

Capítulo 1. Estado del conocimiento

1. Descripción del flujo sobre un vertedero escalonado

Los diversos investigadores coinciden en la descripción del flujo que puede observarse en un vertedero escalonado (Essery y Horner (1978), Rajaratnam (1990), Chanson (1994), etc.). Así, pueden mostrarse dos tipos de vertidos: flujo escalón a escalón y flujo rasante.

1.1. Flujo escalón a escalón

Se distingue por la formación de una lámina de agua en cada salto de cada escalón. Así, todo el caudal que sale de un escalón golpea en el escalón inferior, presentando un aspecto, *escalón a escalón*, de lámina aislada. En tal caso, la aproximación del flujo a la arista del escalón sobre la cual se produce el vertido libre hacia el escalón inferior se realiza en régimen subcrítico. Este esquema se establece para rangos de caudales relativamente pequeños, y se observa la formación de un colchón sobre la superficie del escalón. De esta manera, un determinado flujo que deja un escalón, pasará de un calado subcrítico a calado crítico para, en el vertido, pasar a un régimen supercrítico. Esto implica que se pasará de régimen supercrítico a subcrítico en cada escalón. El resalto hidráulico es, por tanto, una característica importante de esta categoría de flujos.

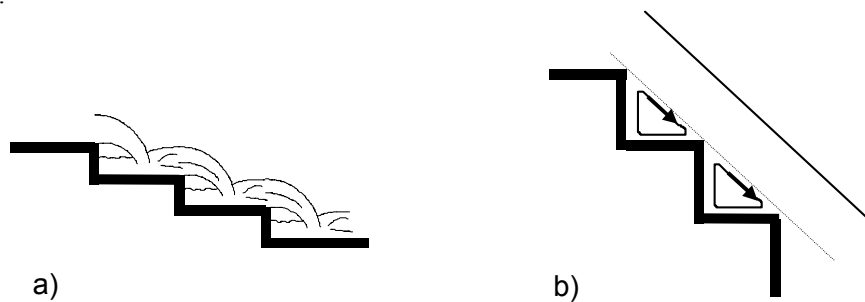


Figura 1.1. Esquema de las categorías de flujo en un vertedero escalonado: a) escalón a escalón y b) rasante.

Sin cambiar de tipo de flujo, al aumentar paulatinamente el caudal y para una geometría fija de los escalones, la lámina saliente de un escalón pasa a no golpear completamente en el siguiente, sino que lo sobrepasa. En tal caso, la aproximación al vertido se produce en régimen supercrítico, llegando al escalón inferior sin existir resalto hidráulico.

En resumidas cuentas el flujo escalón a escalón puede presentar, por tanto, dos aproximaciones diferentes al escalón inmediatamente inferior en función del caudal circulante: en régimen subcrítico y en régimen supercrítico.

1.1.1. Caracterización hidráulica del flujo escalón a escalón

Chanson (1994a y 1996) planteó las relaciones existentes entre las principales variables que caracterizarían el flujo escalón a escalón. Este desarrollo lo estableció mediante consideraciones energéticas, la aplicación de la ecuación de continuidad y un sencillo análisis de la trayectoria coincidente con el centro de gravedad del chorro. Dicho autor estudia el comportamiento aislado de un único escalón, formándose una caída libre del chorro de agua y considerando una adecuada ventilación del mismo. En la Figura 1.2 se esquematizan dichas variables hidráulicas.

Para un escalón de huella horizontal, el calado junto a la arista exterior del mismo (y_a) será, según Rouse (1936), si la aproximación del flujo se realiza en régimen lento:

$$y_a = 0.715 \cdot y_c \quad (1.1)$$

En cualquier caso puede comprobarse fácilmente que:

$$y_c = Fr_a^{2/3} \cdot y_a \quad (1.2)$$

Considerando la trayectoria coincidente con el centro de gravedad del chorro, Chanson (1996) plantea el balance de energías por unidad de peso entre la sección de la arista del peldaño (a) y la de incidencia del chorro con el pequeño colchón de agua en el escalón inferior (i):

$$\frac{v_a^2}{2g} + \frac{y_a}{2} = \frac{v_i^2}{2g} \Rightarrow \frac{y_i}{y_a} = \left(1 + \frac{1}{Fr_a^2}\right)^{-1/2} \quad (1.3)$$

El balance propuesto en (1.3) tan solo será válido en el caso en que la altura de agua en el colchón que se forma en el escalón inmediatamente aguas abajo (y_p) alcance una altura igual a la del propio peldaño (h), este es el límite que define el cambio de flujo escalón a escalón a rasante.

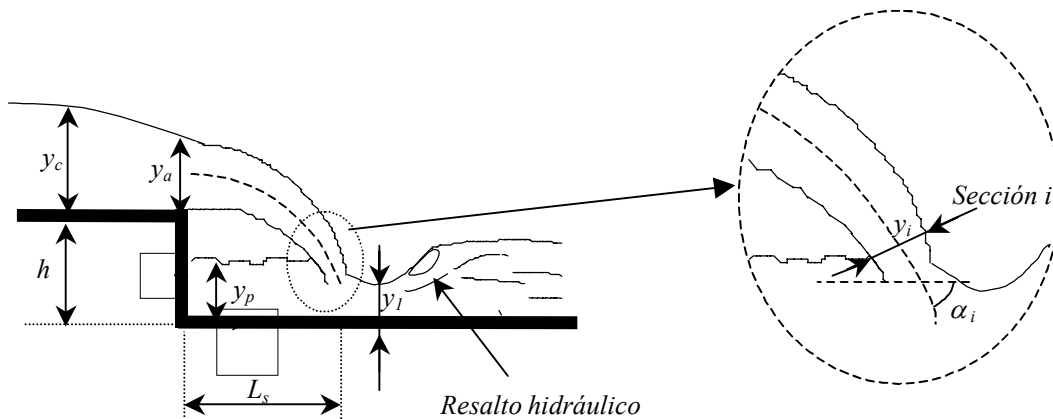


Figura 1.2. Detalle de las principales variables hidráulicas que caracterizan el flujo escalón a escalón.

Gracias a la relación que proporciona el principio de continuidad, se puede obtener la relación entre las velocidades en ambas secciones:

$$\frac{v_i}{v_a} = \left(1 + \frac{1}{Fr_a^2}\right)^{1/2} \quad (1.4)$$

La trayectoria que describe el chorro e intercepta el agua que se encuentra en la huella inferior, podría estimarse analizando las ecuaciones de la trayectoria de la línea de centros de gravedad del chorro fluyente:

$$\begin{aligned} v_x &= v_a \Rightarrow x_t = v_a t \\ v_z &= -g t \Rightarrow z_t = \left(h + \frac{y_a}{2} \right) - \frac{1}{2} g t^2 \end{aligned} \quad (1.5)$$

De las ecuaciones paramétricas anteriores, podrá aproximarse el valor de la longitud (L_s) del salto:

$$\frac{L_s}{h} = \left(\frac{y_c}{h} \right)^{3/2} \sqrt{\frac{h}{y_a}} \sqrt{1 + 2 \frac{h}{y_a}} \quad (1.6)$$

Por otro lado, el nivel de agua remansada aguas arriba del chorro podrá estimarse aplicando el principio de conservación de la cantidad de movimiento en el volumen de control delimitado por las secciones (i), (p) y (l), que se ha esquematizado en la Figura 1.2:

$$\frac{1}{2} \rho g y_p^2 - \frac{1}{2} \rho g y_l^2 = \rho q (v_l - v_i \cos \alpha_i) \quad (1.7)$$

De esta manera, si se aceptara que la velocidad del flujo que entra al volumen de control es aproximadamente igual a la velocidad del flujo que sale del mismo y por tanto también $y_i = y_l$, podrá estimarse:

$$\frac{y_p}{y_i} \approx \sqrt{1 + 2 \frac{v_i^2}{g y_i} (1 - \cos \alpha_i)} \quad (1.8)$$

Es importante destacar la dificultad de aceptar la hipótesis anterior, para la obtención de la expresión (1.8).

1.2. Flujo rasante

Éste se caracteriza por el completo sumergimiento de los escalones, de manera que no presenta el aspecto de una lámina fluyente que salta de escalón a escalón, así como de la elevada concentración de aire que aparece en el flujo. Fijada la geometría del aliviadero escalonado, se pasa de flujo en lámina aislada a flujo rasante, de manera progresiva para caudales crecientes. Tras una observación detallada se distinguen dos zonas claramente diferenciadas en el vertido:

1. Una región superior con agua siempre fluyendo rasante a los vértices de los escalones.
2. Una zona inferior, formada por celdas casi triangulares en las que el agua permanece atrapada, salvo la que se intercambie con el flujo superior gracias a la elevada turbulencia.

La inercia del fluido en movimiento sobre la estructura, impedirá que éste pueda seguir los quiebros de la geometría escalonada provocándose, por tanto, la separación del flujo respecto del contorno. Así, una vez se ha desarrollado un flujo rasante sobre la estructura, en cada celda limitada por dos aristas contiguas, tanto si hay entrada de aire como si no, se crea un vórtice de eje horizontal, tal y como se esquematiza en la Figura 1.3. De esta manera, el flujo rasante no sólo se ve soportado por las aristas de los escalones, sino también por los propios vórtices. Se crea de esta manera, una superficie virtual, sobre la que fluye el vertido, apoyada sobre las aristas del escalonado. El rozamiento con dicha pseudo-superficie es la que proporciona la energía suficiente a los vórtices atrapados en las celdas para seguir girando, a la vez que frena el flujo rasante disipando parte de su energía de velocidad (Mateos y Elviro (1994)).

Mateos y Elviro (1994) describen la interfase entre ambas zonas como una superficie que lejos de mantenerse rozando a las aristas de los escalones puede impactar contra ellos, o incluso puede separarse de una arista según se muestra en la Figura 1.3. Este fenómeno como se verá en el presente trabajo podría llegar a condicionar el establecimiento de un flujo uniforme a lo largo del aliviadero.

Sorensen (1985), inyectando colorante al fluido, observó que existe transferencia de fluido entre los vórtices y el flujo rasante superior. El colorante permanecía rotando durante un breve período de tiempo (Mateos y Elviro (1992) lo estiman en 0.25 segundos) en el interior de la celda formada por dos aristas contiguas, para después volver al flujo principal avanzando así hacia aguas abajo del vertedero. Igualmente observó que en los escalones situados en la zona aireada, hay burbujas penetrando en los vórtices que pueden verse girando con el propio remolino. Este fenómeno se observa claramente en los escalones donde empieza a incorporarse aire al interior del flujo.

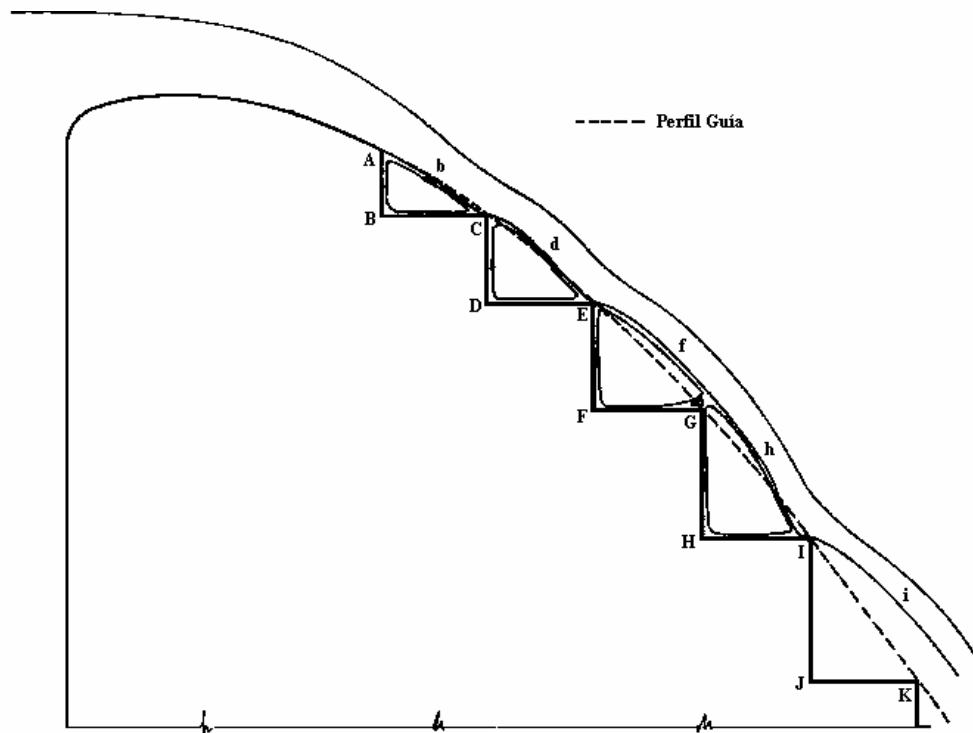


Figura 1.3. Regiones observables en un flujo rasante (Mateos y Elviro (1994)).

1.3. Umbral de cambio de flujo escalón a escalón a rasante

Son diversas las investigaciones que se han interesado en analizar el momento de cambio de tipo de flujo.

Essery y Horner (1978), analizan en su investigación estructuras escalonadas con pendientes h/l desde 0.2 hasta 0.9, para diversas inclinaciones hacia aguas arriba de la propia huella del escalón (desde 0° a 20°). Con ello se apreciará que trabajan sobre un amplio abanico de pendientes quedando la mayoría de ellas por debajo de los valores habituales en presas de hormigón compactado. Así, establecen el umbral de cambio entre los dos comportamientos citados que se muestra en el gráfico presentado en la Figura 1.4.

Rajaratnam (1990), analizando los resultados de Essery y Horner (1978), los refunde para establecer el umbral de cambio de flujo escalón a escalón a rasante en:

$$\frac{y_c}{h} > 0.8 \quad \text{para} \quad \frac{h}{l} = 0.4 \dots 0.9 \quad (1.9)$$

donde, y_c es el calado crítico correspondiente al caudal circulante por el vertedero, y h es la altura de un escalón.

Igualmente, Díez-Cascón et al. (1991) fijan dicho umbral en

$$\frac{y_c}{h} = 0.9 \quad \text{para} \quad \frac{h}{l} = 1.333 \quad (1.10)$$

Por otro lado Stephenson (1991) establece el gráfico de la Figura 1.5 derivado de los datos presentados por Essery y Horner (1978). En éste, para diversas relaciones altura – huella del escalón, se establece la relación entre el caudal circulante y el nivel de agua sobre la estructura.

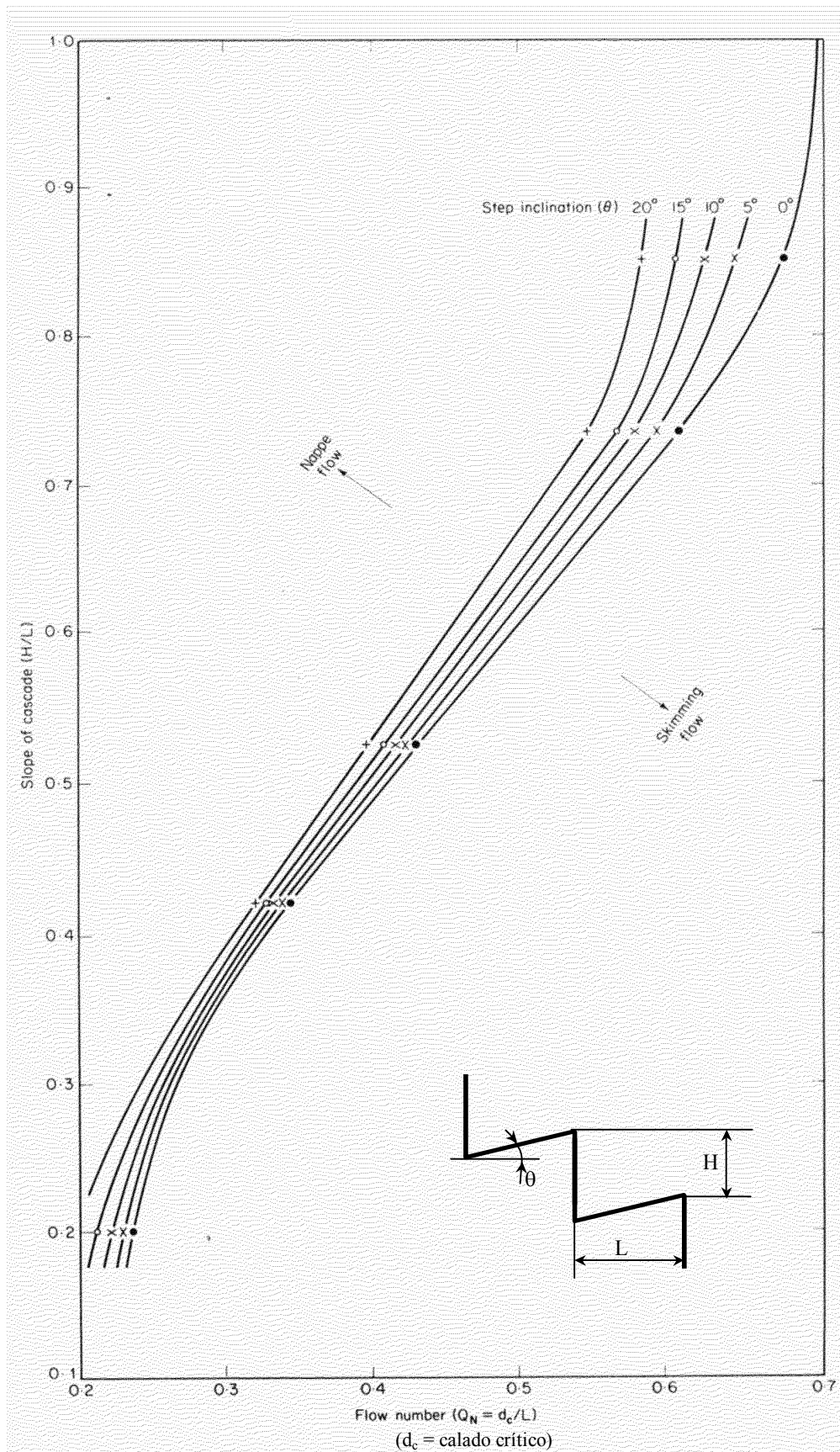


Figura 1.4. Límite del flujo escalón a escalón, para diversas inclinaciones de la huella de los escalones. (Essery y Horner (1978)).

