

ANÁLISIS CONJUNTO DE LAS FORMULACIONES DE SOCAVACIÓN Y PRESIÓN DINÁMICA MEDIA AL PIE DE PRESAS

TEMA: Obras Hidráulicas

Luis G. Castillo E.¹ - Jerónimo Puertas A.² - José Dolz R.³
Doctores Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

RESUMEN

Los estudios para conocer las acciones al pie de las presas por efecto de la incidencia de los chorros de agua que son vertidos libremente a la atmósfera, se han realizado siguiendo dos vías de investigación diferentes: los estudios de fosas de erosión o socavación y los estudios de presiones instantáneas, medias y fluctuantes. La instrumentación y el objetivo de las mediciones han marcado la diferencia de estas dos líneas de investigación y como consecuencia, "aparentemente" el tipo de formulaciones obtenidas.

En el presente trabajo se presentan las formulaciones generales de socavación y presiones, analizándose su correspondencia y demostrándose que obedecen a un único tipo de formulación. Adicionalmente se propone un parámetro práctico para medir la potencia erosiva del vertido, la "Relación de Disipación de Energía", el mismo que nos puede permitir analizar las sollicitaciones a los que estaría sometido la solera rígida de un cuenco disipador.

ABSTRACT

The studies to know the actions at dam toe by effect of the incident water jet, that are spill freely to the atmosphere, have been made by two different research ways: the studies of pits of erosion or scour and the studies of instantantaneous, means and fluctuation pressures. The instrumentation and measures' objectives, have marked the difference between the two research ways and "apparently", the kind of the obtained formulation.

At the present paper are shown the general formulation of scour and pressures, analysing its correspondence and demonstrating that they respond to a unique kind of formulation. We propose a parameter to measure the erosive power of the spill jet, the "Relation of Energy Dissipation", the same that let us analyze the sollicitations that would be expose the stiff plate of the energy dissipators.

¹ SENER, Ingeniería y Sistemas, S.A. Parque Tecnológico de Madrid, c/ Severo Ochoa nº 4. 28760 Tres Cantos - Madrid. ESPAÑA.
Asesor del Laboratorio de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central del Ecuador.

² E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad de La Coruña. Campus de Elviña. 15192 La Coruña. ESPAÑA.

³ E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Catalunya. C/ Gran capitán D1. 08034 Barcelona. ESPAÑA.

1. INTRODUCCIÓN

Los estudios para conocer las acciones al pié de las presas por efecto de la incidencia de los chorros de agua que son vertidos libremente a la atmósfera, se han realizado siguiendo dos vías de investigación diferentes: los estudios de fosas de erosión o socavación y los estudios de presiones instantáneas, medias y fluctuantes. La instrumentación y el objetivo de las mediciones han marcado la diferencia de estas dos líneas de investigación y como consecuencia, "aparentemente" el tipo de formulaciones obtenidas; así, en las formulaciones de socavación, la medición principal es la altura y forma de la fosa de erosión, en tanto que en la segunda vía de investigación la caracterización de las presiones en la solera del cuenco constituye el objetivo principal.

Las formulaciones de socavación clásicas constituyen correlaciones empíricas obtenidas en modelo [Schoklitsch (1932), Veronese (1937), Rajaratnam (1981), Rajaratnam et al. (1995), etc.], en prototipo [Wu (1973) y en modelo-prototipo Mason et al. (1985), Lopardo et al. (1987), etc.], en tanto que una vía alternativa a través de la teoría de los chorros turbulentos ha sido propuesto por Muñoz (1964) y desarrollado por Chee y Kung (1974), Padilla et al. (1988), etc.

La comparación generalizada y la unificación de las distintas fórmulas de socavación a través de la teoría de los chorros turbulentos fue realizado por Ramírez et al. (1990).

En lo que respecta a los estudios de caracterización de presiones en la solera de un cuenco disipador de vertido libre, las principales formulaciones empíricas han sido determinadas exclusivamente en modelos, dada la complejidad de instalar la instrumentación adecuada en prototipos. Estas formulaciones han evolucionado desde los trabajos de Moore (1943), Lencastre (1961), Cola (1965), Aki (1969), Hartung y Hausler (1973), Beltaos (1976); hasta los trabajos más recientes de Xu-Do-Ming et al. (1983), Lemos et al. (1984), Cui Guang Tao et al. (1985) y la línea de investigación del Laboratorio de Hidráulica de la Universidad Politécnica de Cataluña: Castillo (1989) y (1990) presenta un primer intento de comprobación y unificación de las diferentes formulaciones de la presión dinámica media, a partir de un análisis general junto con la medición de presiones instantáneas a través de transductores de presión piezoresistivos [ver Castillo et al. (1991)]. En la misma línea y a partir de una extensa campaña de experimentación, Armengou (1991) y Puertas (1994), presentan resultados de aplicación práctica para el proyecto de este tipo de cuencos de disipación de energía.

En el presente trabajo se presentan las formulaciones generales de socavación y presiones, analizándose su correspondencia y demostrándose que obedecen a un único tipo de formulación. Adicionalmente se propone un parámetro práctico para medir la potencia erosiva del vertido, la "Relación de Disipación de Energía", el mismo que nos puede permitir analizar las solicitaciones a los que estaría sometido la solera rígida de un cuenco disipador.

2. ANÁLISIS DEL CHORRO INCIDENTE

En el vertido libre, la energía total creada en el embalse se elimina por los siguientes mecanismos:

- **Primero:** por la fricción, emulsionamiento y aireación si las velocidades de caída llegan alcanzar velocidades de 6 m/s (alturas de caída superiores a 1, 83 m); por la atomización del agua con el aire a partir de velocidades 20-30 m/s (alturas de 20 - 46 m).

- **Segundo: (2a):** si se cuenta con **solera rígida**, por efecto combinado de la difusión e impacto en el cuenco disipador de energía y por la fricción interna a través de un resalto hidráulico sumergido (figura 1). **(2b):** si se dispone de **fosa de erosión**, por la difusión total del chorro, hasta que se alcanza un estado de socavación límite independiente del tiempo, constituyendo el mecanismo principal la excavación de la fosa hasta que la velocidad del chorro sumergido disminuye a un nivel tal, de forma que las tensiones tangenciales en el lecho alcanzan un valor crítico en el sentido de Shields (no necesariamente numéricamente iguales) [Ramírez et al. (1990)]. Dicho de otra forma, la socavación progresará hasta que se obtenga un colchón de agua suficiente en donde el chorro turbulento se difunde totalmente y las velocidades y fluctuaciones de presión han disminuido hasta un cierto nivel, de tal forma que no son capaces de movilizar y extraer el material del fondo (figura 2). Para este chorro libre con desarrollo total, se podría aplicar la siguiente relación:

$$S/(B \sin \theta) = S^* = k [V/V^*c]^n = V^{*n} \quad (1)$$

En donde S: erosión alcanzada desde el nivel del agua del cuenco hasta el punto más profundo del foso; B: espesor del chorro cuando incide en el colchón de agua; θ : ángulo de incidencia en el colchón; V: velocidad de incidencia del chorro; V^*c : velocidad de fricción crítica para que se produzca el movimiento de las partículas en la fosa de erosión; k y n: constantes que dependen de la forma del chorro. Teóricamente, para chorro plano: [n=2, k=2,7], para chorro de revolución [n=1, k=6,4]. [Tennekes y Lumley (1972)].

