alpha$ al de la altura sobre cimientos y tendríamos:

Sin drenaje:

$$\text{MNO } \Phi = \arctan 1,20 \cdot$$

$$\frac{0,5 B^2 \text{Cos } \alpha - (0,025 B^2 + 0,96 A) \text{Sen } \alpha}{0,5 B^2 \text{Sen } \alpha + (0,025 B^2 + 0,96 A) \text{Cos } \alpha - 0,4 B}$$

$$2\text{MNE } \Phi = \arctan 1,20 \cdot$$

$$\frac{0,5 A^2 \text{Cos } \alpha - (0,025 A^2 + 0,96 A) \text{Sen } \alpha}{0,5 A^2 \text{Sen } \alpha + (0,025 A^2 + 0,96 A) \text{Cos } \alpha - 0,4 B}$$

Con drenaje:

$$\text{MNO } \Phi = \arctan 1,50 \cdot$$

$$\frac{0,5 B^2 \text{Cos } \alpha - (0,025 B^2 + 0,96 A) \text{Sen } \alpha}{0,5 B^2 \text{Sen } \alpha + (0,025 B^2 + 0,96 A) \text{Cos } \alpha - 0,2 B}$$

$$\text{MNE } \Phi = \arctan 1,50 \cdot$$

$$\frac{0,5 A^2 \text{Cos } \alpha - (0,025 A^2 + 0,96 A) \text{Sen } \alpha}{0,5 A^2 \text{Sen } \alpha + (0,025 A^2 + 0,96 A) \text{Cos } \alpha - 0,2 B}$$

SEGURIDAD DE LAS PRESAS DE GRAVEDAD

Aún podemos simplificar estas expresiones si hacemos $F_1 = 0,5 B^2$ en MNO y $F_1 = 0,5 A^2$ en MNE;

$$F_2 = 0,025 B^2 + 0,96 A \text{ en MNO y}$$

$$F_2 = 0,025 A^2 + 0,96 A \text{ en MNE y } F_3 = 0,4 B \text{ sin drenaje y } 0,2 B \text{ con drenaje.}$$

F_1 es el factor que da $P + P_a$ en función de h ;
 F_2 el que daría E y F_3 el que daría S_p .

Tendríamos entonces:

$$\text{CON DRENAJE: } \Phi = \arctan 1,5 \frac{F_1 \cos \alpha - F_2 \operatorname{Sen} \alpha}{F_1 \operatorname{Sen} \alpha + F_2 \cos \alpha - F_3}$$

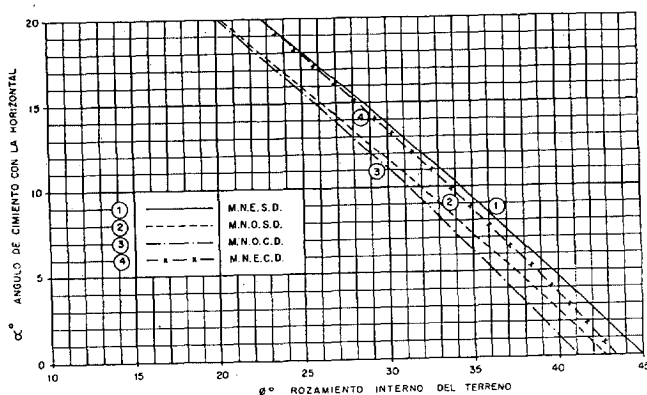
$$\text{SIN DRENAJE: } \Phi = \arctan 1,20 \frac{F_1 \cos \alpha - F_2 \operatorname{Sen} \alpha}{F_1 \operatorname{Sen} \alpha + F_2 \cos \alpha - F_3}$$

Podemos calcular A y B en función de α (hemos eliminado h^2) F_1 , F_2 y F_3 en función de A y B y tenemos Φ en función de α .

El esquema de cálculo sería:

- 1.º Cálculo por subrutinas de A y B .
- 2.º Cálculo por subrutinas de F_1 , F_2 y F_3 .
- 3.º Cálculo de Φ en función de α .