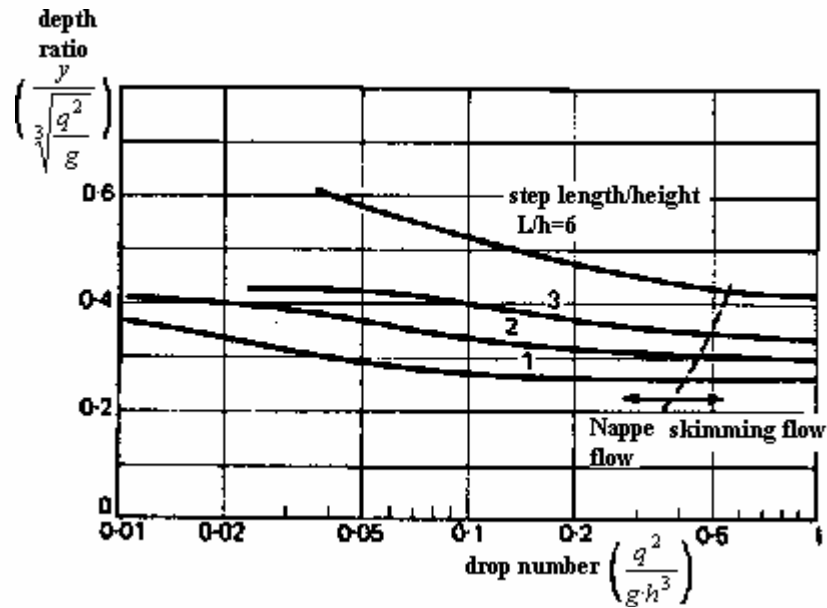


Figura 1.5. Calados alcanzados sobre la rápida (Stephenson (1991)).

Degoutte et al. (1992) determinan, para aliviaderos escalonados formados por gaviones, que el cambio a flujo rasante se produce para

$$\frac{y_c}{h} = 0.74 \text{ para } \frac{h}{l} = 0.33 \quad (1.11)$$

$$\frac{y_c}{h} = 0.62 \text{ para } \frac{h}{l} = 1 \quad (1.12)$$

Se observa que estos valores son sensiblemente inferiores al umbral de Rajaratnam (expresión (1.9)). Los autores lo explican por el hecho de que la filtración a través de los gaviones provoca un menor valor de y_c .

Posteriormente, Chanson (1994a) analizando de manera conjunta los datos que se resumen en la Tabla 1.1, que proporcionaron Essery y Horner (1978), Peyras et al. (1992), Degoutte et al. (1992) y Beitz et al. (1992), propone la expresión (1.13).

Tabla 1.1. Caudales de cambio de régimen obtenidos por los diversos autores, según Chanson (1994a).		
h/l	y_c/h	Autor
0.20	1.20	Essery y Horner (1978)
0.42	0.81	
0.53	0.82	
0.74	0.83	
0.84	0.81	
0.33	0.74	
0.50	0.67	Peyras et al. (1992),
1.0	0.62	Degoutte et al. (1992)
1.25	0.40	Beitz et al. (1992)

$$\frac{y_c}{h} = 1.057 - 0.465 \cdot \frac{h}{l} \quad \text{para } \frac{h}{l} = 0.20 \dots 1.25 \quad (1.13)$$

Más recientemente, el mismo investigador, Chanson (1996), después de caracterizar hidráulicamente el flujo escalón a escalón, estableciendo relaciones entre las diferentes variables de esta categoría de flujo (ver apartado 1.1.1), establece que éste pasará a flujo rasante cuando la cavidad de aire que queda entre el chorro vertiente desde la arista del peldaño inmediatamente superior y la contrahuella desaparezca (ver Figura 1.2). Así, imponiendo en la ecuación (1.8) $y_p = h$, y reordenando términos con las expresiones (1.2), (1.3) y (1.4), resulta la expresión (1.14).

$$\frac{y_c}{h} = \frac{Fr_a^{2/3} \sqrt{1 + \frac{1}{Fr_a^2}}}{\sqrt{1 + 2Fr_a^2 \left(1 + \frac{1}{Fr_a^2}\right)^{3/2}} (1 - \cos \alpha_i)} \quad (1.14)$$

En la anterior referencia, el citado autor analizando las trayectorias del flujo escalón a escalón, propone relacionar el ángulo de incidencia del chorro (α_i) y el ángulo con el que el chorro abandonará el peldaño superior (α_a), de la siguiente manera:

$$\frac{\cos \alpha_i}{\cos \alpha_a} = \left(1 + \frac{1}{Fr_a^2}\right)^{-1/2} \quad (1.15)$$

Ello le permite escribir la anterior expresión (1.14), como

$$\frac{y_c}{h} = \frac{Fr_a^{2/3} \sqrt{1 + \frac{1}{Fr_a^2}}}{\sqrt{1 + 2Fr_a^2 \left(1 + \frac{1}{Fr_a^2}\right)^{3/2} \left(1 - \frac{\cos \alpha_a}{\sqrt{1 + \frac{1}{Fr_a^2}}}\right)}} \quad (1.16)$$

Obsérvese, como la expresión (1.15) se corresponde con la (1.3), lo cual supone

$$\frac{\cos \alpha_i}{\cos \alpha_a} = \left(1 + \frac{1}{Fr_a^2}\right)^{-1/2} = \frac{y_i}{y_a} \Rightarrow \frac{y_i}{\cos \alpha_i} = \frac{y_a}{\cos \alpha_a} \quad (1.17)$$

Ello implica suponer iguales los segmentos indicados en la anterior expresión (1.17), y mostrados en la siguiente Figura 1.6.

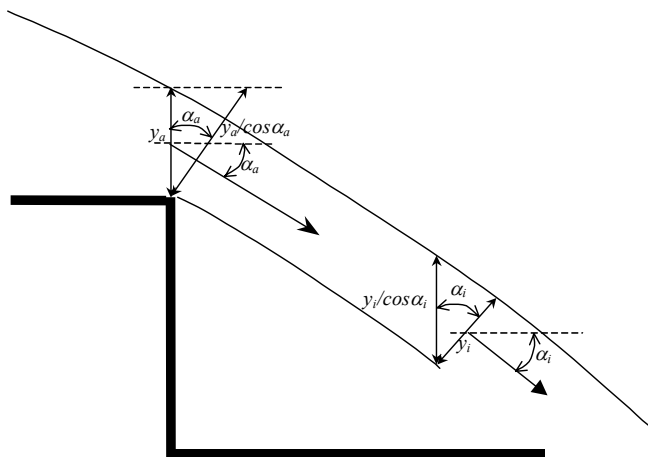


Figura 1.6. Implicación de asumir la igualdad (1.15), en Chanson (1996).

Este doctorando opina, que no es necesario admitir tal igualdad, sobre todo por su difícil corroboración, y más cuando en el momento en que se establece el cambio de régimen escalón a escalón a régimen rasante, los citados ángulos α_a y α_i tienden a la propia pendiente del aliviadero ($\alpha_a \approx \alpha_i \approx \alpha$). Así, se analizó el

umbral de cambio de régimen que establece la expresión (1.14), admitiendo que $\theta_i \approx \theta$. En la Figura 1.7 se comparan los resultados de ésta expresión con los mostrados por otros autores.

Por otro lado, se apreciará que las dos expresiones propuestas por Chanson son significativamente distintas. Mientras que la (1.13) fue ajustada de datos experimentales, la expresión (1.14) ha sido deducida de consideraciones teóricas. Además, en la misma referencia (Chanson (1996)) se indica que el ajuste (1.13) no será aplicable en flujos no-plenamente desarrollados (Chanson habla de no-uniformes). A este respecto pueden realizarse dos comentarios:

1. No tiene sentido hablar de que se haya alcanzado un flujo uniforme, cuando lo que se está estableciendo es un umbral de paso de flujo escalón a escalón a rasante. Siendo, únicamente en el segundo caso en el que podría llegar a tener sentido hablar de régimen uniforme, y
2. Teniendo en cuenta, tal y como ha sido ya citado que dicha ecuación (1.13) fue obtenida a partir de los datos de Essery y Horner (1978), Peyras et al. (1992), Degoutte et al. (1992) y Beitz et al. (1992), a la vista de las experiencias de Peyras y Degoutte (ver Tabla 3 en el capítulo *Resumen y Conclusiones* de esta tesis), difícilmente este régimen supuestamente uniforme habrá llegado a establecerse como mínimo en la experiencia de Peyras y Degoutte.

En la Tabla 1.2 se presentan de manera resumida, los distintos resultados comentados en este apartado, y en la Figura 1.7 se muestran los mismos comparativamente.

<i>Tabla 1.2. Umbrales entre flujos escalón a escalón y rasante, presentados por los diversos investigadores.</i>			
AUTOR	UMBRAL	LIMITACIÓN h/l	COMENTARIOS
Essery y Horner (1978)	Figura 1.4.	0.2...0.9	Ensayos con escalones con huella inclinada
Rajaratnam (1990)	(1.9)	0.4...0.9	Ajuste de los datos de Essery y Horner (1978)
Diéz-Cascón et al. (1991)	(1.10)	1.33	Dos modelos de $h = 0.03 m$ y $h = 0.06 m$
Stephenson (1991)	Figura 1.5.	0.2...1.0	Ajuste de los datos de Essery y Horner (1978)
Degoutte et al. (1992)	(1.11)	0.33	Aliviaderos escalonados de gaviones
	(1.12)	1.0	
Chanson (1994a y 1996)	(1.13) y	0.2...1.25	Datos de Essery y Horner (1978), Peyras et al. (1991), Degoutte et al. (1992), Beitz et al. (1992)
	(1.14)	–	Deducción teórica

Los resultados obtenidos por los citados autores en cuanto al umbral de caudal que provocará un cambio de régimen en función de la pendiente del aliviadero, pueden compararse pues se proporciona suficiente información para transformar sus resultados de manera que puedan presentarse de forma homogénea. Ello no ocurre en Stephenson (1991) Los resultados se muestran en la Figura 1.7. Nótese como en el citado gráfico se ponen de manifiesto algunos aspectos interesantes:

- De las medidas de Essery y Horner (1978), Diéz-Cascón et al.(1991), Degoutte et al. (1992) y Beitz et al. (1992), se aprecia, como es lógico pensar, que el caudal umbral de cambio de régimen depende de la pendiente de la rápida. Así hay que recalcar el carácter de comportamiento promedio que Rajaratnam (1990) pretende darle a su ajuste (expresión (1.9)).
- El ajuste de Chanson (1994a) parece que infravalora el valor de dicho umbral en buena medida debido a la utilización de los resultados de Degoutte et al. (1992) que se obtienen sobre una estructura escalonada de gaviones, que por sus características especiales de permitir el flujo entre los áridos que forman dichos gaviones, debe presentar un comportamiento muy distinto respecto cuando los peldaños son impermeables.
- La expresión de Chanson (1996) obtenida de analizar hidráulicamente el vertido libre sobre la huella del peldaño inmediatamente inferior, parece mostrar un comportamiento más ajustado a los valores

experimentales para pendientes $h/l > 0.8$, aunque para pendientes inferiores reproduce valores de y_c/h mayores a los observados por los diversos investigadores.

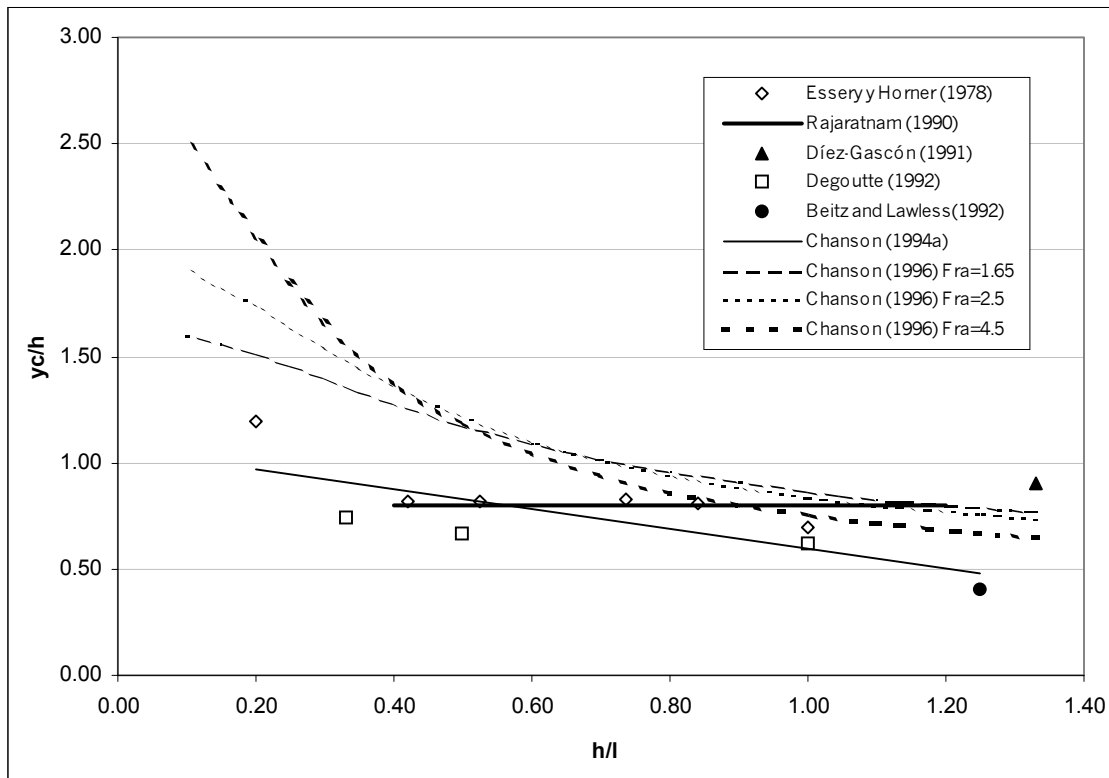


Figura 1.7. Comparación de los resultados obtenidos por los autores citados en la Tabla 1.2.

1.4. Zona de transición

Se comprende que el levantamiento de la trayectoria provocada por el impacto del chorro sobre un escalón, podrá conducir a que el chorro rasante llegue a saltarse el peldaño inmediatamente contiguo, tal y como se esquematiza en la Figura 1.3.

En la mayoría de las referencias de que se dispone (Sorensen (1985), Díez-Cascón et al. (1991), Essery y Horner (1978), Stephenson (1991)) se coincide en destacar como hecho importante, la existencia de una zona de transición entre la cresta del vertedero y la zona donde se puede considerar que el flujo es uniforme: las características del mismo no varían en su circulación hacia abajo. Esta zona de transición ocupa los primeros escalones, en los cuales se puede observar (Díez -Cascón et al. (1991)) como el primer escalón puede actuar como deflector del flujo, enviándolo hacia los escalones inferiores en forma de chorro. Para corregir este efecto, los mismos autores proponen construir en esta zona de transición escalones de menor tamaño, que vayan tendiendo de manera gradual a las dimensiones de los escalones establecidas para aquella estructura. En la Tabla 1.2 se describen los diseños utilizados por los diversos autores en los respectivos modelos.

Tabla 1.3. Diseños del perfil de transición al paramento escalonado.

REFERENCIA	PROTOTIPO	PERFIL	ESCALONES EN EL PERFIL
SORENSEN (1985)	Monksville (EEUU)	WES	8
HOUSTON (1987)	Upper Stillwater (EEUU)	WES	9
O BAYAT (1991)	Godar-e-landar (Irán)	WES	5
DÍEZ -CASCÓN ET AL. (1991)	-	BRADLEY	0
BINDO ET AL. (1993)	M'Bali (Rep. Centrafricana)	CREAGER	10
MATEOS Y ELVIRO (1995)	Puebla de Cazalla (Esp)	BRADLEY	11

Houston (1987) presenta el diseño para el aliviadero escalonado de la presa Upper Stillwater, en la cual por condicionantes constructivos se procedió a dar un perfil al aliviadero con dos tramos de pendientes distintas: 1v:0.32h en los primeros 21.9 m y 1v:0.6h el resto de la rápida. El tramo de transición entre la cresta y el primer tramo de pendiente constante se ajustó mediante un perfil WES que presenta su punto de tangencia con el tramo de pendiente 1v:0.32h a una altura 6.1 m inferior a la del umbral del aliviadero.

Bindo et al. (1993) proporcionan un gráfico general para determinar el diseño de la transición al aliviadero escalonado, obtenido de los ensayos realizados sobre el modelo de la presa de M'Bali en la República Centroafricana. Dicho gráfico se muestra en la Figura 1.8.

Por otro lado Mateos y Elviro (1995), proponen el diseño mostrado en el gráfico adimensional de la Figura 1.9, obtenido de los estudios desarrollados sobre aliviaderos escalonados con taludes de 1v/0.75h y altura de escalón de 0.9 m ó 1.2 m. Los caudales ensayados, en prototipo, por tales autores se encuentran entre 0 y 13 m²/s.

Alonso y Yagüe (1995) refiriéndose al trabajo anterior de Mateos y Elviro (1995) resumen el comportamiento de dichas transiciones en tres aspectos fundamentales:

3. En algunas de las soluciones estudiadas, los resultados menos satisfactorios se observaron para los caudales menores, para los cuales se producía un salto del flujo por encima de los primeros escalones.
4. La solución que producía un mejor comportamiento hidráulico era la que presentaba el primer escalón de la transición prácticamente sobre la cresta del aliviadero.
5. Los diseños estudiados se limitaron a elevaciones sobre la cresta relativamente reducidas (no superiores a 3 m). Sobreelevaciones mayores pueden mostrar problemas por existencia de presiones negativas en la transición que requieran estudios específicos.