El espesor del chorro "B" dependerá principalmente de la aproximación y forma del vertedero y de la altura de caída [Ramos (1988), Ervine y Falvey (1987)]. Un conocimiento claro de los mecanismos de entrada de aire en la caída de los chorros turbulentos aún no ha sido desarrollado, verificándose que los modelos con similitud de Froude sobreestiman las presiones [Ramos (1988)].

2.1 Planteamiento teórico y unificación de la fórmula de socavación

Ramírez et al. (1990) deducen a partir de la configuración base de la caída libre de un vertedero y supuesto que la trayectoria correspondiente del chorro es parabólica y en conjunción con la teoría de chorros turbulentos; sumergidos, la siguiente fórmula límite, que sería válida cuando el diámetro de las partículas ya no tienen influencia en el fenómeno:

$$S^* = 2,34 L^{*3/2} \quad (2)$$

$$S^* = S/B \quad (2.a)$$

$$L^* = V / (q g)^{1/3} \quad (2.b)$$

En donde q es el caudal específico y g la aceleración de la gravedad.

En la ec. (2) se asume las siguientes consideraciones:

- Se adopta un coeficiente de contracción de la napa: $C_c=0,61$.
- Para un rango de aplicación del ángulo de incidencia $30 \leq \theta \leq 60$ grados, se aproxima la relación: $[\sin \theta \approx 0,39 L^{*3/2}]$.
- Para el caso de chorro plano, cuando $[V^*=(V/V^*c)]$ es suficientemente alto ($V^*>60$), la relación $[S^*=(S/B)\sin\theta] \approx 6$.
- Difusión total del chorro o desarrollo total del chorro libre (no se considera efecto combinado de chorro libre desarrollado parcialmente con chorro de pared por el fondo).

La mayoría de las fórmulas de socavación toman generalmente la siguiente forma común:

$$S = K [(H^\alpha q^\beta h^\delta) / D^\gamma] \quad (3)$$

En donde H: carga total hasta el nivel del líquido aguas abajo; h: altura de colchón de agua inicial; Di: diámetro representativo de las partículas que permanecen en el foso de erosión. K, α , β , γ y δ constituyen los coeficientes que han obtenido experimentalmente los diferentes autores.

Ramírez et al. (1990), realizan una comparación unificada de las fórmulas empíricas de socavación, mediante una adecuada reducción a parámetros comunes; llegando a clasificarlas en tres tipos generales, en donde en las Tipo I (no dimensionalmente homogéneas) y Tipo II (dimensionalmente homogéneas) interviene el diámetro de las partículas y, en las Tipo III (dimensionalmente homogéneas), no interviene el diámetro de las partículas, constituyendo las relaciones límites en el sentido de Veronese (1937).

Entre las formulaciones límites Tipo III, se indica las relaciones adimensionales empíricas de Wu (1973): [K=2,11; $\alpha=0,235$; $\beta=0,51$; $\gamma=0$; $\delta=0$], obtenida de prototipos; Lopardo et al. (1987): [K=2,50; $\alpha=0,25$;

$\beta=0,50$; $\gamma=0$; $\delta=0$], obtenida de modelos y prototipos.

Estas formulaciones expresadas en función de las variables S^* y L^* son:

$$Wu: \quad S^* = 1,79 L^{*1,47} \quad (4)$$

$$Lopardo et al.: \quad S^* = 2,10 L^{*3/2} \quad (5)$$

Así, se concluye que constituyen relaciones similares a la formulación teórica límite de Ramírez et al. (1990), representada por la ec. (2).

2.2 Presión dinámica media en la solera del cuenco dissipador

Como ya se ha indicado, la caracterización de las presiones por efecto de un chorro incidente han sido estudiadas con diferente instrumentación (piezómetros, transductores de presión, etc.), diferentes medios (aire/aire, aire/agua, agua/agua) y diferentes metodologías. Como común denominador de las distintas formulaciones, es que han surgido de un **análisis univariante**, a excepción de las formulaciones de Armengou (1991) y Puertas (1994), que realizan un análisis multivariante. Los resultados obtenidos por los distintos autores se pueden resumir en las siguientes formulaciones generales, que representan las presiones máximas y su distribución:

$$\Delta p_{\max} = C \rho (V^2/2)(B/h) = C \gamma H^2/[h(2gH^3)^{1/2}] \quad (6)$$

$$\Delta p = \Delta p_{\max} e^{-K |x/h|^2} \quad (7)$$

Siendo ρ y γ la densidad y peso específico del agua. En el cuadro adjunto se indican los coeficientes [C, K], observándose una importante dispersión en los datos, lo que no es de extrañar debido a la distinta naturaleza de los ensayos.

	C	K	Características del ensayo	Medio	Observaciones
Cola	7.18	40.51	B=12-24 mm h=0.165-0.835 m v _m =1.3-4.8 m/s	Agua Chorro sumergido (sin aireación) Bidimensional simétrico	
Hartung y Hausler	5	19.6	Teórico. Basado en γ , =5 B. inferido de experiencias anteriores	Agua Chorro de profundidad ilimitada	Si se considera el chorro turbulento rugoso (Ervine y Falvey), se obtiene: C=3.56; K=9.92
Beltaos	8	42	B=0.224 cm h/B=45.5-68.2	Aire, bidimensional. Distintos ángulos de ataque	Comprueba el ajuste de la expresión teórica de Schauer y Eustis.
Cui Guang Tao et al.	5.2-6.35	12.56	Modelo sin escala conocida En prototipo: Q=80 m ³ /s, H=165-187 m h=32.5-54.9 m	Agua Bidimensional no simétrico (modelo reducido de presa bóveda)	No se conocen los posibles efectos de escala en el ensayo
Armengou	3.19	25	H=1.8-5.5 m Q<50 l/s h<1.2 m	Agua Bidimensional no simétrico Chorro aireado (v=6-10.4 m/s)	Primeros valores obtenidos en la puesta a punto de una instalación experimental

En el Laboratorio de Hidráulica de la Universidad Politécnica de Cataluña, se han realizado distintos estudios teóricos y experimentales, analizándose, comparándose y unificándose las diversas formulaciones empíricas [Castillo (1989), (1990), Castillo et al. (1991), Armengou (1991) y Puertas (1994)].

Los coeficientes propuestos por Puertas (1994), constituyen el resultado de una extensa campaña sistematizada de ensayos en un modelo bidimensional con similitud de Froude, registrándose las presiones instantáneas "p" con transductores de presión piezoresistivos, para diferentes alturas de caída, distintas alturas de colchón de agua y caudal; habiéndose efectuado un **tratamiento multivariante** de las variables

adimensionales más relevantes: $N1=p/\rho gH$; $N2=h/H$; $N3=q/[(2gH^3)]^{1/2}$; $N4=x/H$.

Los límites de aplicación de los resultados del modelo, traducido a valores de prototipo son los siguientes: $H= 25-250$ m; $q = 1-25$ m²/s; $\theta = 66-90^\circ$.