Tabulamos Φ/α para Φ entre el necesario para $\alpha=0$ y $\Phi 20$.º y dibujamos los gráficos correspondientes:



HIPOTESIS ① M.N.E.S.D.

$$\tan \Phi = 1,20 \frac{F_1 \cos \alpha - F_2 \operatorname{Sen} \alpha}{F_1 \operatorname{Sen} \alpha + F_2 \cos \alpha - F_3}$$

$$F_1 = 0,5 A^2, F_2 = 0,025 A^2 + 0,16 A, F_3 = 0,4 B$$

HIPOTESIS

M.N.E.S.D.		M.N.O.S.D.		M.N.O.C.D.		M.N.E.C.D.	
α	Φ	α	Φ	α	Φ	α	Φ
0	44,95	0	42,71	0	41,15	0	43,40
1	43,94	1	41,68	1	40,21	1	42,49
2	42,91	2	40,64	2	39,27	2	41,56
3	41,88	3	39,59	3	38,31	3	40,62
4	40,83	4	38,58	4	37,34	4	39,66
5	39,76	5	37,45	5	36,35	5	38,69
6	38,69	6	36,37	6	35,35	6	37,71
7	37,61	7	35,27	7	34,33	7	36,71
8	36,51	8	34,16	8	33,31	8	35,70
9	35,41	9	33,04	9	32,27	9	34,68
10	34,29	10	31,92	10	31,22	10	33,64
11	33,17	11	30,78	11	30,16	11	32,59
12	32,04	12	29,64	12	29,08	12	31,53
13	30,90	13	28,49	13	28,00	13	30,46
14	29,75	14	27,33	14	26,90	14	29,38
15	28,59	15	26,16	15	25,80	15	28,29
16	27,43	16	24,99	16	24,68	16	27,18
17	26,26	17	23,82	17	23,56	17	26,07
18	25,09	18	22,64	18	22,43	18	24,95
19	23,91	19	21,46	19	21,29	19	23,82
20	22,73	20	20,27	20	20,15	20	22,68
21	21,55						
22	20,36						

HIPOTESIS ② M.N.O.S.D.

$$\tan \Phi = 1,20 \frac{F_1 \cos \alpha - F_2 \operatorname{Sen} \alpha}{F_1 \operatorname{Sen} \alpha + F_2 \cos \alpha - F_3}$$

$$F_1 = 0,5 B^2, F_2 = 0,025 B^2 + 0,96 B, F_3 = 0,4 B$$

HIPOTESIS ③ M.N.O.C.D.

$$\tan \Phi = 1,50 \frac{F_1 \cos \alpha - F_2 \operatorname{Sen} \alpha}{F_1 \operatorname{Sen} \alpha + F_2 \cos \alpha - F_3}$$

$$F_1 = 0,5 B^2, F_2 = 0,025 B^2 + 0,96 B, F_3 = 0,2 B$$

HIPOTESIS ④ M.N.E.C.D.

$$\tan \Phi = 1,50 \frac{F_1 \cos \alpha - F_2 \operatorname{Sen} \alpha}{F_1 \operatorname{Sen} \alpha + F_2 \cos \alpha - F_3}$$

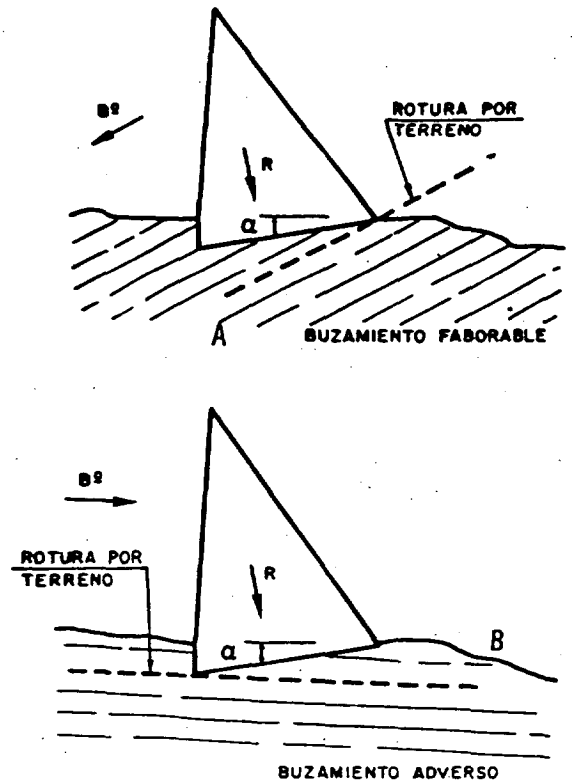
$$F_1 = 0,5 A^2, F_2 = 0,025 A^2 + 0,96 A, F_3 = 0,2 B$$