1.5. Zona de formación de flujo completamente desarrollado

Aguas abajo de la zona de transición el flujo pasa a desarrollarse ya de una manera completa. Son diversos los autores que asocian el comportamiento del flujo en dicho momento con un régimen uniforme. Así, Rajaratnam (1990) propone para la estimación de las pérdidas de energía debidas a los escalones de la rápida, asumir el establecimiento de un flujo plenamente desarrollado, con una velocidad media y un calado normal constantes. No cita el término uniforme, pero la constancia de la velocidad y del calado a las que hace referencia no deja lugar a dudas sobre el régimen que asume. Christodoulou (1992) interpreta que el régimen plenamente desarrollado que cita Rajaratnam se basa en la asunción de la formación de un régimen rasante uniforme. Por su lado, Stephenson (1991) afirma que la utilización de escalones puede provocar un régimen con calados uniformes sobre el paramento aguas abajo, y que en presas altas ello tiene un efecto positivo de reducir la energía sobre la rápida. En CEMAGREF (1991) se indica que una vez se ha iniciado la aireación del flujo, éste se estabiliza rápidamente y pasa a uniformizarse.

Mateos y Elviro (1994) por primera vez cuestionan la estabilidad y regularidad del flujo rasante completamente desarrollado. Concluyen que los peldaños más propensos a la irregularidad del flujo son, como cabría esperar, los que se encuentran más cercanos al umbral del aliviadero, pues en ellos la velocidad es menor y el espesor de agua mayor. Este problema se corrige gracias al diseño de transiciones como se ha detallado en el apartado anterior. De cualquier manera indican que es imposible asegurar la regularidad para todos los caudales, por lo cual el objetivo será conseguir perfiles de escalonado tales que el flujo irregular se produzca para caudales tan bajos que sus efectos sean irrelevantes.

Por otro lado Matos (1997) pone en duda que en la mayoría de las experiencias presentadas hasta la fecha (Christodoulou (1993), Lejeune et al. (1994), Tozzi (1992, 1994)) se alcanzara régimen uniforme tal y como se suponía en las mismas. Más adelante, en un trabajo conjunto con el tutor y el autor de esta tesis, Matos et al. (1999) presenta un comportamiento ondulante, en la zona de flujo completamente desarrollado, comparando tanto las presiones como el calado característico a lo largo del aliviadero, tal y como se describirá con mayor detalle en el apartado 2.3. Este comportamiento ondulante, al menos en cuanto a las presiones, también se describe en el trabajo de Iwao Ohtsu et al. (1997) como se mostrará en el apartado 5.1.

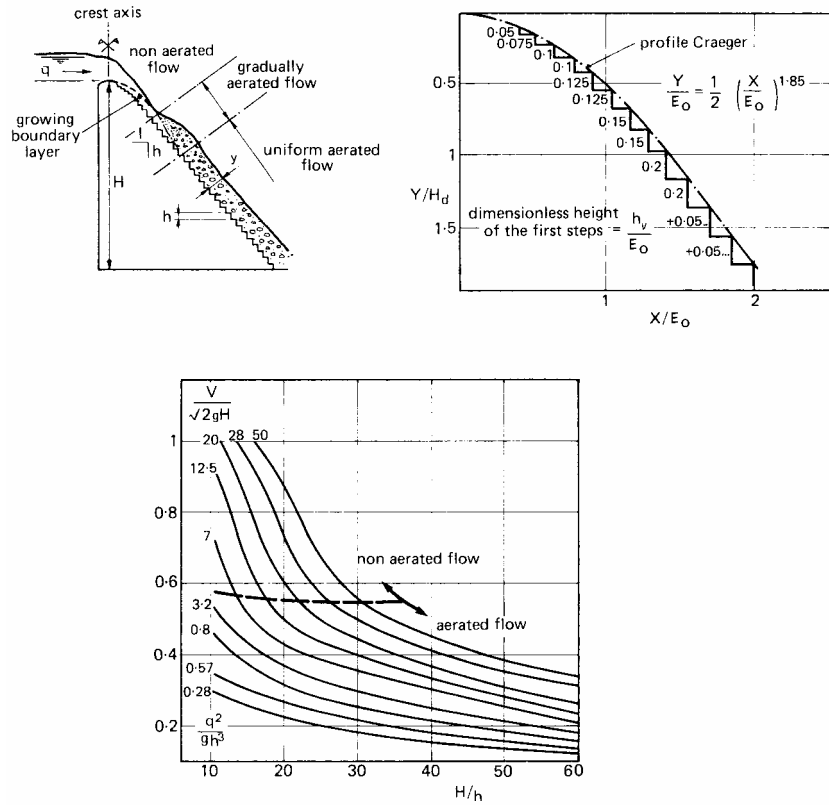


Figura 1.8. Gráfico general para el diseño de un vertedero escalonado. Obtenido de los ensayos referidos a la presa de M'Bali en la República Centroafricana (Bindo et al. (1993)). H = altura del vertedero; E_0 = carga de diseño para un perfil Creager; h/l = pendiente del aliviadero; h = altura de los escalones; h_v = altura variable de los primeros escalones; q = caudal específico; y = espesor del flujo rasante; v = velocidad del flujo; X/E_0 y Y/E_0 son coordenadas adimensionales (origen en la cresta del vertedero).

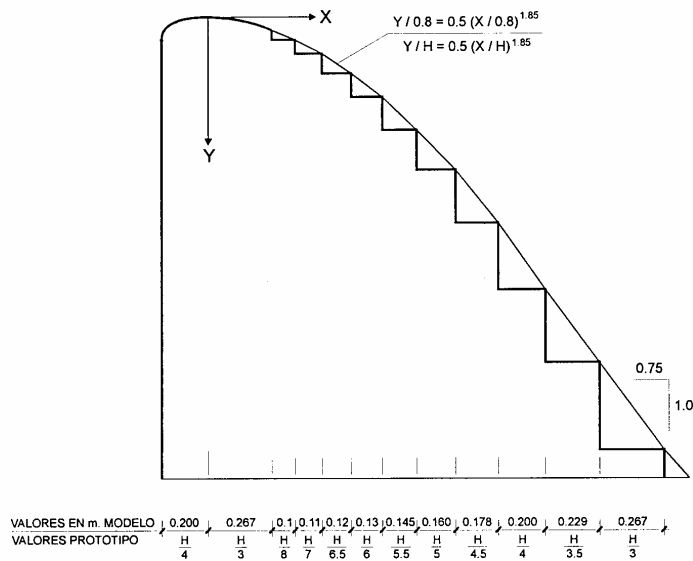


Figura 1.9. Transición entre el umbral y la rápida escalonada propuesta por Mateos y Elviro (1995).

En la Figura 1.8 se establece un gráfico general (Bindo et al. (1993)) para determinar el diseño de las alturas de los escalones en la zona de transición de uno de estos aliviaderos escalonados, válido para alturas hasta 80 m, y para caudales específicos de 0 a 20 m²/s. Dichos gráficos utilizan parámetros adimensionales, y permiten estimar el típico diseño de los primeros escalones de la rápida, con una altura variable expresada según el ratio h_v/E_0 (donde h_v es la altura variable de los primeros escalones y E_0 es la carga estática de diseño del aliviadero). Es interesante notar que la velocidad del flujo representada en este gráfico, corresponde a la velocidad aparente, sin considerar la aireación del flujo siendo, por tanto, mayor la velocidad real de las partículas. Igualmente los autores recomiendan establecer las alturas de los escalones de manera que se provoque el inicio de la aireación del flujo, al menos, entre 5 y 10 m por encima del pie del aliviadero.

En la Figura 1.9 se muestra la propuesta realizada por Mateos y Elviro (1995) para el diseño de la transición de la cresta en un aliviadero escalonado. Trabajaron con una rápida de talud 1v:0.75h, al que es tangente un perfil Bradley dado por:

$$\frac{Y}{H_d} = \frac{1}{2} \left(\frac{X}{H_d} \right)^{1.85} \quad (1.18)$$

donde,

- X e Y , corresponden a las coordenadas de un punto del perfil, cuyo origen se encuentra en la cresta del aliviadero, tal y como se destaca en la Figura 1.9.
- H_d es la máxima carga estática de la superficie libre del agua por encima de la cresta del aliviadero.

Los ensayos los elaboraron con $H_d = 0.8$ m. Los escalones empiezan a $H_d/3$ de la cresta, y a partir de este punto vienen definidos horizontalmente por $H_d/8$, $H_d/7$, $H_d/6.5$, $H_d/6$,... Con ello, los autores describen con todo detalle el proceso de inicio de circulación de agua por el aliviadero, destacando que:

- Hasta valores $H_d/24$, sobre la cresta del aliviadero, el flujo que se establece es puramente escalón a escalón.
- Alrededor de $H_d/24$, se detecta un salto desde el primer peldaño directamente al tercero.
- Con alturas estáticas por encima de la cresta, entre $H_d/19$ y $H_d/12.5$ el salto se acentúa, pasando a sobrepasar en cabecera hasta tres peldaños de golpe, y apreciándose que el flujo es aproximadamente pulsátil.
- Para valores superiores a $H_d/12.5$, los saltos desaparecen por completo.

Para la obtención de dicha transición Mateos y Elviro (1995) analizaron distintos modelos de diferentes escalas. Indican que detectaron comportamientos diferentes para escalas 1/15 ó 1/10 respecto 1/5 ó 1/3, cuando circulaban caudales pequeños. Estas diferencias, argumentan, son debidas a que en tales casos la tensión superficial adquiría una importancia mucho mayor.

2. Aireación del flujo sobre un vertedero escalonado

2.1. Introducción

En flujos en lámina libre, que presentan elevadas velocidades, como es el caso de vertederos de presas con perfiles estrictos (p.e. tipo Creager), se puede observar en su inicio una región de agua cristalina y transparente, que a una cierta distancia aguas abajo y de repente, pasa a tener una apariencia totalmente blanca, debido a la gran cantidad de aire que es capaz de arrastrar y atrapar.

Son diversos los aspectos, en cuanto al comportamiento hidráulico de la estructura, que se ven substancialmente modificados debido a la entrada de aire en el flujo:

- Al pasar a ser el fluido una emulsión aire-agua, se comprende que varíen propiedades tan determinantes como su densidad, su viscosidad o su elasticidad, ello provoca calados más elevados que los esperables en flujos idénticos no aireados.

- La presencia de aire modifica la estructura de la turbulencia del flujo y, probablemente también, el rozamiento con los contornos, evitando que se alcancen presiones negativas elevadas, reduciendo de esta manera el riesgo de cavitación.
- El aire, que se agrupa dentro del flujo en burbujas, introduce una componente vertical de la cantidad de movimiento debido a su flotación. Este efecto podría traducirse en variaciones en el campo de velocidades del flujo.
- Hasta que el agua quede saturada, la aireación del flujo favorece su intensiva oxigenación y nitrificación.

Falvey (1980) esquematiza en la Figura 1.10 los principales procesos que permiten la entrada de aire al flujo. Éstos pueden resumirse en los cuatro siguientes mecanismos:

- Entrada de aire cuando la capa límite turbulenta intercepta la superficie libre del agua. Este mecanismo suele citarse como autoaireación.
- El contacto del flujo con los cajeros laterales que lo contienen, provoca también el crecimiento de la capa límite que favorecerá la entrada de aire. La interacción de este fenómeno con la autoaireación, citada en el caso anterior, adelanta la entrada de aire provocando, en rápidas estrechas, una frontera entre la zona no aireada y la aireada en forma de “U.”
- La entrada de aire podrá observarse también aguas abajo de pilas separadoras de los diferentes vanos de estos aliviaderos. Ello es resultado de la separación del flujo respecto del contorno cuando éste se encuentra con elementos de interferencia como pueden ser las citadas pilas.
- Finalmente puede apreciarse la formación de vórtices longitudinales. Cuando éstos intersectan la superficie libre, la depresión que originan favorece la entrada del aire.

El proceso de entrada de aire consiste en la captura de un cierto volumen de aire en la superficie del fluido que queda disgregado en un conjunto de burbujas que son transportadas dentro del flujo. Durante dicho transporte estas burbujas pueden variar de tamaño debido a la unión o nueva disgregación de las mismas.

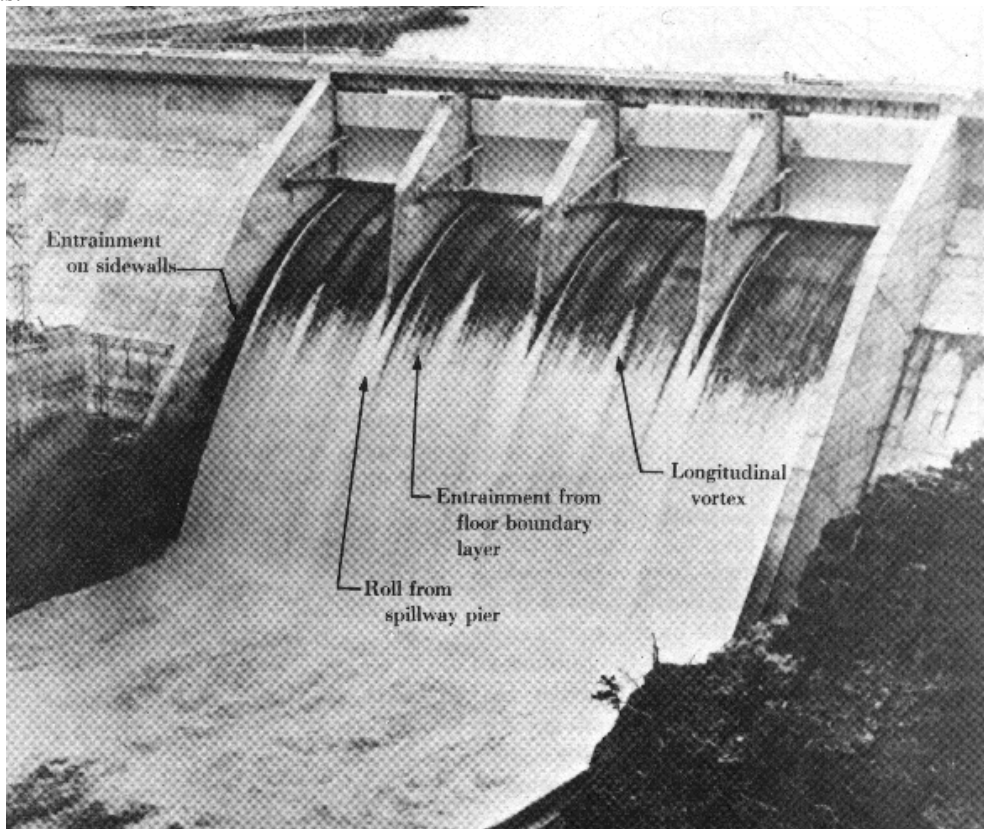


Figura 1.10. Formas de entrada de aire en un aliviadero. Falvey (1980).

Mateos y Elviro (1992) asumen que las fuerzas centrífugas asociadas a cada vórtice de eje horizontal desarrollado en cada celda encerrada entre el flujo rasante superior y dos aristas contiguas, crean un gradiente de presión que induce una succión del aire presente en el flujo rasante. Así, indican que ésta se dará hasta que se alcance un cierto equilibrio dinámico que provocará que las concentraciones de aire en el interior de la celda terminen siendo mayores a las de la zona superior

En otras palabras, el aire queda atrapado por las bajas presiones de los núcleos de los vórtices, intrínsecos a la turbulencia del flujo, hasta que estos núcleos se debilitan y los gradientes de presión, que los dirigían, se hacen menores. En este instante las burbujas pueden ser liberadas y arrastradas de nuevo por el flujo rasante superior.

Este proceso de captura y formación de burbujas en discontinuidades locales, como podrían considerarse los escalones de los vertederos escalonados, está relacionado con las tensiones tangenciales turbulentas generadas entre el flujo y las discontinuidades. Así, la escala e intensidad de las fluctuaciones turbulentas en el flujo tienen una gran importancia, de manera que pueden ser responsables de:

- la rotura de las burbujas más grandes debido a la acción cortante,
- la unión de pequeñas burbujas en el núcleo de los vórtices del flujo, ya que el aire sigue los gradientes de presión más rápido que el agua, debido a su menor inercia.

2.2. Modelización física del proceso de entrada de aire

Las ecuaciones del movimiento de una suspensión son desconocidas. Hay un elevado número de parámetros que intervienen, y es por ello que hay que conformarse con la realización de un análisis dimensional adecuado. Se puede pensar que dependerá de las siguientes variables independientes (Straub (1956), Cain y Wood (1981), Wood (1983b y 1984), Fuentes (1992)):

- Geometría: variables con unidades de longitud (ψ_i).
- Flujo de agua: velocidad de referencia (v).
- Mecanismo de aprovisionamiento de aire: gradiente de presiones (Δp).
- Propiedades del fluido: densidad del agua (ρ) y del aire (ρ_a); aceleración de la gravedad (g); viscosidad del agua (μ) y del aire (μ_a); tensión superficial del agua con el aire (σ).
- Rozamiento con el contorno (τ_0)

Se supondrá que no intervienen las fuerzas elásticas. Entonces, para analizar la dependencia de las anteriores variables con el caudal específico de entrada de aire (q_a), se podrá escribir:

$$q_a = \Phi(\psi_1, \psi_2, \dots, \psi_n, v, \Delta p, \rho, \rho_a, \mu, \mu_a, \sigma, \tau_0) \quad (1.19)$$

Donde Φ es una función que relaciona las distintas variables. Un análisis dimensional clásico, concluirá en

$$\frac{q_a}{v \psi} = \Phi \left(\frac{\psi_2}{\psi_1}, \dots, \frac{\psi_n}{\psi_1}, \frac{v}{\sqrt{g \psi_1}}, \frac{v}{\sqrt{2 \Delta p / \rho}}, \frac{v \psi_1}{\mu / \rho}, \frac{v}{\sqrt{\sigma / \rho \psi_1}}, \frac{\rho_a}{\rho}, \frac{\mu_a}{\mu}, \frac{v}{\sqrt{\tau_0 / \rho}} \right) \quad (1.20)$$

que se puede reescribir como

$$\beta_e = \frac{q_a}{q} = \Phi \left(\Gamma_2, \dots, \Gamma_n, Fr, Eu, Re, We, \frac{\rho_a}{\rho}, \frac{\mu_a}{\mu}, P \right) \quad (1.21)$$

donde

- $q = v \cdot \psi_1$ es el caudal específico de agua.
- Γ_i son las relaciones adimensionales entre variables geométricas.