De esta forma, la presión dinámica media en el punto de impacto, es decir la presión total actuante sobre la solera del cuenco menos la presión debida a la altura del colchón de agua, resulta:

$$\Delta p_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = 3,88 \gamma q \sqrt{H} / (h\sqrt{2g}) \quad (8)$$

Expresión válida siempre que se garantice por lo menos un colchón efectivo en el cuenco disipador de energía de:

$$h^2\sqrt{2g} / (q\sqrt{H}) > 0,6 \quad (9)$$

Entonces, colchón efectivo: $h_e = 0,368 q^{0,50} H^{0,25} \quad (10)$

En ausencia de colchón efectivo, el valor h tiene poca influencia y la presión sobre el cuenco se reduce únicamente por efecto del rozamiento con el aire en el vuelo y por la fricción del chorro con el pozo de acumulación.

Para el rango: $q / \sqrt{2gH^3} < 0,0011 \quad (11)$

el efecto de la aireación y disgregación del chorro se hace particularmente patente, provocando importantes disminuciones de la presión. La presión máxima esperable si una parte del chorro alcanza el cuenco de modo compacto sería la equivalente a la altura del vertido menos la pérdida de energía producida por la fricción del chorro con el pozo de acumulación.

La distribución de la presión dinámica media en el cuenco de amortiguamiento para puntos distintos de los de la línea de impacto, alejados de ésta una distancia " x " responde a la expresión (válida para cualquier situación: con o sin colchón efectivo):

$$\Delta p = \Delta p_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} e^{-2|x/h|^{0,5}} \quad (12)$$

En las figuras 3 y 4 se presentan las presiones dinámicas medias y máximas (superada por un 5% de los registros correspondientes a cada ensayo), relacionadas con las variables de flujo.

2.3 Análisis de las presiones para colchones inferiores al efectivo

En los resultados de Puertas (1994), la serie de datos sin colchón efectivo apenas depende de " h ", principalmente para los casos de pequeños caudales " q " y grandes alturas de vertido " H ", teniendo por tanto una gran importancia la aireación. El sensor, sobre todo en el caso de que no haya un colchón eficaz, recibe el impacto no de modo continuo sino aleatorio, puesto que la oscilación de la lámina y la disgregación de la misma hacen que la presión en la zona de impacto sufra continuas variaciones. De este modo, cabe esperar que los resultados relativos a ensayos sin colchón efectivo sean más dispersos. Lencastre (1961), Castillo (1989) y Castillo et al. (1991) ya observaron que las presiones obtenidas en los ensayos sin colchón no correspondían a los máximos, sino a ensayos con pequeños colchones; posiblemente uno de los motivos sería el efecto aquí apuntado; sin embargo, no debería descartarse la razón expresada en su momento por éstos autores: "el pequeño o nulo efecto de los pequeños colchones en la disipación de energía y por la facilidad que un cierto espesor de colchón de agua ofrece al desarrollo de la turbulencia". Para saber cuánto de la distorsión corresponde a un "error de medida" y cuánto al fenómeno de la turbulencia, se debería realizar nuevos y más extensivos ensayos, de tal forma de poder llegar a determinar una ley general de las presiones para los colchones por debajo del efectivo.

Dado que estos fenómenos no están contemplados en la formulación de Puertas (1994) [ec.(8)], utilizamos en el análisis, como método aproximado para el caso de impacto directo, la formulación propuesta por Moore (1943), en donde considera la presión media como la diferencia entre la altura de vertido y la

pérdida de energía. La única pérdida de energía que se considera en este método es la debida al efecto del pozo de acumulación "yp":

$$(yp/yc)^2 = (y_1/yc)^2 + 2(yc/y_1) - 3 \quad (13)$$

En donde: y_1 : calado contraído al pié del vertido; yc : calado crítico.

Las relaciones principales para el cálculo de la pérdida de energía " ΔE ", deducidas aplicando la ecuación del momentum a un volumen de control [Henderson (1966)] son:

$$Vm = (V/2)(1 + \cos\theta) \quad (14)$$

$$\cos\theta = 1,06/[(\Delta z/yc)+3/2]^{1/2} \quad (15)$$

$$\Delta E = \Delta z + (3/2)yc - y_1 - Vm^2/2g \quad (16)$$

En donde Vm : velocidad correspondiente al calado contraído y_1 ; Δz : altura desde la cresta del aliviadero hasta el fondo de la solera del cuenco.

3. COMPARACIÓN DE LAS FORMULACIONES LÍMITES DE SOCAVACIÓN CON LAS DE PRESIÓN DINÁMICA MEDIA

Si en la ecuación de la presión dinámica media [ec (8)], reemplazamos la relación $[q=BV]$ y realizamos las operaciones y transformaciones adecuadas de tal forma que se obtenga una relación en función de la variable L^* , tenemos que:

$$(\Delta p_{\max}/B) = 2,74 [V^2 H / (h^2 g)]^{1/2} = 2,74 [V^3 / [(h^2/H)V]g]^{1/2}$$

$$\text{En donde: } [(h^2/H)V] = [(h^2/H)(q/B)] = [h^2/(BH)]q$$

$$\text{Si: } G = [h^2/(BH)] \quad (17)$$

$$\text{Entonces: } (\Delta p_{\max}/B) = 2,74 [V^3/(Gqg)]^{1/2} \quad (18)$$

Como $[L^* = V/(qg)^{1/3}]$; entonces la ecuación (18) se transforma en:

$$(\Delta p_{\max}/B) = 2,74 L^{*3/2} [1/G^{1/2}] \quad (19)$$

Podemos concluir que la formulación de la presión dinámica media es similar a las formulaciones límites de la socavación de Ramírez et al. (1990) [ec.(2)] y de Lopardo et al. (1987) [ec. (5)]; en tanto en cuanto la relación adimensional "G" se aproxime a la unidad. Esta relación cuantifica los requerimientos de colchón de agua del cuenco disipador, en función de la energía de caída y del caudal incidente $[G = h^2/(BH) = (1/2g)^{0,25} q^{0,50} H^{0,25}]$; debiendo notarse que h depende más intensamente del caudal específico.

El rango físico de validez de la relación "G" va desde el valor mínimo correspondiente a una altura de colchón efectivo a un valor teórico máximo correspondiente a un colchón de agua infinito.

- Valor mínimo de G (Condición de colchón efectivo):

$$\text{Colchón efectivo. De ec. (10): } h_e = 0,368 q^{1/2} H^{1/4}$$

$$\text{Entonces } G = h^2/BH = h^2/[q/((2gH)^{1/2})H] = \sqrt{2g} [0,368 q^{1/2} H^{1/4}]^2 / (qH^{1/2}) \implies G=0,60$$

- Valor de G para condiciones mínimas en los ensayos de presión de Puertas (1994):

$$\text{Límites inferiores de validez de los ensayos: } q_{\min} = 1 \text{ m}^2/\text{s}; H_{\min} = 25 \text{ m} \rightarrow h_e = 0,82 \text{ m}$$

$$\text{Espesor mínimo del chorro para condiciones extremas de ensayos } [q=1\text{m}^2/\text{s}; H=250\text{m}] \rightarrow B=0,01\text{m}$$

Entonces, el valor de "G" para las condiciones mínimas de h_e , B y H sería:

$$G = [h^2 / (BH)] = [0,82^2 / (0,01 \times 25)] \implies G=2,70$$

- Para la condición de $G=1$, se obtiene un colchón:

$$h_{(G=1)} = 0,475 q^{0,50} H^{0,25} \quad (20)$$

En la figura 5 se representan las relaciones $[(S/B) \text{ vs. } L^*]$ para las formulaciones límites de socavación [Ramírez et al. (1990), Wu (1974) y Lopardo et al. (1987) y la relaciones $[(\Delta p_{\max}/B) \text{ vs. } L^*]$ de la formulación de la presión dinámica media, incluyendo distintos valores de G .