Como podemos ver las líneas de m.n.o. y m.n.e. sin drenaje son próximas y más restrictivas que las m.n.e y m.n.o. con drenaje, siendo la condición más restrictiva la de m.n.e. sin drenaje con coeficiente de seguridad 1,20 que exige, prácticamente, $45.^\circ$ de rozamiento para cimiento horizontal o con estratos horizontales próximos a él.

Otro aspecto a destacar es la importancia del tratamiento de impermeabilidad y drenaje, pues si estas labores son cuidadas y exhaustivas, podríamos tener aún menores exigencias de rozamiento para esta sollicitación, pues la hipótesis, por lo demás usual, de $K = 0,50$ (mitad de subpresión) puede mejorarse con un buen tratamiento y la distribución triangular con máximo 100 por 100 agua arriba y cero agua abajo, puede no ser, en casos excepcionales, la peor sollicitación.

Vemos, igualmente, que los gráficos son casi rectos, lo que resulta lógico si consideramos que para ángulos pequeños $\text{sen } \alpha$ y $\text{tan } \alpha$ son próximos a α y $\text{cos } \alpha$ próximos a la unidad, por lo que las sofisticadas fórmulas que hemos expuesto, quedarían en funciones lineales polinómicas de Φ de α . Simplificando al máximo, tendríamos como envolvente $\alpha = 0,90$ ($45.^\circ \Phi$).

Si tenemos en cuenta que una roca estratificada horizontal tendrá en sus interestratificaciones cohesión nula y valores de Φ en muchos casos inferiores a $45.^\circ$ y que el contacto hormigón roca tendrá un comportamiento algo mejor pero siempre con valores de menos de $45.^\circ$, salvo rocas duras, sanas y sin discontinuidades, concluiremos que debe ser práctica común empezar determinando el Φ más desfavorable que, en general, será el de discontinuidades de la roca, iniciando los tanteos con un ángulo α deducido de los gráficos anteriores, continuando el cálculo en otras líneas de rotura más desfavorables, si es que existen, en función de la orientación de las discontinuidades. En el caso de estratificación buzando hacia agua arriba con mayores ángulos que α es posible, casi seguro, que no habrá superficies más desfavorables (fig. A). En el caso de buzamiento hacia agua abajo (fig. B) el problema sería mucho más complicado, pues tendríamos que contar con el empuje en reposo (nunca el pasivo) de la roca de agua abajo y con las discontinuidades normales o sensiblemente normales al cauce, y ello con empujes horizontales significativos, es decir, tendríamos condiciones muy desfavorables e inseguras, siendo quizá más adecuado una solución arco



gravedad (que tiene más esfuerzos normales y menos esfuerzos tangentes).

En todo caso, estaríamos en un cálculo de mecánica de rocas de complejidad comparable o igual a soluciones de arco gravedad o bóveda y en el campo de una disciplina aún joven, con hipótesis y base empírica no excesivamente consolidadas.

En cuanto a tipos de terreno y sus posibles ángulos de rozamiento interno o el del hormigón y la roca, hay suficiente literatura para estimar estos valores a nivel de anteproyecto, pero a nivel de proyecto será necesario efectuar ensayos in-situ, pues raras veces tendremos valores de Φ lo suficientemente seguros y mayores que $45.^\circ$ por las razones ya expuestas anteriormente, de que las buenas cerradas ya estarán empleadas. Además, en el caso particular de la cuenca del Ebro, cuyas formaciones más abundantes son terciario, mioceno, oligoceno y eoceno, en el centro de la cuenca y jurásico y cretácico en su periferia, con escasa representación de terrenos más antiguos, tenemos que considerar que las formaciones más duras y resistentes son las calizas de facies marina, jurásicas o cretácicas, que casi siempre tienen fenómenos de karstificación, es decir, las formaciones adecuadas mecánicamente no lo son geológicamente, quedando como posi-

bles formaciones aceptables los conglomerados oligocenos marginales y las formaciones calcáreo-margosas duras o areniscosas del eoceno, lo que supone un margen de acción muy limitado.