- $Fr = \frac{v}{\sqrt{g \psi_1}}$ es el número de Froude, que representa el cociente entre fuerzas de inercia y gravitatorias.
- $Eu = \frac{v}{\sqrt{2 \Delta p / \rho}}$ es el número de Euler, que proporciona una relación entre las fuerzas de presión aplicadas sobre el fluido y las fuerzas de inercia.
- $Re = \frac{v \psi_1}{\mu / \rho}$ es el número de Reynolds, que da la razón entre las fuerzas de inercia y las viscosas.
- $We = \frac{v}{\sqrt{\sigma_w / \rho \psi_1}}$ es el número de Weber, que representa el cociente entre las fuerzas de inercia y la tensión superficial.
- $Pr = \frac{v}{\sqrt{\tau_0 / \rho}}$ es la velocidad de Prandtl, que modela la razón existente entre las fuerzas de inercia y el rozamiento con el contorno.

Para poder predecir el comportamiento de estas estructuras a nivel de prototipo (subíndice p) en cuanto a lo que a la aireación se refiere es necesario, pues, recurrir a modelos experimentales en el laboratorio (subíndice m), que se pueden estudiar según los siguientes criterios de semejanza:

- Semejanza de Froude.

$$Fr_p = Fr_m \quad (1.22)$$

- Semejanza de Weber.

$$We_p = We_m \quad (1.23)$$

- Semejanza de Reynolds.

$$Re_p = Re_m \quad (1.24)$$

- Semejanza de Euler.

$$Eu_p = Eu_m \quad (1.25)$$

- Semejanza geométrica. Se refiere únicamente a los contornos rígidos de la estructura, ya que, como las burbujas y gotas son volúmenes deformables, su forma es una variable dependiente.

$$\Gamma_p = \Gamma_m \quad (1.26)$$

- Semejanza en los fluidos. Hay que tener en cuenta que, tanto en modelo como en prototipo, se trabajará con agua y aire. Ello quiere decir que las igualdades (1.27) y (1.28) se verificarán y se podrán eliminar de la ecuación (1.21). Ello no implica que no influyan en el fenómeno, sino que la influencia será la misma en el modelo y el prototipo y normalmente desconocida en ambos.

$$\left(\frac{\rho_a}{\rho} \right)_p = \left(\frac{\rho_a}{\rho} \right)_m \quad (1.27)$$

$$\sigma_p = \sigma_m \quad (1.28)$$

- Semejanza en el rozamiento con los contornos.

$$\text{Pr}_p = \text{Pr}_m \quad (1.29)$$

Debido a la paradoja de la imposibilidad en la modelación física hidráulica (Langhaar (1951), Sharp (1981)) será imposible la elaboración de un modelo que contemple simultáneamente todas las semejanzas especificadas. Será necesario, por tanto, realizar las hipótesis convenientes en el problema a analizar, de manera que sea posible fijar la semejanza que más se aproxime al comportamiento real del prototipo. Cabe decir que debido a la dificultad física de trabajar con los otros criterios, los vertederos escalonados han sido modelados, en todas las referencias conocidas, a partir del criterio de Froude, con unas estructuras que mantienen la semejanza geométrica con el prototipo.

Stephenson (1991) opina que las condiciones de entrada de aire no pueden ser modeladas utilizando la semejanza de Froude debido al papel que pueden jugar en tal fenómeno las fuerzas viscosas y de tensión superficial, por este motivo afirma que las pérdidas de energía globales en prototipo, tampoco podrán ser modeladas con total exactitud.

2.3. Capacidad de transporte de aire

Las burbujas de aire que se forman por acción mecánica en los flujos auto-aireados, como el que nos ocupa, presentan una cierta velocidad ascensional (v_b). La capacidad de transporte de aire por parte del flujo, dependerá de la propia velocidad del flujo (v) y de la citada v_b .

Son diversas las expresiones empíricas que existen para estimar la proporción de aire en el flujo. Mateos y Elviro (1992) analizan los resultados para diferentes formulaciones comprobando una importante dispersión de resultados en función de la formulación empleada.

Ordóñez (1979) obtiene resultados muy dispares que hacen dudar de su método de estimación que se basa en comparar los calados observados en una rápida escalonada frente a una lisa (sin escalones).

Díez-Cascón et al. (1991) utilizan una formulación del ASCE (ASCE (1961)) para obtener la concentración media de aire:

$$\bar{C} = 0.743 \log \left(\frac{\sin \alpha}{q^{0.2}} \right) + 0.721 \quad (1.30)$$

Siendo α el ángulo de la rápida con la horizontal. Esta expresión tiene en cuenta la pendiente de la solera. La aceptación de esta expresión comporta la hipótesis de que el mecanismo de entrada de aire en una estructura escalonada es similar al de una estructura no escalonada. Ello es falso en los primeros estadios de desarrollo del flujo, pero podría ser aceptable una vez el flujo se encuentra plenamente desarrollado. En dicho caso el vertedero escalonado se comportará como uno no escalonado, pero con una rugosidad adicional desconocida. Obtienen, de esta manera, unas concentraciones de aire entre el 53% y el 65%.

Lejeune et al. (1994) estiman la concentración de aire de manera indirecta, midiendo la fuerza actuante sobre una pequeña esfera sumergida en el flujo, mediante unas galgas extensométricas. Dicha fuerza, por otra parte se puede estimar haciendo:

$$F_{\text{arrastre}} = \frac{1}{2} \cdot C_D \cdot S \cdot \rho_{wa} \cdot v^2 \quad (1.31)$$

donde,

- C_D es el coeficiente de arrastre, que para una esfera se acepta igual a 0.44.
- $S = \pi \cdot R^2$,
- ρ_{wa} es la densidad de la emulsión aire – agua, y

- v es su velocidad.

Y teniendo en cuenta que

$$\rho_{wa} = \rho \cdot (1 - \bar{C}) \quad (1.32)$$

$$v = \frac{q}{y_{obs} \cdot (1 - \bar{C})} \quad (1.33)$$

donde

- ρ es la densidad del agua,
- \bar{C} es la concentración media de aire.
- q es el caudal específico de agua, y
- y_{obs} corresponde al calado aparente del flujo, medido por observación visual mediante una escala graduado sobre el cajero de la rápida.

Reordenando las ecuaciones (1.31), (1.32) y (1.33) resulta:

$$F_{arrastre} = \frac{1}{2} \cdot C_D \cdot S \cdot \rho \cdot \frac{q^2}{y_{obs}^2 (1 - \bar{C})} \quad (1.34)$$

De donde puede apreciarse que midiendo el caudal líquido (q), el calado aparente (y_{obs}) así como la fuerza de arrastre ($F_{arrastre}$) sobre el elemento esférico, podrá estimarse la concentración de aire en el flujo.

La estructura sobre la que trabajan es el modelo a escala 1/21 de la presa de M'Bali, con escalones de 0.80 m de altura y 0.64 m de huella. Sitúan dos estaciones de medida una en el escalón 26 (punto A) y la otra en el 37 (punto B) contados desde la cresta del aliviadero (17.90 m y 26.70 m respectivamente por debajo del umbral), obteniendo las concentraciones de aire que se presentan en la Figura 1.11. La estación B se encuentra ubicada en la zona de agua blanca en todos los ensayos. De ella puede observarse que la concentración de aire disminuye con el caudal de manera casi lineal. La estación A, en cambio, permite obtener la misma conclusión únicamente para pequeños caudales, mientras que para caudales mayores, la concentración de aire se encuentra alrededor de 0. Ello es debido a que para estos caudales, el punto de medida A se encuentra aguas arriba del punto de inicio de entrada de aire.

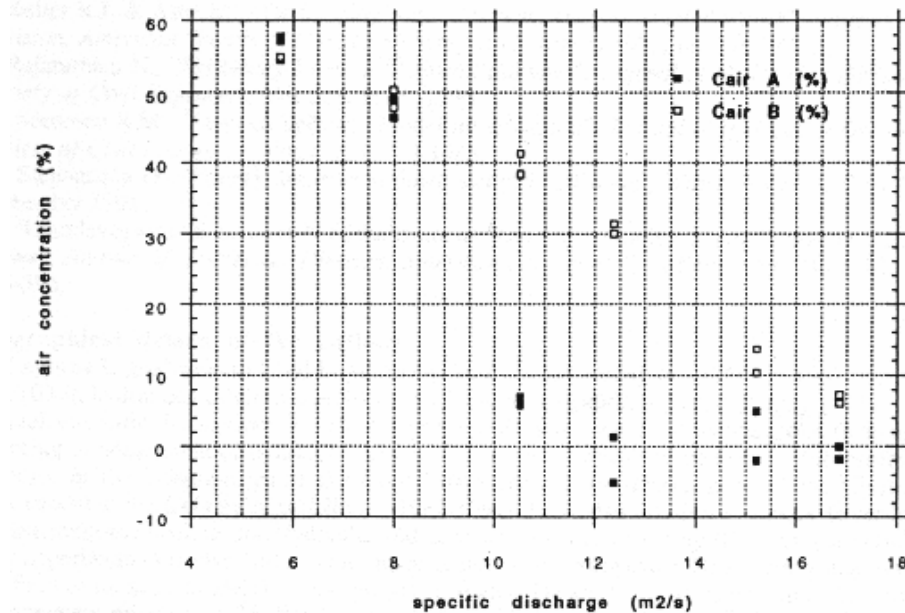


Figura 1.11. Concentraciones de aire estimadas por Lejeune et al. (1994).

Chamani y Rajaratnam (1999) presentan los resultados de una investigación en que se muestran perfiles de concentración de aire sobre la zona plenamente aireada del flujo rasante sobre el modelo reducido de un aliviadero escalonado (ver Tabla 3 del Resumen y Conclusiones). A diferencia de Lejeune et al. (1994) las medidas de la concentración de aire las llevan a cabo de una manera directa mediante un sensor especialmente diseñado para ello, basado en la referencia Lamb y Killen (1950). Las principales variables que introducen son:

- y_{90} : Calado que presenta una concentración de aire $C = 0.9$. Comprueban que en tal caso este calado contiene al menos el 90% del caudal líquido.
- y_T : Calado de transición, para el cual la pendiente de la curva de concentración a lo largo de una normal al flujo es máxima. Este calado define una frontera entre dos regiones de la lámina vertiente, una superior y otra inferior. La concentración de aire en dicho calado es C_T . Chamani y Rajaratnam proponen usar para la zona inferior la ecuación de Straub y Anderson (1958):

$$C = C_1 \left(\frac{y}{y_T - y} \right)^{\frac{v_b}{\zeta \kappa u_*}} \quad (1.35)$$

Donde

- ζ es un factor de ajuste,
- κ es la constante universal de Von Kármán, igual a 0.4,
- $u_* = \sqrt{\tau_0 / \rho}$ es la velocidad de fricción sobre el lecho,
- v_b es la velocidad ascensional de las burbujas de aire, y
- C_1 es la concentración de aire a una profundidad $y_1 = y_T/2$.

Para la zona superior la ecuación que permite ajustar el perfil de concentración de aire es:

$$\frac{1-C}{1-C_T} = \frac{2}{y_m \sqrt{\pi}} \int_{y'}^{\infty} e^{-(y'/y_m)^2} dy' \quad (1.36)$$

Donde $y' = y - y_T$ e y_m es una estimación del calado medio para el cual se han diseñado los escalones. La concentración media \bar{C} de aire en el flujo rasante se define mediante la ecuación:

$$\bar{C} = \frac{1}{y_{90}} \int_0^{y_{90}} C dy \quad (1.37)$$

Como el límite superior de integración se toma el calado para el cual la concentración de aire C es del 90%.

De esta manera, para cada experimento fueron obteniendo una curva continua de concentración de aire en una sección normal a la pendiente de la rápida. Analizando la variación de dC/dy , podrá ubicarse la posición de la frontera $y = y_T$ así como su concentración de aire correspondiente. Igualmente, Chamani y Rajaratnam (1999) indican que usando la expresión (1.38) el calado y_m podrá ser estimado.

$$\left(\frac{dC}{dy} \right)_{\max} = \frac{2(1-C_T)}{y_m \sqrt{\pi}} \quad (1.38)$$

Así, los citados autores obtienen y ajustan empíricamente los perfiles de concentraciones de aire para el flujo rasante sobre una aliviadero escalonado, que presentan un aspecto como el que se muestra en la Figura 1.12. Con dichos perfiles y las expresiones (1.35) a (1.38), ajustan los parámetros que definirán la distribución de aire en una vertical. Las estimaciones que obtienen se muestran en la Figura 1.13.

Con ello Chamani y Rajaratnam (1999) plantean las siguientes consideraciones:

- La concentración media de aire disminuye de un 55% para el caudal menor a un 40% para el mayor caudal ensayado. (Figura 1.13 (a)).
- El calado (estimado como y_{90}) así como el de la frontera (y_T) entre las dos zonas de distinto comportamiento de la concentración de aire definidas en la Figura 1.12, aumentan con el caudal. (Figura 1.13 (b) y (c)).
- El calado característico y_m , definido a partir de la expresión (1.38), varía de 15 a 30 mm y no parece mostrar ninguna tendencia clara con el caudal, aunque sí muestra una tendencia a aumentar al aumentar el tamaño de los escalones.
- De cualquier manera es interesante observar como al adimensionalizar las variables anteriores como $[(y_T+y_m)/y_{90}]$ dicho parámetro es aproximadamente igual a 1 para todo el rango de caudales estudiado, tal y como se muestra en la Figura 1.14.

Para completar el análisis acerca del transporte de aire en este tipo de flujos en Chamani et al. (1999) se muestra la comparación de los datos experimentales obtenidos sobre sus tres modelos ensayados (ver Tabla 3 del Resumen y Conclusiones) con la formulación empírica de ASCE (1961) ajustada para aliviaderos lisos (no escalonados) mostrada en la expresión (1.30). Dicha comparación se muestra en la Figura 1.15. En esta figura puede observarse como la concentración media de aire en un aliviadero escalonado es mayor que la que se observará en un aliviadero liso de igual pendiente. Este fenómeno los autores lo vinculan a la turbulencia adicional producida por la rugosidad macroscópica que introducen los peldaños. Con estos datos ajustan una nueva expresión análoga a la (1.30):

$$\bar{C} = 0.93 \log \left(\frac{(\sin \alpha)^{0.1}}{q^{0.3}} \right) + 1.05 \quad (1.39)$$

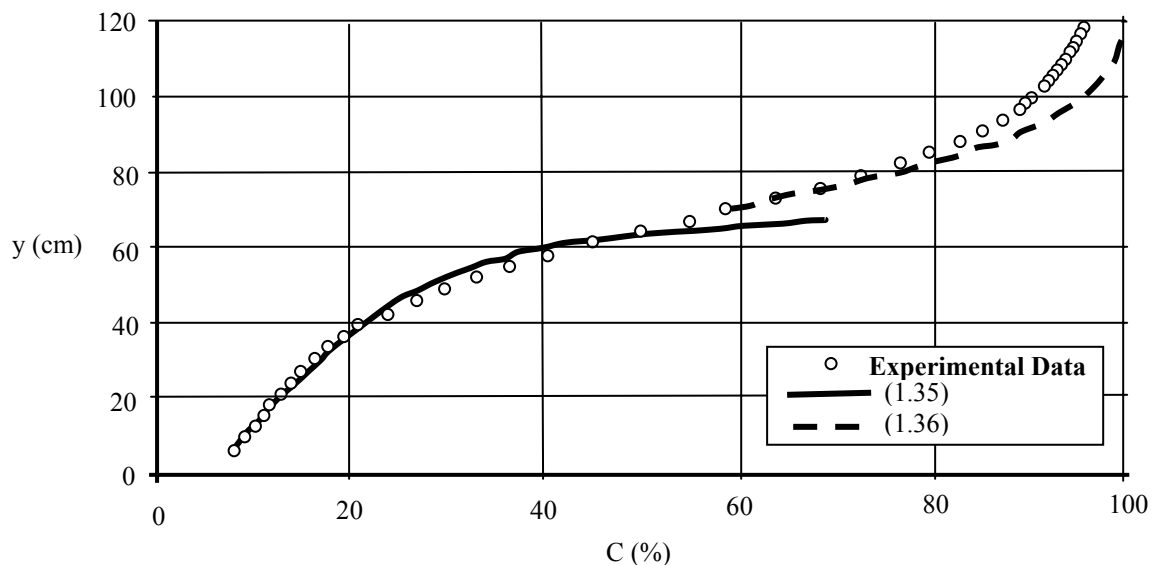


Figura 1.12. Perfil de concentración de aire en flujo rasante en la zona plenamente aireada, obtenido para $l/h = 0.6$, $h = 125\text{mm}$ e $y_c/h = 1.0$. (Chamani et al. (1999))

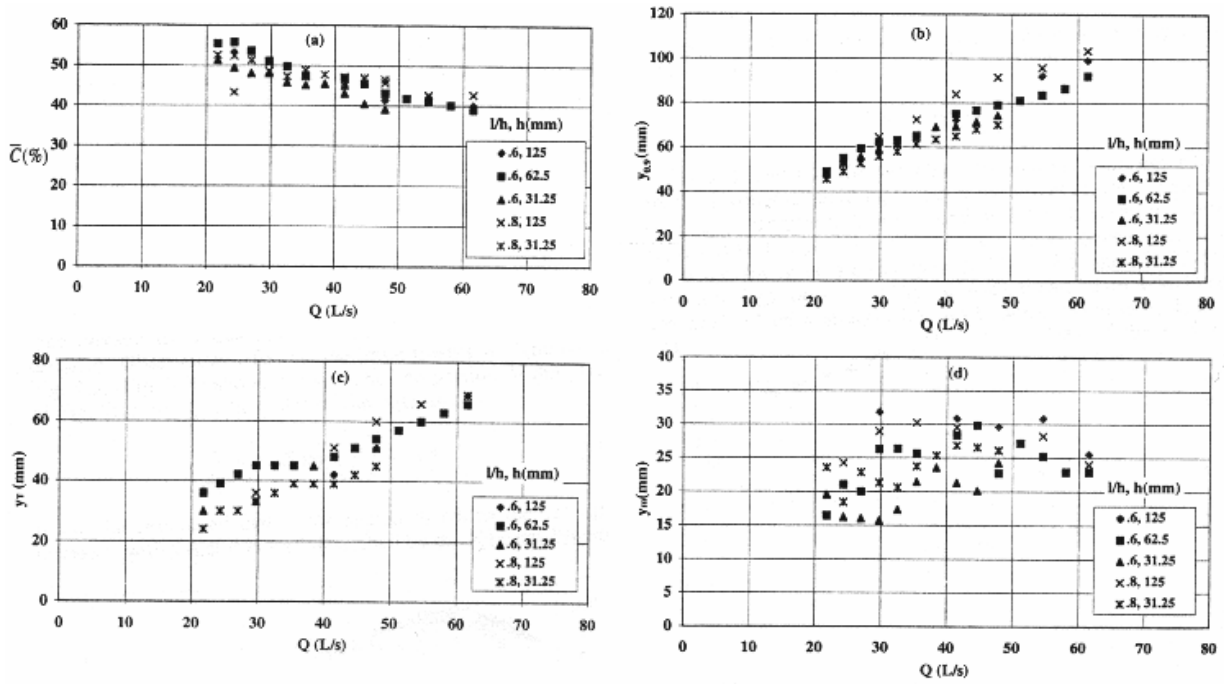


Figura 1.13. (a) Variación de la concentración \bar{C} con el caudal Q . (b) Variación del calado y_{90} con Q . (c) Variación del calado y_T con Q . (d) Variación del calado y_m con Q . (Chamani et al. (1999)).