Se puede observar, que los límites extremos de la relación adimensional [$G=0,60$ y $G=2,70$], constituyen envolventes superiores e inferiores en presiones de las formulaciones límites de socavación; cumpliéndose como cabía esperar que, se obtendrán siempre las máximas presiones dinámicas cuando se disponga del mínimo colchón de agua requerido [$h_e \rightarrow G=0,60$] y viceversa; es decir, se obtendrán las mínimas presiones dinámicas al disponerse de las mayores alturas de colchón de agua [$G=2,70$].

Adicionalmente se puede observar que para este caso [mayores alturas de colchón ($G=2,70$)], las presiones dinámicas medias coinciden prácticamente con la formulación de socavación de Wu (1973); en tanto que con la formulación de socavación de Lopardo et al. (1987), la aproximación se efectúa para un valor intermedio de la relación adimensional ($G=1,85$).

En las figuras 6, 7 y 8 se presentan las variaciones de la altura de colchón de agua, contenido de energía y disipación de energía, respectivamente, calculadas a partir de la fórmula clásica de Moore (1943), con la fórmula de presión dinámica media para distintos valores de " G " de Puertas (1994) y de la altura de socavación de Ramírez et al. (1990). El análisis se ha realizado para un ($q = 20 \text{ m}^2/\text{s}$) y alturas de vertido ($H=25-200 \text{ m}$).

En lo que respecta a las alturas de colchón de agua (figura 6), podemos observar que las menores alturas de colchón de agua corresponden al calado contraído " y_1 ", calculado a partir de la fórmula clásica de Moore (1943), y que, en teoría debería siempre contener la máxima cantidad de energía (o producir la mínima disipación de energía). Como es lógico, el calado " y_1 " va disminuyendo a medida que aumenta la altura de caída. Hacemos notar sin embargo, que el colchón real de agua para este caso de impacto directo corresponde al calado del pozo de acumulación " yp "; el mismo que es ligeramente superior al colchón eficaz calculado con la formulación de Puertas (1994), llegando a igualarse a partir de una altura de vertido de $H = 170 \text{ m}$. Debemos observar que el pozo de acumulación no rodea completamente al chorro y por lo tanto en ningún caso aportará un disipación de energía por efecto de difusión del chorro.

En las figuras 7 y 8 podemos observar que con la formulación de Moore (1943), se producen mayores cotas de disipación de energía que las obtenidas con Puertas (1994), hasta una altura de vertido de $H=70 \text{ m}$ para ($G=0,60$) y $H=105 \text{ m}$ para ($G=1$). Esto nos indicaría que para el caudal analizado de $q = 20 \text{ m}^2/\text{s}$, por una parte los chorros alcanzarían la solera de una forma más o menos compacta hasta la altura de 70m , para a partir de ese momento acentuarse la disgregación del chorro, provocándose por tanto una disipación de energía en el aire que no se considera en la formulación de Moore (1943) y que, en la formulación de Puertas (1994) al estar implícitamente registrado este fenómeno en los ensayos, sí considera en alguna forma dicha pérdida. Adicionalmente, se debe observar que aunque el colchón del pozo de acumulación " yp " es similar al colchón eficaz " he "; sin embargo, el anegamiento total del chorro hasta la altura " he ", condición impuesta por la formulación de Puertas (1994), proporciona un aumento de la disipación de energía por efecto de la difusión del chorro en el cuenco.

Como es lógico esperar, los mayores valores de colchón de agua se obtienen con la formulación límite de socavación de Ramírez et al. (1990) y que concomitantemente contendrá siempre la menor cantidad de energía (figura 7) o la producción de máxima disipación de energía (figura 8).

Los cálculos de colchón de agua obtenidos mediante la formulación de Puertas (1994), incrementan proporcionalmente con el incremento del valor de la relación adimensional " G "; conteniendo menor energía (figura 7) y produciendo una mayor cantidad de disipación de energía (figura 8).

En la figura 9, se representa la relación de disipación de energía para el caso de una altura de vertido de $H=100 \text{ m}$ y una variación del caudal específico $q=1-25 \text{ m}^2/\text{s}$. Se puede observar que tanto la formulación de socavación [Ramírez et al. (1990) como la de presión dinámica [Puertas (1994)] tienen un mismo comportamiento, aumentando la disipación de energía con el aumento del caudal, pero tendiendo a estabilizarse hasta un cierto nivel; sin embargo, con la formulación de Moore (1943) el incremento de la

relación de la disipación de energía con el caudal no parece tender a estabilizarse.

Para valores de $[q < 19 \text{ m}^2/\text{s}]$, la formulación de Moore produce menos relaciones de disipación de energía que la formulación de presión de Puertas (1994). Esto nuevamente nos confirma que para grandes alturas y pequeños caudales, el efecto de la pérdida de energía por aireación es importante; registrándose este fenómeno en alguna medida en la formulación de Puertas (1994), pero obviándose totalmente en la formulación de Moore (1943). Adicionalmente, se debe observar el efecto de disipación de energía por difusión del chorro en el colchón eficaz "he", fenómeno que no sucede con la condición de pozo de acumulación "yp". Sin embargo, para valores de $[q > 19 \text{ m}^2/\text{s}]$, las pérdidas de energía en el aire son menos importantes puesto que el chorro para estos caudales tiene una gran entidad y posiblemente impactaría en la solera de una forma más o menos compacta.

4. POTENCIA EROSIVA DEL VERTIDO

Puesto que el elegir una tipología de disipación de energía en fosa de erosión o con solera rígida dependerá de las condiciones Geológicas-Geotécnicas-Económicas y Ambientales, nos interesaría conocer una relación directa entre las dos tipologías de diseño, en términos prácticos de uso. Así, si sabiendo que un diseño en fosa de erosión requiere una altura de socavación "S", qué equivalencia habría con una tipología con solera rígida (con colchón de disipación "h") y, sobre todo qué mecanismos prácticos deberíamos considerar en términos de las fluctuaciones de presión e intensidades de turbulencia, que implicarían el escoger uno u otro tipo de diseño.

Siguiendo el trabajo de Annandale (1995), la "Relación de Disipación de Energía" constituye un parámetro de fácil cálculo que nos permite determinar la potencia erosiva del agua, puesto que representa razonablemente la acción relativa de las fluctuaciones de presión. Así, si la pérdida de energía es " ΔE " y el caudal específico "q", la Relación de Disipación de Energía por unidad de ancho de flujo se expresa como:

$$P = \gamma q \Delta E \quad (21)$$

La correlación entre la Relación de Disipación de Energía "P" y la resistencia del material solicitado se puede expresar como la función:

$$P = f(K_h) \quad (22)$$

en el umbral de resistencia. Si $[P > f(K_h)]$, se excede el umbral de resistencia, y el material fallaría. Al contrario, si $[P < f(K_h)]$, el umbral de resistencia no se excede y por tanto no se espera que ocurra un fallo del material.