Es precisamente en estas formaciones, donde se han construido las últimas presas de gravedad, El Grado y Vadiello, conglomerados marginales oligocenos y en calizas duras y calizas margosas del eoceno donde se ha proyectado la última actuación, siendo el cálculo de esta última de donde han surgido las reflexiones que nos han llevado a redactar este artículo.

En resumen, que la aparición de la nueva técnica del hormigón compactado y las injustificadas reservas que las presas de material suelto suscitan hoy por hoy, no deben llevarnos a decisiones discutibles, cuando no erróneas, si es que minusvaloramos o ignoramos los riesgos de rotura por esfuerzo cortante de las soluciones clásicas de presas de gravedad y, en cambio, podemos avanzar en la técnica del hormigón compactado hacia mayores alturas (hasta 100/120 m.) sin excesivas reservas.

Convendría estudiar en grandes triaxiales de hormigón compactado, posibles disminuciones de resistencia al corte en contacto entre capas.

En cualquier caso, tenemos que tener en cuenta que la mecánica de rocas es una técnica relativamente joven, con base empírica en elaboración e hipótesis aún no afirmadas y cuyos parámetros empíricos son de difícil estimación.

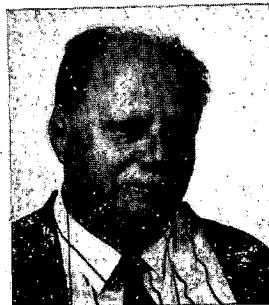
En resumen, que tendremos que sopesar muy cuidadosamente las soluciones de gravedad, salvo en cimientos «por encima de toda sospecha», y pensar que desafortunadamente, tendremos, en muchísimos casos, que seguir con las soluciones de materiales sueltos, cuyos inconvenientes, nada despreciables, no vamos a exponer por no ser el objeto de este artículo.

Finalmente, diríamos que no es bueno ir por

«modas» pasando de todo «gravedad» a todo «materiales sueltos» o a la inversa.

Por supuesto que las grandes presas de hormigón compactado, exigirían estudios detenidos de tipo teórico y empírico de su real resistencia al corte, estableciendo la curva de rotura intrínseca o envolvente de los círculos de rotura en ensayos triaxiales de gran tamaño, incluso en el campo de los esfuerzos desviadores de signo negativo y quizá, suponer resistencias al corte distintas en el eje horizontal y vertical en los hormigones compactados, temas en que pueden existir antecedentes extranjeros.

Angel Araoz Sánchez Albornoz



Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, de la promoción 1955. Estuvo destinado un año en RENFE y tres en el Departamento de Construcción del Instituto Nacional de Industria. Desde Junio de 1969 está destinado en la Confederación Hidrográfica del Ebro, donde ha proyectado y dirigido numerosas obras, alguna de gran importancia, como los primeros tramos del Canal del Cinca (70 m³/sg), CANAL DE TERREU (13 m³/sg). Después dirigió la zona central de explotación de la Confederación, Riegos del Alto Aragón, con grandes embalses de SOTONERA, EL GRADO y MEDIANO, así como seis embalses medianos más.

Vuelto al Area de Proyecto y Obras, ha proyectado y construido los embalses de CALANDA (54 Hm³ y 50 m. de altura) y el de CASPE (52 m. y 82 Hm³). Interviniendo en el Proyecto de PAJARES (30 Hm³ y 60 m. de altura). Ha redactado los proyectos de las dos mayores presas del Ebro, COMUNET (145 m. y 170 Hm³), pero con volumen de presa próximo a 17 millones de metros cúbicos, todos ellos de materiales sueltos y la de ITOIZ de gravedad de 130 m. de altura y 1,2 millones de metros cúbicos de hormigón.