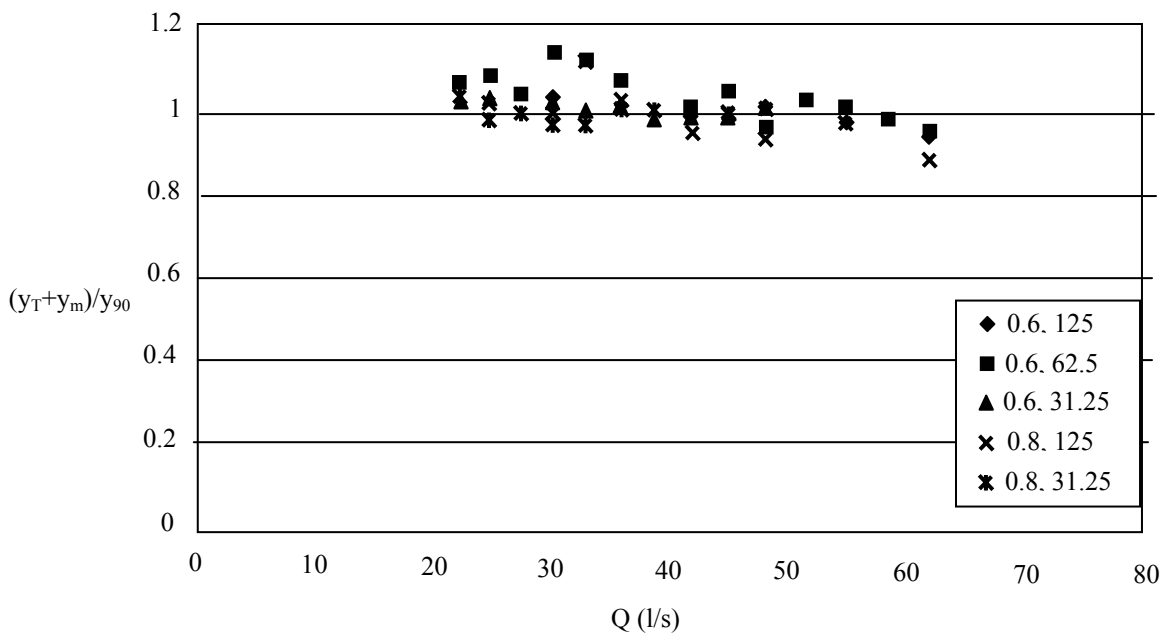


Figura 1.14. Variación de $(y_T + y_m)/y_{90}$ con Q . (Chamani et al. (1999)).

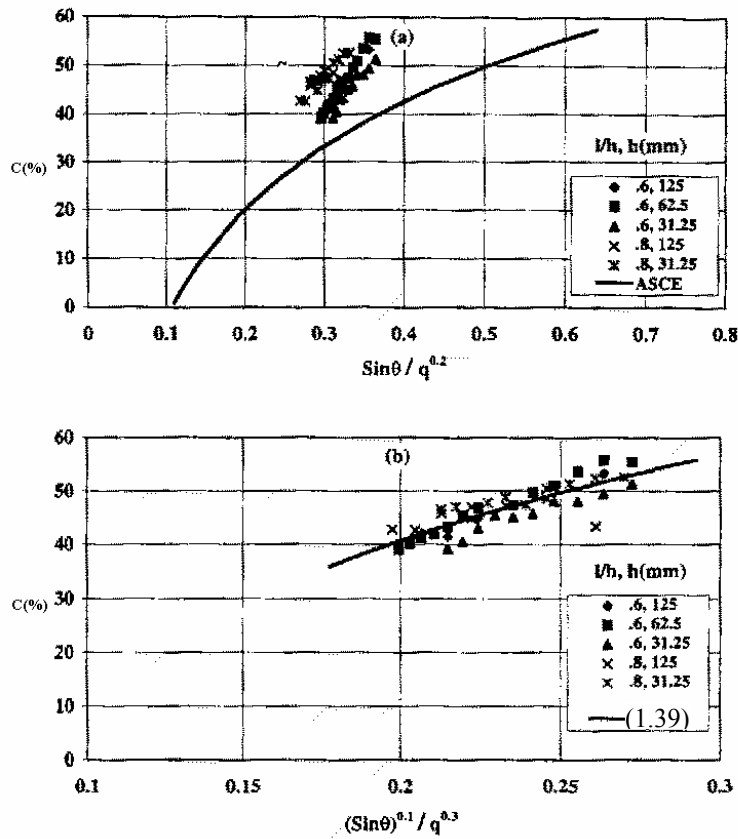


Figura 1.15. (a) Efecto de los escalones en la aireación del flujo rasante sobre un aliviadero escalonado. (b) Ajuste de la concentración media del aire en el flujo.(Chamani et al. (1999)).

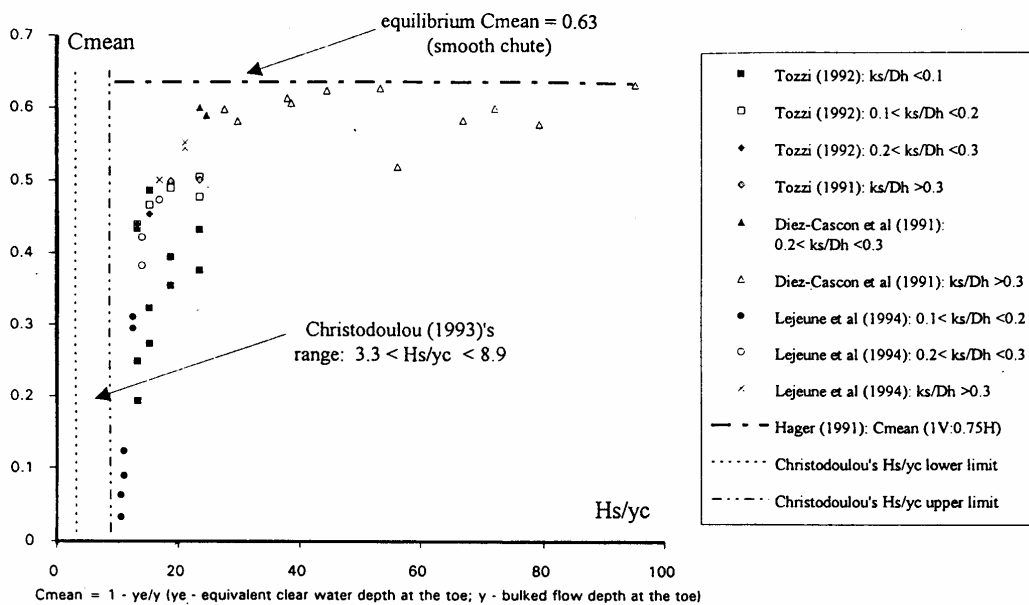


FIG. 12. Mean Air Concentration at the Toe of Steep Stepped Spillways [after Matos and Quintela (1995a)]

Figura 1.16. Comparación de las estimaciones de la concentración media de aire al pie de un aliviadero escalonado llevadas a cabo por diferentes autores. (Matos (1997)). (Notación: D_h es el diámetro hidráulico y H_s es la distancia vertical desde el umbral del aliviadero a un peldaño).

En Matos (1997) se recogen las diversas estimaciones llevadas a cabo acerca de la aireación del flujo rasante en aliviaderos escalonados, al pie de los mismos, unificándose su notación para una mejor comparación, tal y como se muestra en la Figura 1.16. De dicho gráfico pueden realizarse las siguientes observaciones:

- Para valores elevados de H_s/y_c (siendo H_s la distancia vertical desde el umbral del aliviadero a un peldaño) la concentración media de aire en una sección, se aproxima a la concentración media de equilibrio de un aliviadero liso de igual pendiente. Ello pone de manifiesto que la rugosidad relativa k_s/R_h (donde $k_s = h \cdot \cos \alpha$ y R_h es el radio hidráulico) no tiene apenas importancia en la concentración media de aire.
- Para valores bajos de H_s/y_c como los ensayados en Christodoulou (1993) se aprecia que se obtendrían concentraciones de aire cercanas a cero al pie del modelo. Ello puede hacer pensar que modelos pequeños como el analizado por Christodoulou (1993) introducen importantes efectos de escala que impiden una adecuada simulación del fenómeno de captura y transporte del aire.

En Matos et al. (1998) se presentan los primeros resultados de la investigación que llevan a cabo acerca de la caracterización de la aireación en el flujo sobre aliviaderos escalonados. Para ello se desarrolla un sensor cuyo principio de medida se basa en la distinta resistividad eléctrica que presentan el agua y el aire. Así, si se introduce dicho sensor en el flujo, cada vez que una burbuja de aire pase a través de los dos conductores que lo conforman, entre los cuales existe una diferencia de potencial, se registrará una caída en la tensión eléctrica. Haciendo un muestreo a una cierta frecuencia e integrando la señal resultante a lo largo de un período de tiempo fijo podrá estimarse la probabilidad de encontrar una cierta concentración de aire en la mezcla. Así, si se asume que en el flujo la velocidad del aire es aproximadamente igual a la del agua, entonces la concentración de la mezcla aire-agua podrá considerarse igual a la citada probabilidad.

En la Figura 1.17 se muestran los perfiles de concentración de aire presentados en la citada referencia para un caudal líquido $0.1 \text{ m}^3/\text{s}$, obtenidos en la dirección normal al flujo sobre la arista exterior de los peldaños ubicados a 0.66 m, 1.30 m y 2.10 m del umbral del aliviadero. Las variables utilizadas son las ya definidas y_{90} y \bar{C} , además de C_e que es la concentración media de equilibrio en un aliviadero liso, no escalonado. En dicha Figura 1.17 también se muestra la distribución de la concentración de aire estimada por Wood (1985), para un aliviadero liso de idéntica pendiente en la zona de régimen uniforme. De esta los autores hacen notar que:

- La concentración de aire cercana al fondo, junto a la arista exterior del peldaño se incrementa considerablemente desde el punto de medida más aguas arriba a un punto intermedio, al igual que la concentración media. Dicho incremento, en cambio, es menor si se compara la concentración de aire del peldaño intermedio de medida con uno ubicado casi en el extremo aguas abajo.
- Los perfiles de concentración de aire parecen mostrar la existencia de una capa límite de unos 13 mm de espesor.
- La distribución de la concentración de aire en la sección más aguas abajo muestra una buena concordancia con el ajuste de Wood (1985) realizado para una rápida lisa, no escalonada, de la misma pendiente.

Más recientemente, Matos et al. (1999) muestran como a lo largo del aliviadero el calado adimensionalizado y_{90}/h tiene un comportamiento ondulante a diferencia del calado equivalente de agua clara d/h (siendo $d = (1 - \bar{C}) \cdot y_{90}$), tal y como puede observarse en la Figura 1.18. En dicho gráfico puede observarse la importante diferencia entre ambos parámetros y_{90}/h y d/h , sobre todo al pie del aliviadero, que pone de manifiesto el elevado contenido de aire en el flujo. También destacan el hecho que, aguas arriba del punto de inicio de entrada de aire, los valores de y_{90}/h son siempre mayores que los de d/h . Ello es debido a la irregularidad de la superficie libre que es la responsable del transporte a lo largo del flujo del aire atrapado.

En la Tabla 1.4 se presentan los resultados de las experiencias realizadas para estimar el volumen de aire en el flujo sobre una estructura escalonada, con sus características más destacables.

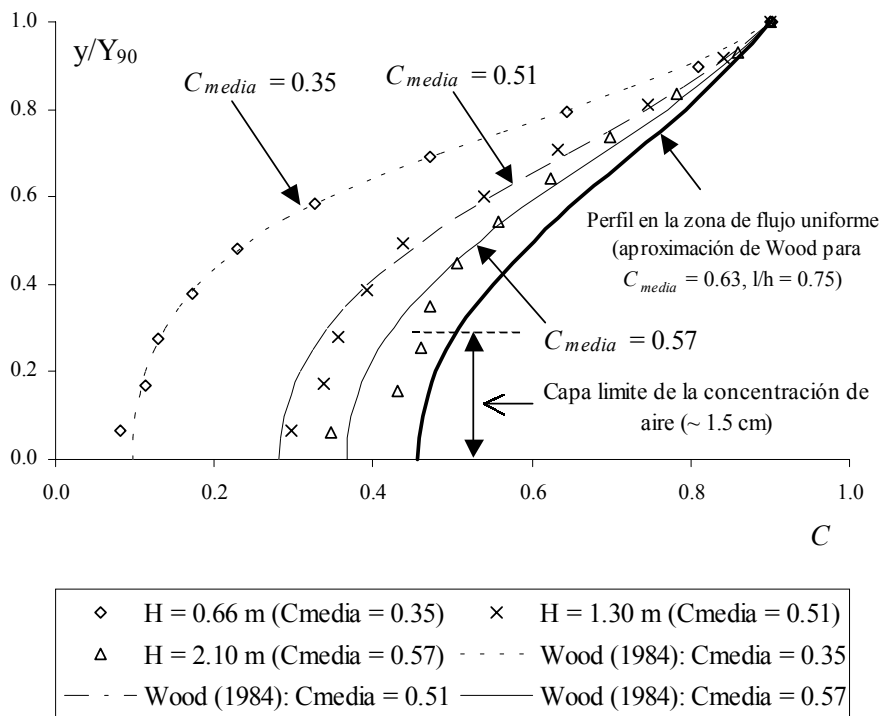


Figura 1.17. Distribución de la concentración de aire obtenida en el modelo de un aliviadero escalonado con las siguientes características: pendiente $1v:0.75H$ ($\alpha=51.13^\circ$); $h=8\text{cm}$; $q=0.1\text{m}^2/\text{s}$. (Cortesía de Dr. J. Matos).

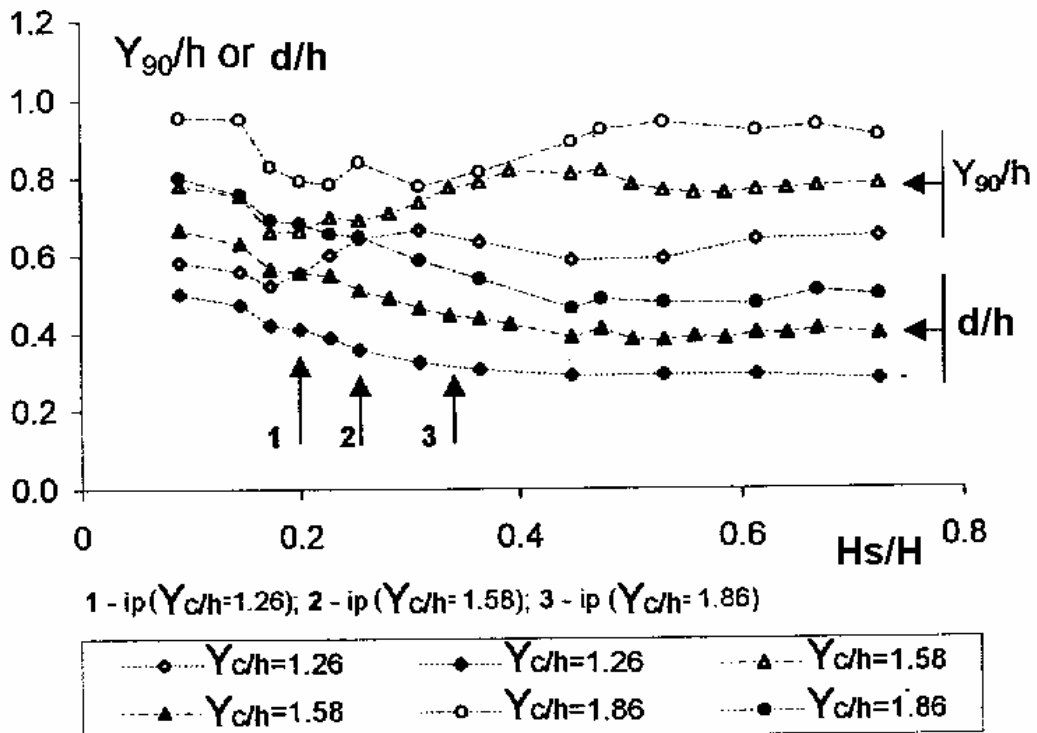


Figura 1.18. Comparación del calado característico adimensionalizado (y_{90}/h) con el calado de aguas claras (y/h) (Matos et al. (1999)) -Las siglas ip indican el punto de inicio de entrada de aire-.