En nuestro caso, el material solicitado constituiría la losa rígida que soportaría las fluctuaciones de presión que el colchón de agua "h" no ha sido capaz de filtrar. De este modo, un diseño alternativo de un cuenco de solera rígida con altura de colchón " h_p ", se podría analizar con otro cuenco de altura de colchón " h_m ", pero estos a su vez relacionados con la tipología base que constituye el diseño en foso de erosión con altura "S", el mismo que para las condiciones de diseño constituiría el cuenco con mínimas condiciones de resistencia, puesto que ha dejado desarrollar la máxima relación de disipación de energía.

Sin embargo, la diferencia de relación de producción de energía "DP" entre el foso de erosión " P_s " y el cuenco con solera rígida " P_h ", constituiría la relación neta de disipación de energía o equivalentemente de fluctuaciones de presión que tendría que resistir la solera de dicho cuenco disipador. Así:

$$DP = P_s - P_h \quad (23)$$

En la figura 10 se indican los "incrementos de disipación de energía" o "diferencias de relaciones de producción de energía", tomando como base de referencia de cálculo de producción de disipación de energía, la ecuación límite de socavación de Ramírez et al. (1990). Se analizan las ecuaciones de presiones de Moore (1943) y Puertas (1994) con $[G=0,60, G=1,00, G=2,70]$. Se puede observar que las soleras rígidas diseñadas con el criterio de pozo de acumulación (sin colchón eficaz), serían las menos solicitadas

para alturas de vertido [$H < 45\text{m}$]; sin embargo, éstas serían las más solicitadas para [$H > 105\text{ m}$]. En el resto de los casos, el comportamiento es como cabía esperar; es decir, que las soleras más solicitadas corresponderían al criterio de diseño con colchón eficaz estricto [$G = 0,60$], disminuyendo las solicitaciones a medida que aumenta el colchón de disipación.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se ha presentado un análisis conjunto de las formulaciones de socavación y presiones dinámicas medias, demostrándose que corresponden a un mismo tipo de formulaciones.

Se han realizado diversos análisis de sensibilidad paramétrica, comparando las formulaciones de socavación y presión, en función de la variación de la altura de vertido y del caudal específico.

Se ha propuesto un parámetro práctico de medición de la potencia erosiva del vertido, la "Relación de Disipación de Energía", el mismo que nos puede permitir analizar las solicitaciones a los que estaría sometido la solera rígida del cuenco disipador. En este sentido, se debería estudiar la correlación entre la relación de disipación de energía y la resistencia del material de la solera rígida, quizás en la forma propuesta por Annandale (1995), para los fenómenos de "erosionabilidad".

Sería importante complementar los estudios de socavación y presión, incorporando el análisis de los flujos de pared por el fondo. Adicionalmente sería fundamental estudiar las presiones que se desarrollan para colchones de agua con alturas menores al colchón eficaz.

6. REFERENCIAS

- AKI, S. (1969). "Jiyu rakka suimayaku no mizu-kusshon koka ni kansuru kenkyu" (Estudio de la eficacia de los colchones de agua en vertido libre); (Journal of the Central Electric Research Institute), (Traducido al portugués por J.A. Pinto de Campos. LNEC, Lisboa)
- ANNANDALE, G.W. (1995). "Erodibility". Journal of Hydraulic Research. IAHR, Vol. 33, NO. 4, pp. 471-494.
- ARMENGOU O., JAIME (1991). "Vertido libre por coronación en presas bóveda. Análisis del campo de presiones en el cuenco amortiguador". TESIS DOCTORAL. Universitat Politècnica de Catalunya. Barcelona.
- BELTAOS, S. (1976). "Oblique Impingement of Plane Turbulent Jets". Journal of the Hydraulics Division. Proceedings ASCE, Vol. 102, HY9 Sep.
- CASTILLO E. LUIS G.; DOLZ, R.J.; POLO, C.J. (1991). "Acquisition and Analysis of Data to Characterize Dynamic Actions in Hydraulic Energy Dissipators". XXIV IAHR Congress. Vol. D, pp D-273 - D-280. Madrid.
- CASTILLO E. LUIS G. (1990). "Comprobación y unificación de las formulaciones de la presión dinámica media de un chorro incidente en el punto de estancamiento y la zona de influencia". XIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Vol. 1, pp 383-392. Montevideo, Uruguay.
- CASTILLO E. LUIS G. (1989). "Metodología experimental y numérica para la caracterización del campo de presiones en los disipadores de energía hidráulica. Aplicación al vertido en presas bóveda". TESIS DOCTORAL. Universitat Politècnica de Catalunya. Barcelona, España.
- CHEE, S.P.; KUNG, T. (1974). "Piletas de derrubio Autoformadas". VI Congreso Latinoamericano de Hidráulica. D.7, pp 1-11. Bogotá, Colombia.
- COLA, R. (1966). "Diffusione di un getto piano verticale in un bacino d'acqua d'altezza limitata". L'Energia Elettrica - N.11, pp. 649-667.
- CUI GUANG TAO; LIN JI Y.; LIANG XING R. "Efeito do impacto, no leito do rio, da lamina descarregada sobre uma barragem abobada". (Traducción del chino por J.A. Pinto de Campos). LNEC, Lisboa.
- ERVINE, D.A.; FALVEY, H.T. (1987). "Behaviour of Turbulent Water Jets in the Atmosphere and in Plunge Pools". Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 2, 83, p.295-314.
- HENDERSON, F.W. (1966). "Open Channel Flow". Macmillan, New York.
- HARTUNG, F.; HAUSLER, E. (1973). "Scours, Stilling Basins and Downstream Protection Under Free Overall Jets at Dams". Trans. of the 11th Congress on Large Dams. Madrid, Spain.
- LENCASTRE, A. (1961). "Descarregadores de lâmina livre: bases para o seu estudo e dimensionamento. LNEC, Memoria No. 174. Lisboa.
- LOPARDO, R.A.; VERNET, G.F.; CHIVIDINI, M.F. (1987). "Discusión a MASON, P.J. y ARUMUGAM, K.