Tabla 1.4. Concentraciones medias de aire \bar{C} obtenidas en anteriores referencias. (i : es la pendiente del canal (l/h), q : es el caudal específico para el que se realiza la estimación, y es el calado en la rápida.)					
REFERENCIA	\bar{C}	$i=l/h$	q m ³ /s/m	ESCALA	CRITERIO DE ESTIMA
MATEOS Y ELVIRO (1992)	>30%	0.8	0.141	1/16	Formulaciones tipo F (q, y, v).
DÍEZ-CASCÓN ET AL. (1991)	53% 65%	0.75 0.75	6 0.9	1/10 1/10	Fórmula ASCE (1.30)
LEJEUNE ET AL. (1994)	<58%	0.80	0.180	1/21	Fuerza de arrastre sobre una esfera
MATOS ET AL. (1998; 1999)	Figura 1.17 Figura 1.18	0.75	0.1	–	Distinta resistividad del aire y del agua
CHAMANI ET AL. (1999)	Figura 1.12 Figura 1.13 Figura 1.14	0.6	0.182	–	Distinta resistividad del aire y del agua

2.4. Punto de inicio de entrada de aire. Punto crítico

Las condiciones del flujo han de ser adecuadas para poder generar una perturbación que dé lugar a la entrada de aire. El umbral de inicio depende de las propiedades del fluido y caracteriza el momento en el que la acción de las fuerzas de inercia supera la de las fuerzas debidas a la viscosidad y la tensión superficial del fluido. En general se ha de superar una cierta velocidad mínima, ya que el inicio de entrada de aire se ve favorecido enormemente por las fluctuaciones turbulentas del flujo. Se definirá *punto crítico* (Keller et al. (1977), Wood et al. (1983)) como el punto de inicio de entrada de aire en el flujo. Dicho punto se caracteriza en canales de gran pendiente por ser el punto en el que la capa límite alcanza la superficie del fluido. Es por eso importante evaluar el crecimiento de la capa límite desde la entrada del flujo en la estructura.

Keller et al. (1977) analizan el problema en un aliviadero con un perfil estándar tipo WES, con el paramento aguas arriba vertical, para un cierto rango de caudales, de rugosidad del aliviadero, así como de la pendiente de éste. Los autores presentan sus resultados en las curvas de la Figura 1.19. A pesar de que dichos resultados serán únicamente válidos para perfiles de aliviaderos como los citados, pueden ser útiles a la hora de estudiar las tendencias que debe seguir el fenómeno en aliviaderos escalonados.

Así, los gráficos mostrados en la Figura 1.19, (a) y (b), indican que la influencia de la pendiente del aliviadero en la posición del punto crítico, es más importante cuanto más bajas son las pendientes. Ello destaca la influencia de la aceleración de la gravedad en el desarrollo de la capa límite turbulenta. La Figura 1.19(c), muestra una tendencia similar para incrementos en la rugosidad del vertedero. De manera que, el acercamiento del punto crítico al umbral del aliviadero para incrementos en su rugosidad, refleja el más rápido crecimiento de la capa límite asociado a las mayores rugosidades.

Wood et al. (1983) estimaron el espesor de la capa límite y la posición del punto crítico, ajustando las expresiones:

$$\frac{\delta}{L} = 0.0212 \cdot (\sin \alpha)^{0.11} \cdot \left(\frac{L}{k_s} \right)^{-0.10} \quad (1.40)$$

donde,

- δ es el espesor de la capa límite en el punto crítico,
- L es la distancia desde el umbral del aliviadero al punto crítico,
- k_s es la rugosidad superficial,
- α es el ángulo que forma la rápida con la horizontal,

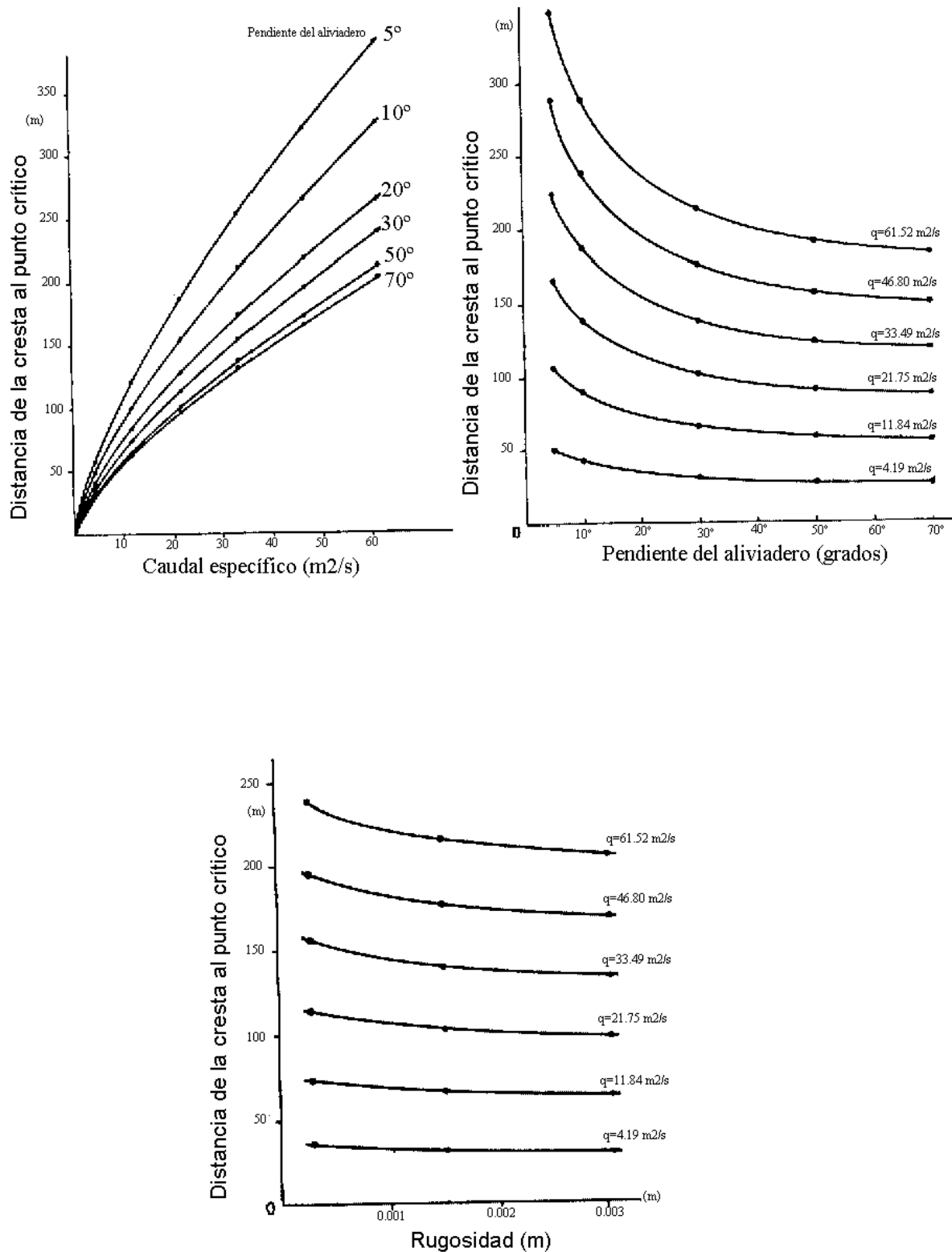


Figura 1.19. Distancia de la cresta del aliviadero al punto crítico (a) frente el caudal específico, para cada pendiente del aliviadero ensayada y para una rugosidad $k_s = 1.52$ mm; (b) en función de la pendiente del aliviadero y del caudal específico, para una rugosidad $k_s = 0.305$ mm; (c) según la rugosidad, para cada caudal específico ensayado, para una pendiente del aliviadero de 30° con la horizontal. (Keller et al. (1977)).

$$\frac{L}{k_s} = 13.6 \cdot (\sin\alpha)^{0.0796} \cdot \left(\frac{q}{\sqrt{g \cdot \sin\alpha \cdot k_s^3}} \right)^{0.713} \quad (1.41)$$

donde, nótese que, $\frac{q}{\sqrt{g \cdot \sin\alpha \cdot k_s^3}}$ no es más que un número de Froude.

Estas expresiones fueron obtenidas para aliviaderos lisos (no escalonados) de pendiente uniforme. Para incluir el efecto de los escalones tanto en el crecimiento de la capa límite como en la posición del punto crítico, Chanson (1994), analizando los datos que proporcionan Sorensen (1985), Frizell et al. (1991), Beitz et al. (1992), Tozzi (1992) y Bindo et al. (1993), da:

$$\frac{\delta}{L} = 0.06106 \cdot (\sin\alpha)^{0.133} \cdot \left(\frac{L}{k_s} \right)^{-0.17} \quad (1.42)$$

$$\frac{L}{k_s} = 9.719 \cdot (\sin\alpha)^{0.0796} \cdot \left(\frac{q}{\sqrt{g \cdot \sin\alpha \cdot k_s^3}} \right)^{0.713} \quad (1.43)$$

donde, k_s que sigue representando la rugosidad del aliviadero, se centra en la que suministran de manera adicional los escalones, pudiéndose expresar como $k_s = h \cdot \cos\alpha$.

Se observa pues, según la ecuación (1.43), que para una geometría dada y caudales crecientes, el punto crítico se desplaza hacia aguas abajo, tal y como cabría esperar. Igualmente, al comparar las expresiones (1.42) y (1.43), de Chanson (1994), con las (1.40) y (1.41), ajustadas por Wood (1983) para un aliviadero liso, se observa que su diferencia básica se encuentra en la constante de proporcionalidad. Así, en un escalonado se favorece la aparición del punto crítico (ya que k_s es mayor y, por tanto L menor) más cerca del umbral de la rápida, así como una mayor altura de agua en ese punto.

Por su lado Tozzi (1992) acaba ajustando a los datos medidos sobre una estructura escalonada de pendiente 1v:0.75h, y que se detallan en la Figura 1.20, la expresión:

$$\frac{\delta}{L} = 0.080 \cdot \left(\frac{L}{k_s} \right)^{-0.233} \quad (1.44)$$

concluye que la altura de rugosidad k_s , presenta un significado semejante a la rugosidad equivalente del hormigón liso utilizado en expresiones semejantes a la (1.40).

Lejeune et al. (1994) analizan los datos observados en dos modelos ensayados, mediante una expresión lineal de la diferencia entre la elevación del umbral del aliviadero y el punto crítico, y el caudal específico circulante:

$$L \cdot \sin\alpha = 2.2724 + 1.7601 \cdot q \quad (1.45)$$

Por su lado, en CEMAGREF (1991) se propone una expresión adimensional del tipo:

$$\frac{Z_c}{h} = A_1 \frac{q^3}{g \cdot v \cdot Z_c^3} \quad (1.46)$$

que se ajusta a las observaciones llevadas a cabo sobre tres modelos de pendiente distinta, las cuales se detallan en la Figura 1.20, donde:

- Z_c corresponde a la diferencia de alturas entre la carga hidráulica en el embalse y el punto de inicio de entrada de aire.
- A_1 constante de proporcionalidad a ajustar.

- h es la altura de un escalón.
- q es el caudal específico.
- ν es la viscosidad cinemática del agua.

Con ello en la citada investigación se simplifica la expresión (1.46) como sigue:

$$Z_c = A_2 \cdot q^{3/4} \quad (1.47)$$

sugiriéndose el siguiente ajuste, en el sistema internacional de unidades:

$$Z_c = 3.710 \cdot q^{3/4} \quad \text{pendiente } 0.5h : 1v \quad (1.48)$$

$$Z_c = 3.682 \cdot q^{3/4} \quad \text{pendiente } 0.6h : 1v \quad (1.49)$$

$$Z_c = 3.997 \cdot q^{3/4} \quad \text{pendiente } 0.75h : 1v \quad (1.50)$$

Nótese que a diferencia de los demás autores en CEMAGREF (1991) se propone una expresión no adimensional, que varía en función de la pendiente de la rápida, y que aceptan válida hasta $q = 15 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$. Igualmente, es interesante destacar como en este caso, el efecto de la rugosidad k_s introducida por los escalones no aparece explícitamente en los anteriores ajustes.

Por su lado, Bindo et al. (1993) tal y como se aprecia en la Figura 1.8, indican la posición del punto crítico en función de la altura del vertedero, la altura de los peldaños y la velocidad media del flujo. Sus resultados, después de transformarlos convenientemente, podrán ser comparados en la Figura 1.20 con los obtenidos por los otros autores.

En dicha Figura 1.20, se presenta comparativamente los datos aportados por los anteriores autores, excepto los resultados mostrados por Keller et al. (1977) (Figura 1.19), por reproducir valores fuera de los órdenes de magnitud que resultan en aliviaderos escalonados. En el apartado 3.2.2 del Capítulo 4, se analizan estos resultados conjuntamente con los que se obtendrán, a este respecto durante el desarrollo de la presente tesis. A todos ellos se les ajustará, en dicho capítulo, una expresión del tipo de la ecuación (1.43).

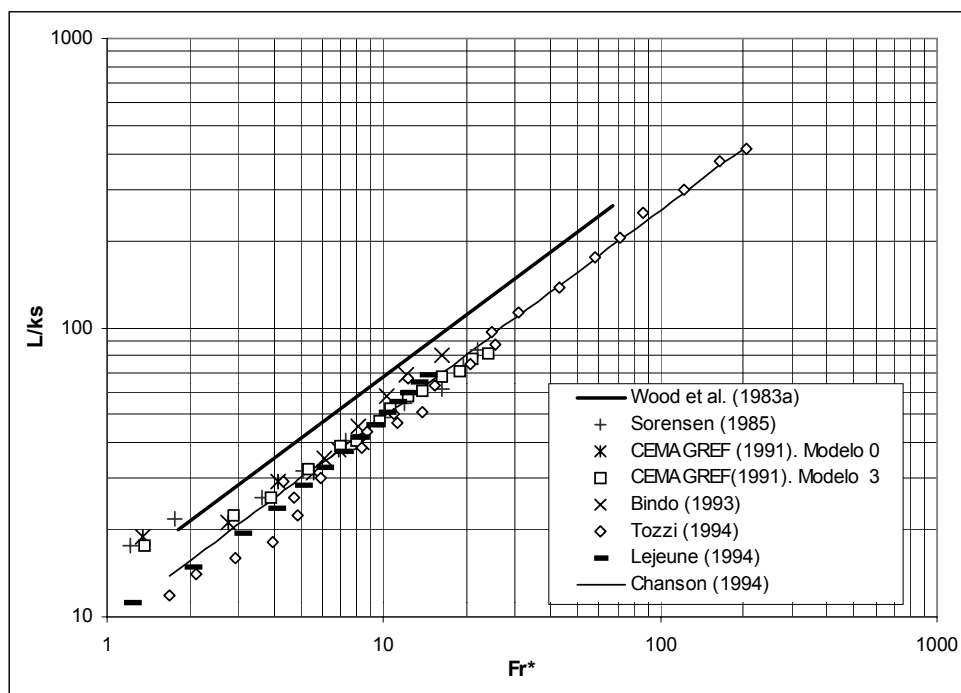


Figura 1.20. Comparación de las estimaciones de los diversos autores para definir la posición del punto crítico en una rápida.

En la Tabla 1.5 se muestra el resumen de las diversas aportaciones de los diversos estudios acerca de la posición del punto crítico.

<i>Tabla 1.5. Principales aportaciones acerca del punto de inicio de entrada de aire (punto crítico).</i>		
AUTOR	APORTACIÓN	COMENTARIOS
Keller et al. (1977)	Figura 1.19	Válido para perfil WES liso.
Wood et al. (1983)	Ecuaciones (1.40) y (1.41)	Válido para perfil WES liso.
CEMAGREF (1991)	Ecuación (1.48),(1.49) y (1.50)	Válido en estructuras escalonadas de pendientes 1v:0.5h, 1v:0.6h y 1v:0.75h respectivamente
Tozzi (1992)	Ecuación (1.44)	Válido en estructuras escalonadas de pendiente 1v:0.75h
Chanson (1994)	Ecuaciones (1.42) y (1.43)	Ajustes de los datos registrados en aliviaderos escalonados por: Sorensen (1985), Frizell(1991), Beitz et al. (1992), Tozzi (1992) y Bindo et al. (1993).
Lejeune et al. (1994)	Ecuación (1.45)	Válido para una estructura escalonada de pendiente 0.64v:0.80h

3. Distribución de velocidades en la rápida

Sorensen (1985) compara las velocidades medias a pie de vertedero entre una rápida escalonada y la equivalente rápida lisa (no escalonada). El autor estimó dichas velocidades, a partir de la ecuación de continuidad midiendo el calado al pie de la rápida. Debido al error que introducirá el aire en el interior del flujo al aplicar este método de estimación, el citado autor indica que contrastó los resultados así obtenidos con algunas medidas mediante un tubo de Pitot, obteniendo diferencias entre el 10% y 15%. En la Figura 1.21 se presentan los resultados que obtiene en función del caudal para ambos modelos. Se observa que la dispersión de los datos es mayor para la rápida lisa debido, fundamentalmente, a las pequeñas profundidades que resultaban a pie de vertedero. De cualquier manera, la previsible tendencia a observar velocidades mayores para mayores caudales se muestra claramente, así como también las menores velocidades provocadas por la existencia de los escalones. Esto último evidencia la gran importancia de los escalones como elementos disipadores de energía: la velocidad disminuye aproximadamente a un tercio, lo que supone, en este caso, una energía nueve veces inferior.

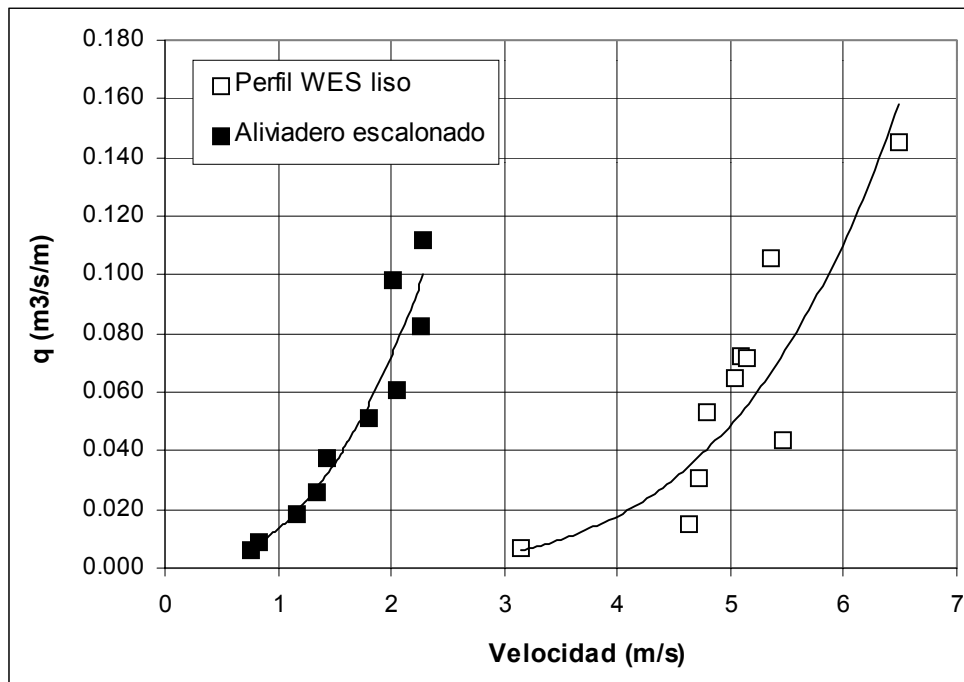


Figura 1.21. Velocidades a pie de vertedero para un modelo escalonado a escala 1/25 de un prototipo con una pendiente 1v:0.78h, y peldaños de $h = 0.61$ m (puntos blancos) y para uno no escalonado (puntos negros). Resultados a nivel de prototipo. (Sorensen (1985))

En CEMAGREF (1991) se presentan las medidas de la velocidad a lo largo del aliviadero y en función del caudal, llevadas a cabo en cuatro modelos de distintas pendientes y tamaños de escalón distintos (ver Tabla 3 del Capítulo *Resumen y Conclusiones*). Estas medidas se realizaron de tres métodos distintos:

- Medida con micromolinete, a lo largo de todo el aliviadero, a pesar que los autores eran conscientes de que su curva de ajuste no sería válida en la zona aireada.
- Medidas con tubo de Pitot que permitieron estimar perfiles de velocidad, en la zona no aireada.
- Medidas de velocidad superficial mediante flotadores que se dejaron caer desde coronación, filmados con una cámara de vídeo. Los resultados obtenidos en este caso son criticados por los propios autores, estableciendo que corresponden a valores anormalmente elevados. Una explicación posible la achacan a la elevada irregularidad superficial del flujo que podría hacer saltar repetidamente el flotador y caer en tal momento libremente. A pesar de ello no plantean en ningún momento la influencia de la densidad del flotador en su comportamiento a lo largo de la rápida.

Como principal resultado puede destacarse que, si bien cuantitativamente los propios autores dudan de la validez de dichas medidas, cualitativamente confirmaron el comportamiento estacionario del flujo aireado.

Mateos y Elviro (1992) estiman la velocidad media en función del caudal circulante y de la cota de la posición de la lámina libre a lo largo del aliviadero, en el modelo reducido de la presa de la Puebla de Cazalla (ver Tabla 3 en el Capítulo *Resumen y Conclusiones*). La estimación la llevan a cabo mediante la grabación en vídeo de objetos flotantes cayendo desde el umbral del aliviadero. En la Figura 1.22 se muestran los resultados que presentan los citados autores.

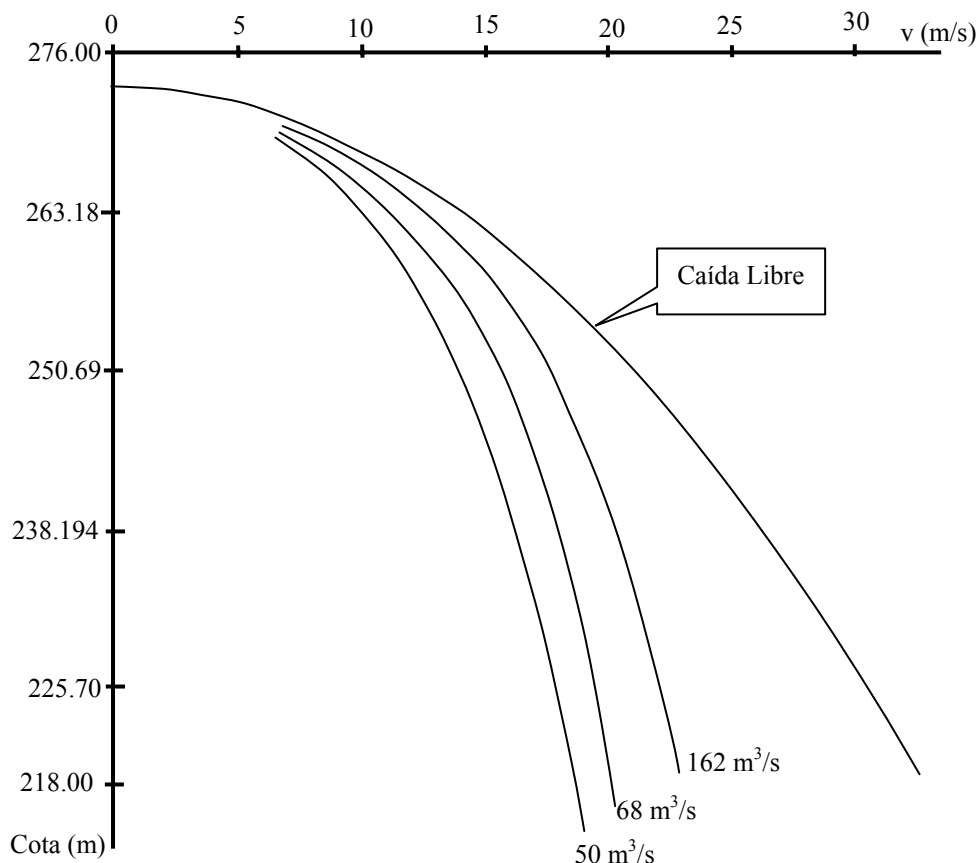


Figura 1.22. Curvas de velocidad media a lo largo del aliviadero de la presa de la Puebla de Cazalla. Altura de los escalones $h = 0.90 \text{ m}$, pendiente $h/l = 1.25$. Resultados a nivel de prototipo (Mateos y Elviro (1992)).

Una estimación análoga a la anterior llevan a cabo Lejeune et al. (1994). En la Figura 1.23 se muestran los resultados que obtienen. Apréciase como cualitativamente los resultados obtenidos en las dos últimas referencias son sensiblemente distintas: si bien se aprecia idéntica tendencia a percibir mayor velocidad superficial cuanto mayor sea el caudal circulante, Lejeune et al. (1994), a diferencia de Mateos y Elviro (1992), observan la existencia de una sección en la que se da un valor máximo local de la velocidad. No se conoce cual fue el método de medida de las velocidades medias que presentan Lejeune et al. (1994) en la Figura 1.23, así pues, es difícil analizar el porqué de dichas diferencias.

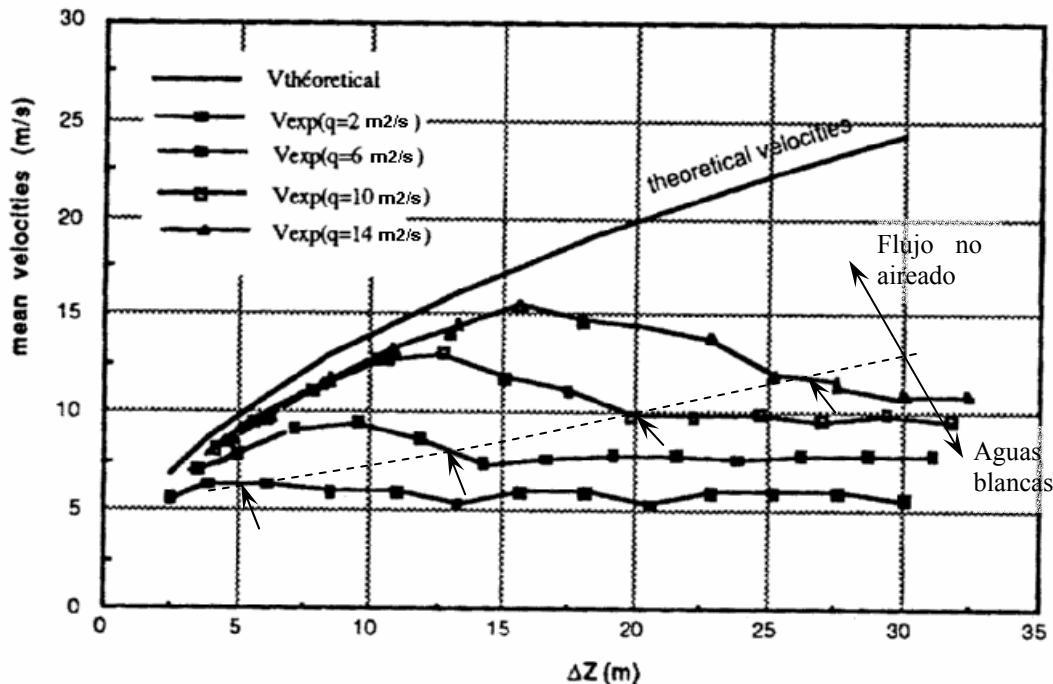


Figura 1.23. Velocidad media a lo largo de la rápida. (Lejeune et al. (1994)). Altura de peldaño $h = 0.8$ m, pendiente $h/l = 1.25$.

Los citados autores aprovechan las medidas que obtienen de la concentración de aire en dos posiciones del aliviadero ubicadas a 17.90 m y 26.70 m (ver Figura 1.11) de su cresta para poder comparar las velocidades teóricas que se obtendrían asumiendo la ausencia de fricción (cota superior), con la velocidad aparente del flujo deducida de las observaciones de calado aparente sobre la rápida (obtenidas a partir de una escala graduada sobre el cajero de la misma) y con la velocidad de agua resultante de las estimaciones de concentración de aire realizadas por aplicación directa de la ecuación (1.33) (ver apartado 2.3). Puede observarse (Figura 1.24), como cabía esperar, que la velocidad aparente, obtenida directamente como el cociente entre el caudal líquido (q) y el calado aparente observado (v_{obs}), subestima la velocidad media del flujo. Igualmente, las velocidades aparentes y teóricas aumentan con el caudal específico, pero la velocidad de agua disminuye en la zona de flujo aireado.

Igualmente presentan, Lejeune et al. (1994) la medida de un perfil de velocidades mediante un tubo de Pitot en la zona no aireada. El resultado que obtienen se muestra en la Figura 1.25. Obsérvese la estimación que llevan a cabo acerca de la altura que alcanza en dicho punto de medida la capa límite. Ésta seguirá creciendo hacia aguas abajo, de manera que en la sección en donde alcance la superficie libre se iniciará el proceso de aireación del flujo.

Rice et al. (1996) también miden la velocidad del flujo utilizando un tubo de Pitot. En el desarrollo de su trabajo los autores dejan constancia de que las medidas con dicho instrumento son muy sensibles a la presencia de aire en el flujo, tal y como sucede en estos aliviaderos. Por este motivo realizan únicamente medidas a lo largo de su modelo con caudales para los cuales no se produzca la autoaireación del flujo. Las medidas se llevan a cabo sobre el modelo a escala 1/20 del aliviadero de Salado Creek Site en San Antonio, Texas (ver Tabla 3 del Capítulo *Resumen y Conclusiones*), que presenta una pendiente 1v:2.5h con unos escalones de 0.62 m de altura por 1.52 m de longitud de huella. Esta pendiente tan tendida es la que permite que caudales entre $5.81 \text{ m}^2/\text{s}$ y $14.5 \text{ m}^2/\text{s}$ no muestren aireación del flujo. Además cabe indicar que se diseñaron los escalones suavizando su arista exterior.

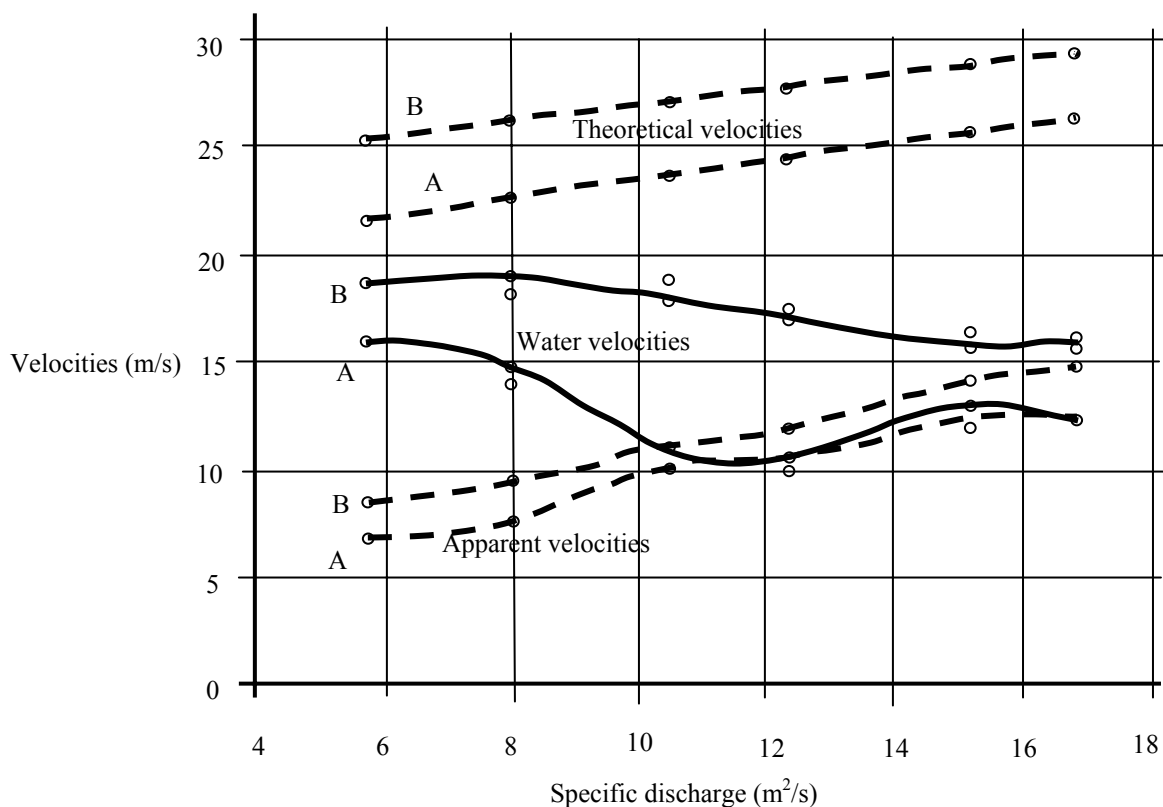


Figura 1.24. Estimaciones de Lejeune et al (1994) de la velocidad teórica, velocidad aparente y velocidad del agua a 17.90 m (punto A) y 26.70 m (punto B) por debajo del umbral del aliviadero. Altura de peldaño $h = 0.8$ m, pendiente $h/l = 1.25$.

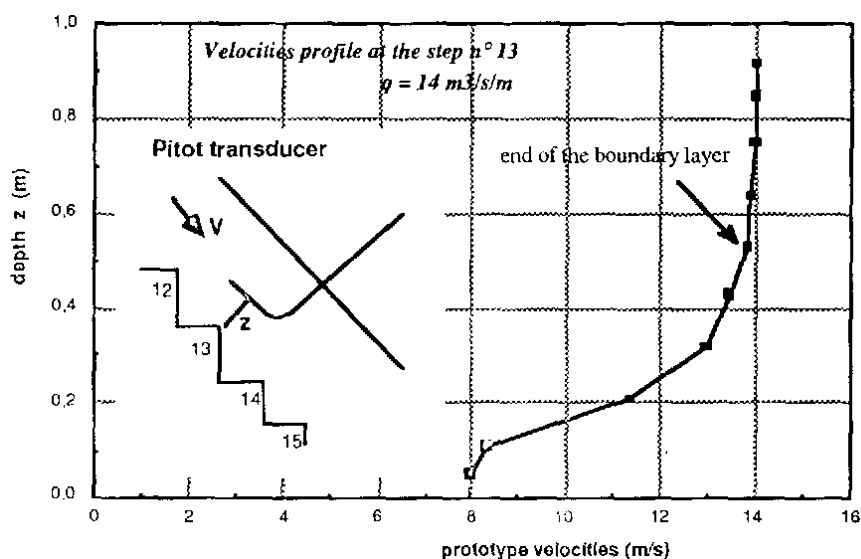


Figura 1.25. Perfil de velocidades estimado por Lejeune et al. (1994) en la zona no aireada mediante un tubo de Pitot. Altura de peldaño $h = 0.8$ m, pendiente $h/l = 1.25$.