- (1985)". Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.113, NO.9, Sep.
- MASON, P.J.; ARUMUGAM, K. (1985). "Free jet scour below dams and flip buckets". Journal of Hydraulic Engineer, 111, No. 2, 220-235.
- MOORE, W.L. (1943). "Energy loss at the base of a free overfall". Transactions, ASCE, Vol. 108, p.1343, with discussion by M.P. White, p. 1361, H. Rouse, p. 1381, and others.
- MUÑOZ, R. (1964). "Socavación al pié de un vertedero". II Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Vol. 2. Porto Alegre, Brasil.
- PADILLA, E.; PEREIRA, L.M.; AGUIRRE, J.; FLORES, I.; FUENTES, R. (1988). "Erosión aguas abajo de una ranura vertical". XIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Vol. 3, pp 122-132. La Habana, Cuba.
- PUERTAS A., JERÓNIMO (1994). "Criterios hidráulicos para el diseño de cuencos de disipación de energía en presas bóveda con vertido libre por coronación". TESIS DOCTORAL. Universitat Politècnica de Catalunya. Barcelona, España.
- RAMÍREZ, M., FUENTES, R. y AGUIRRE, J. (1990). "Comparación unificada de fórmulas para la socavación al pié de presas. XIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Vol. 3, pp 1467-1478. Montevideo, Uruguay.
- RAMOS, C.M. (1988). "Hydrodynamic Actions on Hydraulic Structures". LNEC-65/53/315, Lisboa.
- RAJARATNAM, N.; ADERIBIGBE, O.; POCHYLKO, D. (1995). "Erosion of sand by oblique plane water jets". Proceedings Civil Institutions Engineers of Water, Maritime & Energy. 112, Mar. pp. 31-38.
- RAJARATNAM, N. (1981). "Erosion by plane turbulent jets". Journal of Hydraulic Research. IAHR, 19, NO.4.
- SCHOKLITSCH, A. (1932). "Kolbindungunter Überfallstrahlen". Die Wasserwirtschaft.
- TENNEKES, H.; LUMLEY, J.L. (1972). "A First Course in Turbulence". MIT Press.
- VERONESE, A. (1937). "Erosioni di fondo a valle di uno scarico". Annali dei Lavori Pubblici. Roma, Italia.
- WU, C.M. (1973). "Scour at Downstream End of Dams in Taiwan". International Symposium on River Mechanics. Vol. 1. A13 1-6- Bangkok, Tailandia.
- XU-DO-MING, YU CHANG-ZHAO (1983). "Pressao no fundo de um canal devido ao choque de um jacto plano, e suas características de flutuação. (Traducción del chino por J.A. Pinto de Campos). LNEC. Lisboa.

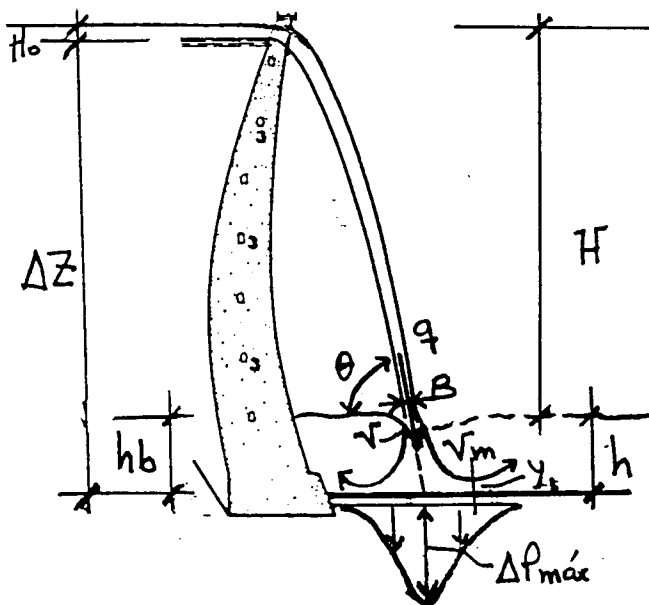


FIGURA 1. Cuenco disipador con solera rígida.

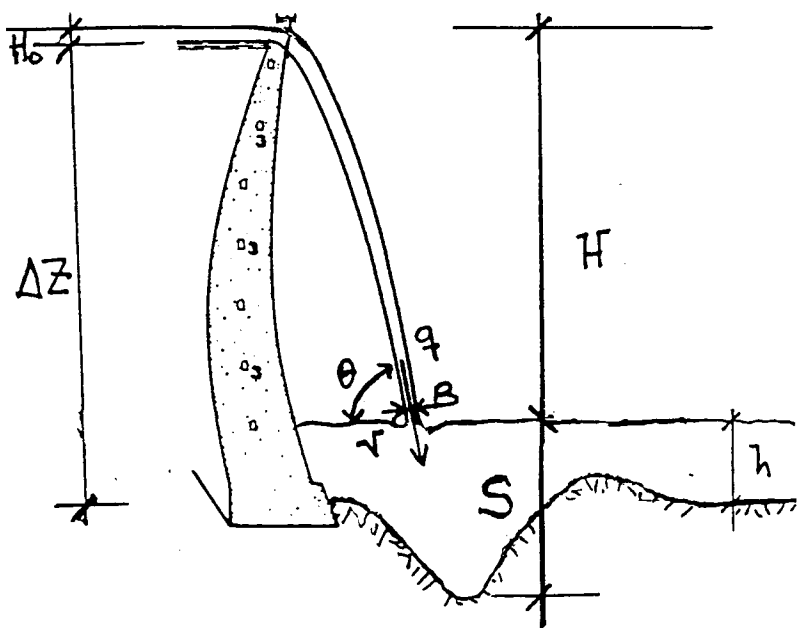


FIGURA 2. Cuenco disipador con fosa de erosión.

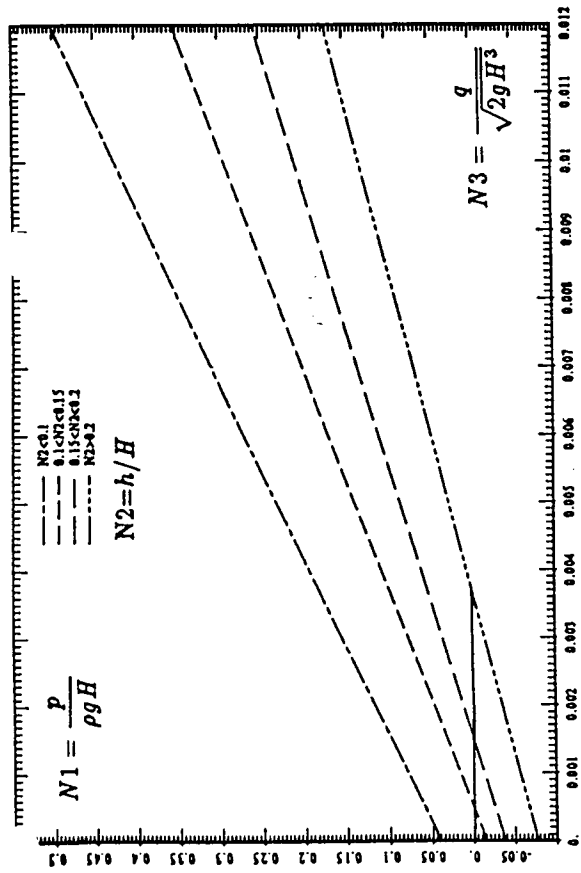


FIGURA 3. Presión dinámica media. Gráfico adimensionalizado

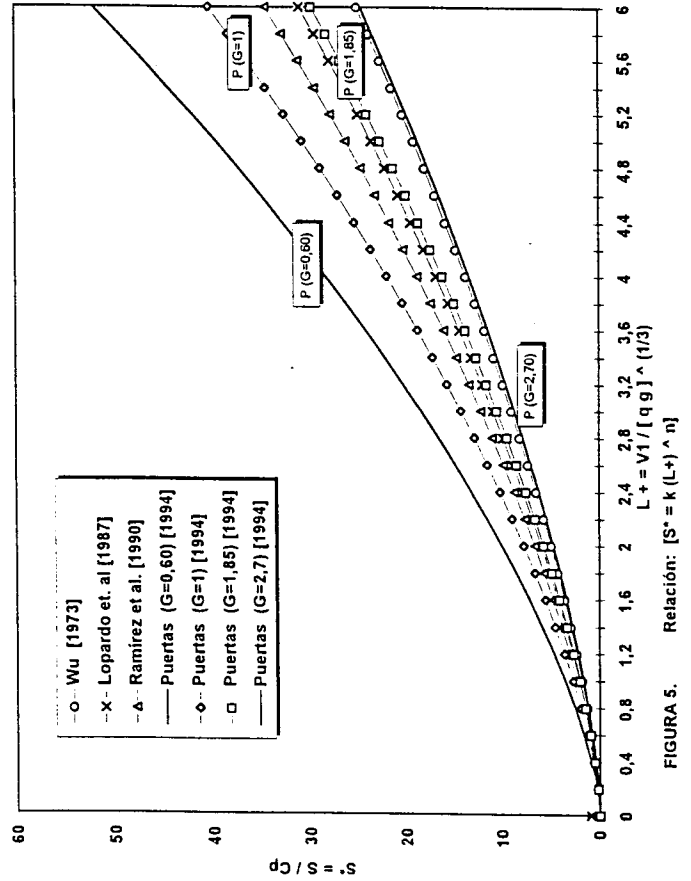


FIGURA 5.

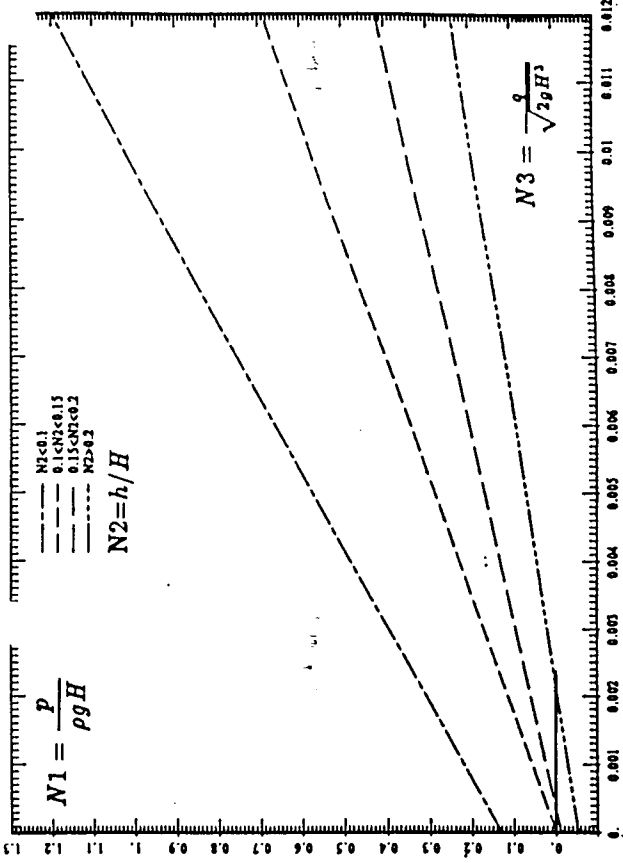


FIGURA 4. Presión dinámica superada por un 5% de los datos. Gráfico adimensionalizado

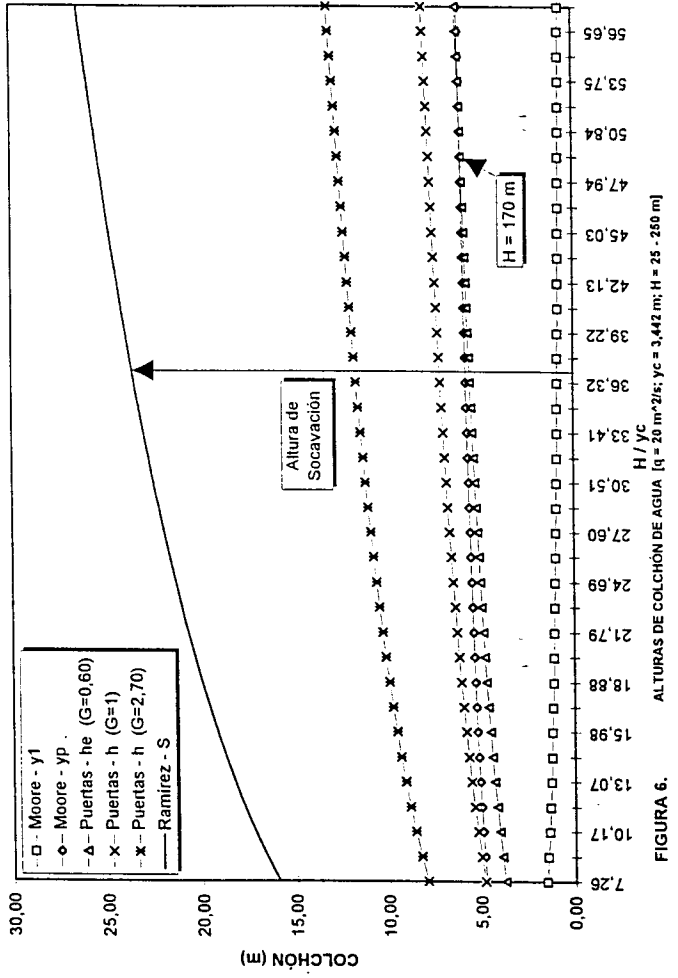


FIGURA 6.

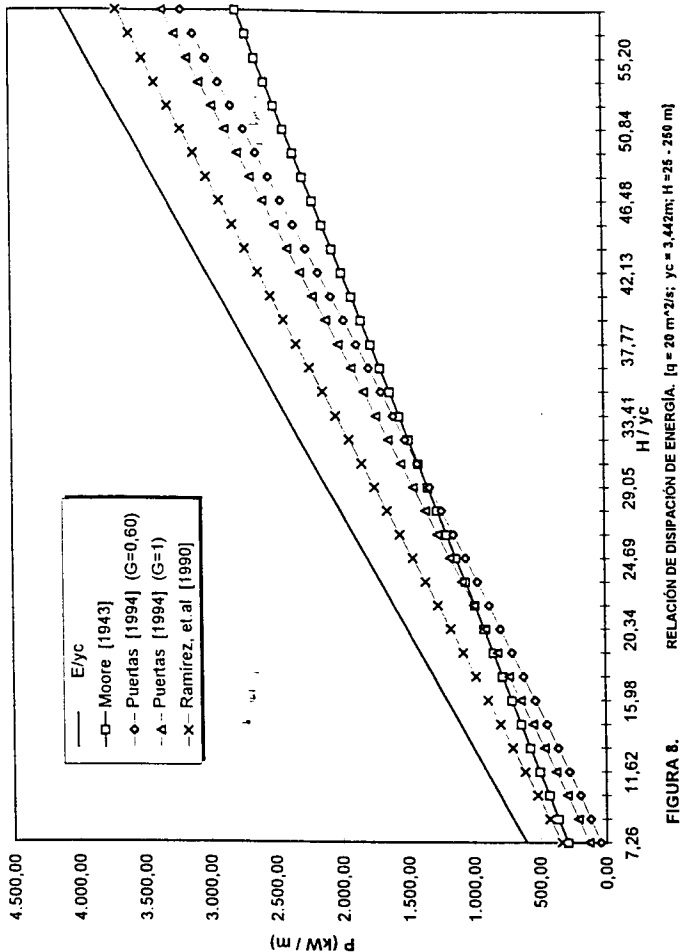


FIGURA 8.

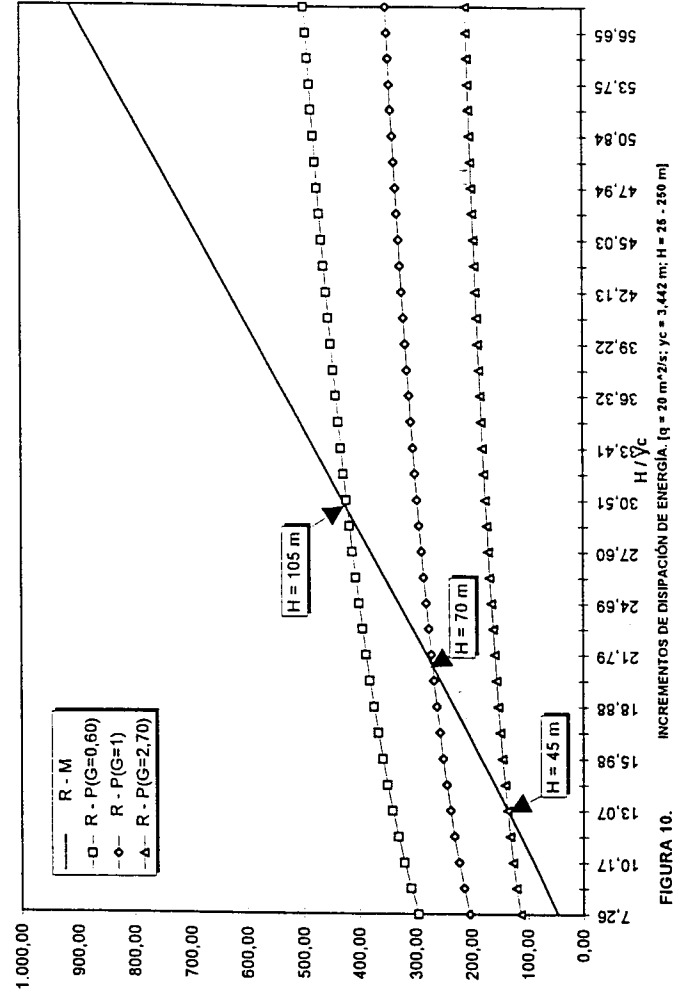


FIGURA 10.

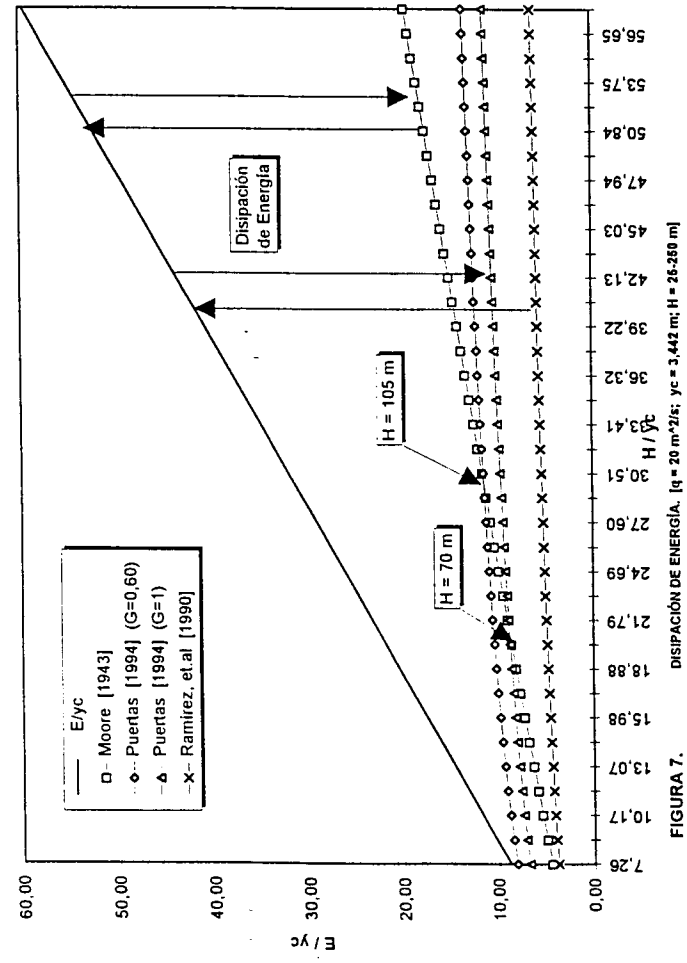


FIGURA 7.

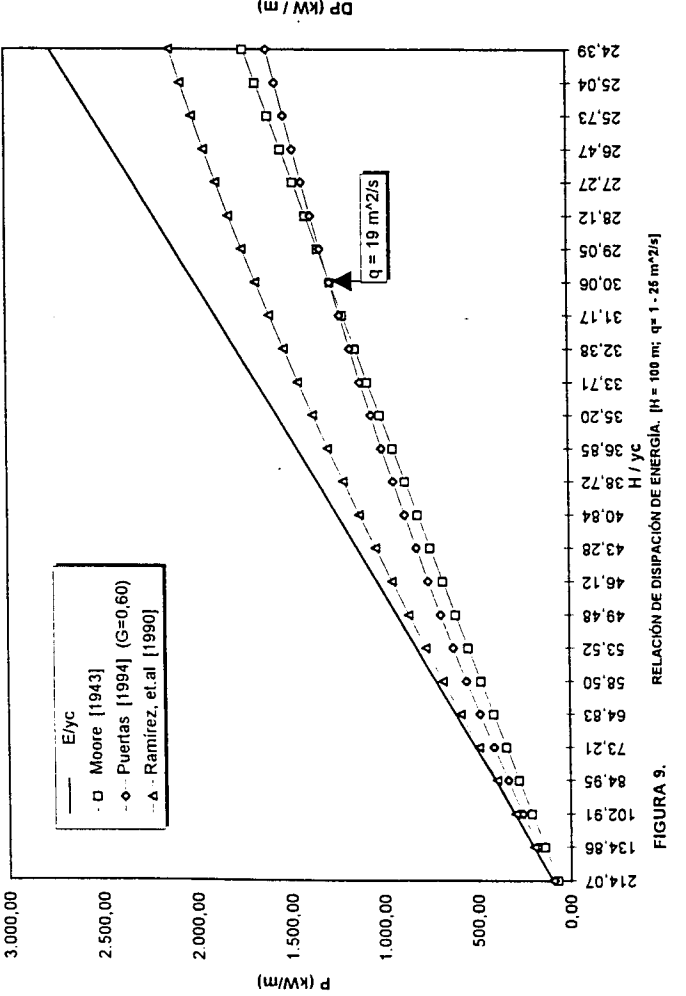


FIGURA 9.