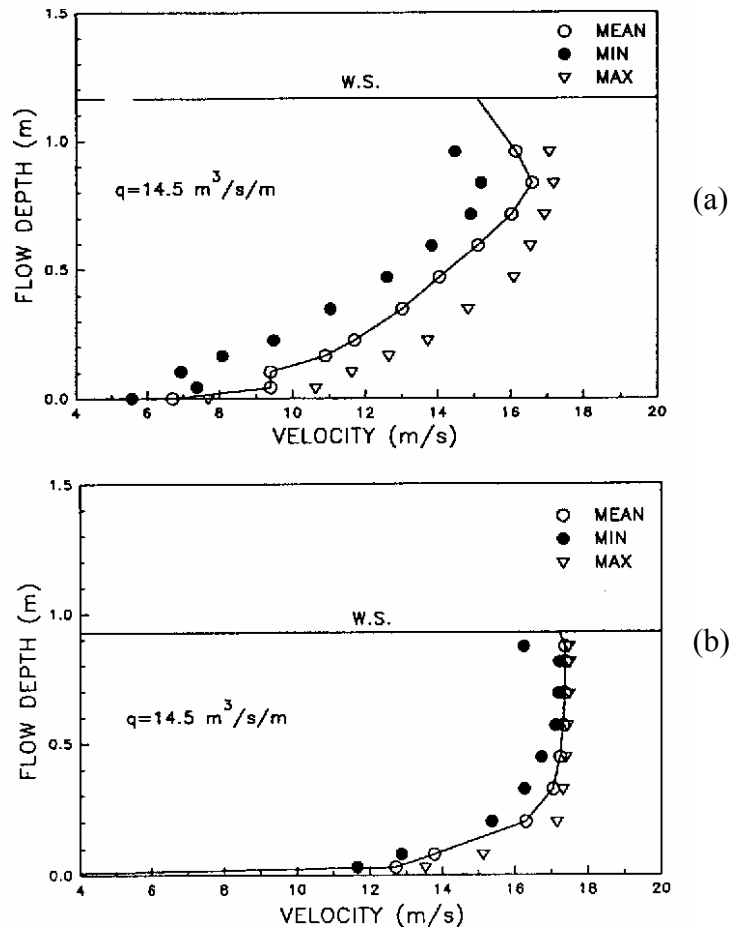


Figura 1.26. Perfiles de velocidad según Rice et al. (1996), para un caudal de $14.5 \text{ m}^2/\text{s}$, medido a una distancia vertical de 11.6 m de la cresta de: (a) el aliviadero escalonado y (b) aliviadero liso de igual pendiente.

En la Figura 1.26 se muestran los perfiles, perpendiculares a la pendiente del aliviadero, obtenidos a una distancia vertical de 11.6 m del umbral para un caudal de $14.5 \text{ m}^2/\text{s}$ (valores en prototipo), y su comparación con el que se obtendría para un aliviadero liso de igual pendiente. Puede observarse como en el aliviadero escalonado las velocidades son menores que en el correspondiente liso, tal y como cabría esperar. Los citados autores indican que ello es debido a la mayor transferencia de cantidad de movimiento en dirección normal a la solera, propiciada por los escalones. Esta transferencia de cantidad de movimiento redundará, tal y como se observará en el próximo apartado, en una mayor disipación de energía comparada con la estructura lisa equivalente.

Iwao Otsu et al. (1997) muestran los perfiles de velocidad que obtienen en la zona no aireada mediante un velocímetro láser-dópler unidimensional en una estructura escalonada que forma 19° con la horizontal, esto es $1v:2.9h$ (ver Tabla 3 del Capítulo *Resumen y Conclusiones*). En la Figura 1.27 se muestran los resultados presentados en dicha referencia.

Se aprecia como se forma un remolino en la celda encerrada entre la huella, contrahuella y el flujo rasante superior (Figura 1.27a). Igualmente puede observarse como la frontera entre el flujo rasante superior y el citado remolino no forma una superficie plana sino que presenta una cierta curvatura entre cada escalón, tal y como ya adelantaron Mateos y Elviro (1994). De las anteriores medidas puede deducirse también como las intensidades turbulentas en las direcciones x e y son mayores cerca de la frontera entre el flujo principal y el remolino interior tal y como se había destacado ya por el autor de esta tesis en Sánchez y Dolz (1996) publicado en IECA (1999), gracias a un ensayo de digitalización de imágenes de vídeo, a partir del cual se estimó de forma cualitativa la intensidad de fluctuación del flujo en el interior de una celda (ver Figura 1.28).

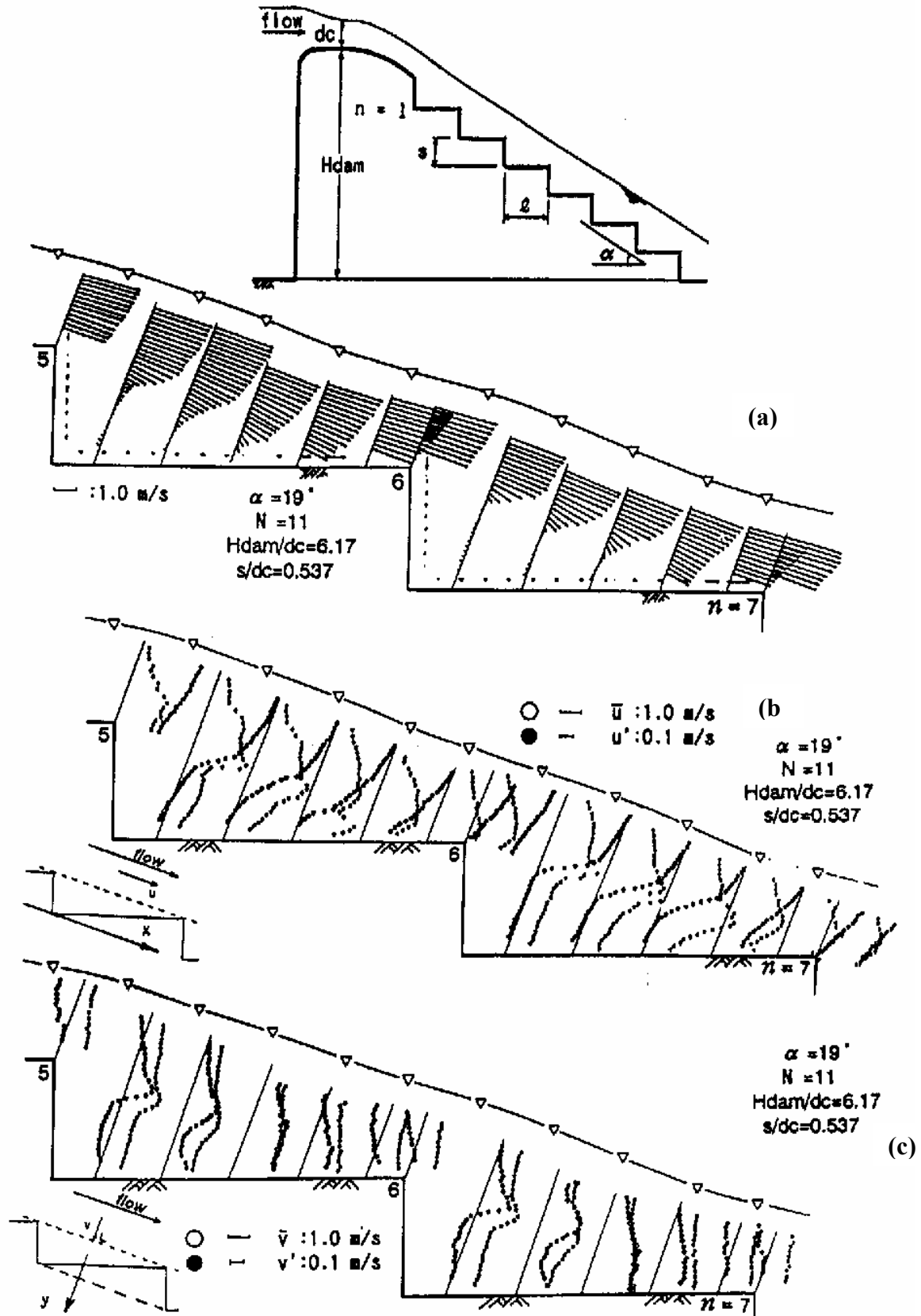


Figura 1.27. Presentación de los resultados obtenidos todos ellos en flujo rasante en la zona no aireada por Iwao Ohtsu et al. (1997). (a) Distribución de velocidades. (b) Distribución de la velocidad media y la intensidad turbulenta, en la dirección x. (c) Distribución de la velocidad media y la intensidad turbulenta, en la dirección y.

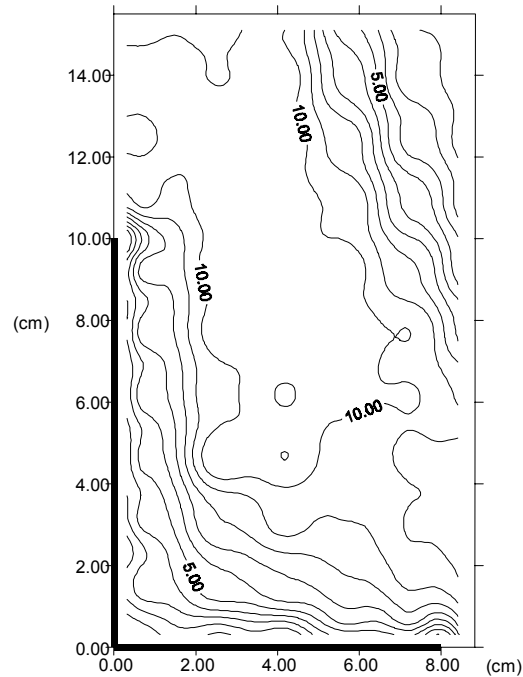


Figura 1.28. Intensidad de la fluctuación del flujo en el interior de una celda de un aliviadero escalonado, con peldaños de altura $h = 0.1\text{m}$ y pendiente $h/l = 1.25$, caudal $q/h = 1.685$.

En el estudio del aliviadero de la presa Miel I (Colombia), Mejía (1996) presenta los resultados obtenidos en su trabajo de medición de velocidades, igual que Sorensen (1985), al pie del aliviadero. Cabe destacar como el prototipo en cuestión se sale de los valores considerados hasta la fecha como típicos para este tipo de aliviaderos. Así el caudal específico de proyecto era de $41\text{ m}^2/\text{s}$ con un aliviadero de 175 m de altura y unos escalones de 2.10 m de altura por 2.10 m de longitud de huella. El modelo reducido fue estudiado a escala $1/25$ con semejanza de Froude.

Se midieron velocidades a lo largo del rebosadero y en el canal de salida del modelo por distintos métodos:

- Tubo de Pitot conectado a un transductor de presión diferencial.
- Diversos flotadores que fueron grabados en vídeo en su viaje desde el umbral hasta el pie de la rápida.
- *Promediador estadístico de niveles* (sic) conectado a un limnómetro de aguja, para estimar la velocidad media por continuidad, en el canal de salida del modelo. Éste es un aparato que registra el número de veces que la superficie libre del flujo toca el agua. Si ésta se encuentra sumergida el sensor dará 100%, si no toca el agua en ningún momento dará 0%, y cuando el sensor marca el 50%, se obtiene entonces la estimación del nivel medio de agua.
- Mediante un *vaso limnimétrico* construido a un lado del canal de desagüe, en el cual se instalaba el mismo limnómetro usado con el promediador y se medía con el método tradicional el nivel del flujo.

En la Figura 1.29 se muestran las velocidades medias obtenidas al pie del aliviadero (175 m de distancia vertical respecto el umbral) en función del caudal, comparando los diversos métodos de estimación. Debido a las dimensiones excepcionales ensayadas en este trabajo sus resultados son difícilmente comparables con los obtenidos por otros autores. Además puede destacarse las importantes diferencias obtenidas según el método de medida.

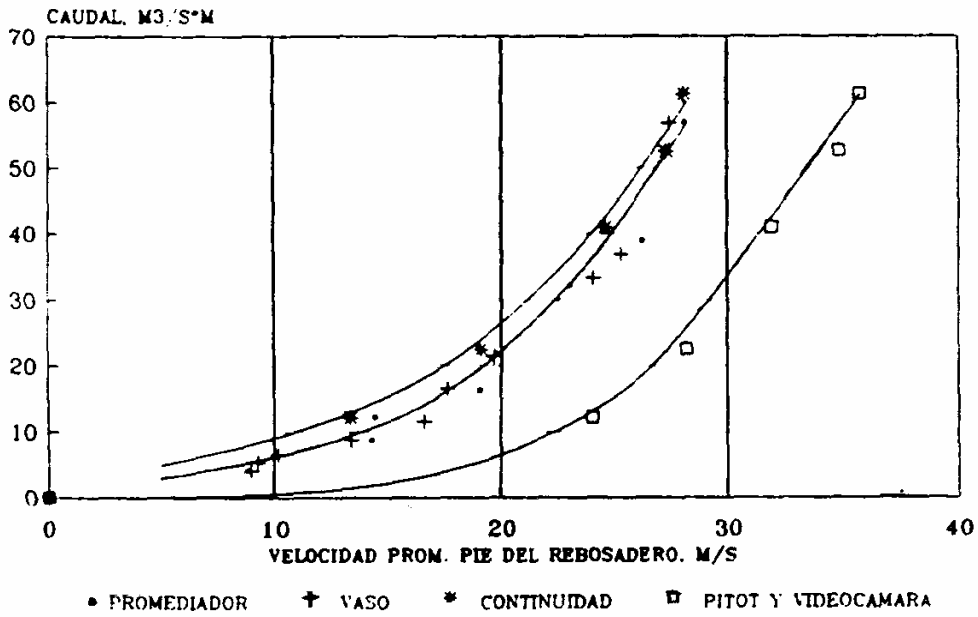


Figura 1.29. Velocidad media al pie del aliviadero (m/s) a nivel de prototipo, en función del caudal obtenida por Mejía (1996). Comparación de los diferentes métodos de estimación.

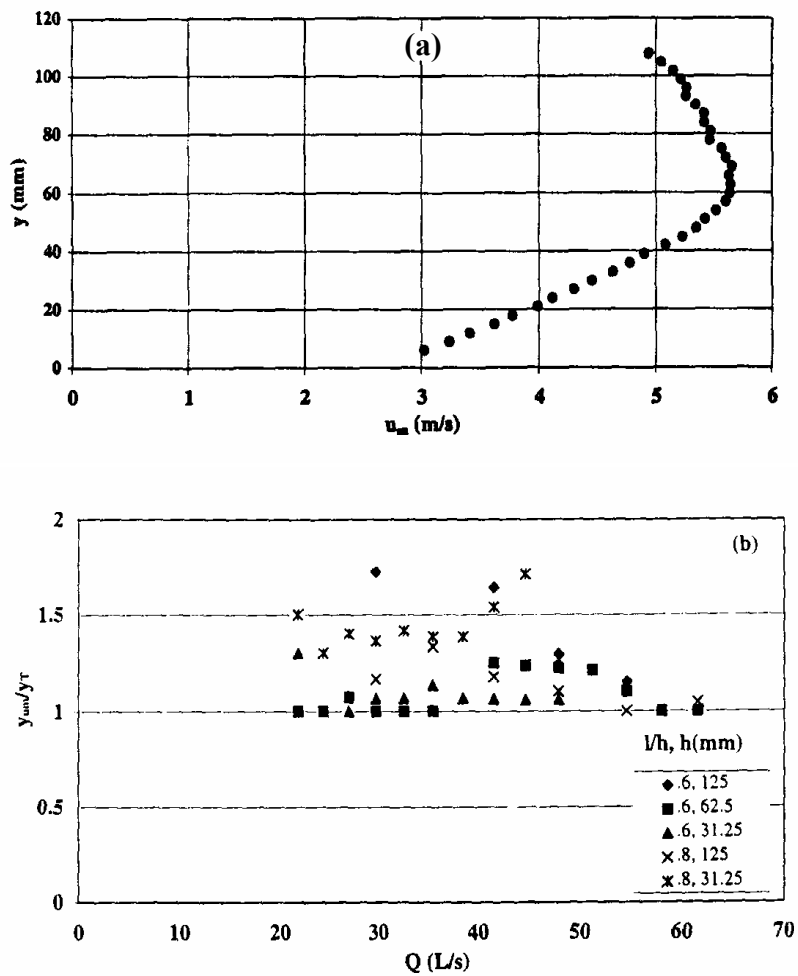


Figura 1.30. (a) Perfil de velocidades para un flujo rasante plenamente desarrollado ($l/h=0.6$, $h=125$ mm y $y/h=1.2$). (b) Variación de y_{um}/y_T con el caudal. (Chamani y Rajaratnam (1999)).

Chamani y Rajaratnam (1999) presentan un típico perfil de velocidades en la zona de flujo rasante plenamente desarrollado, y por tanto ya autoaireado. En él puede observarse como la velocidad del flujo aumenta de manera continua con la distancia al fondo de la rápida (y) alcanzando un máximo a una distancia y_{um} . Estos autores muestran también la variación de y_{um}/y_T^1 en función del caudal, en este gráfico puede observarse como dicho cociente es siempre mayor o igual que 1 con un valor máximo observado igual a 1.7. Todos estos aspectos pueden observarse en los gráficos de la Figura 1.30.

La velocidad de la mezcla aire-agua (v) fue obtenida de la ecuación:

$$\Delta P = \frac{1}{2} (1 - \bar{C}) \cdot \rho \cdot v^2 \quad (1.51)$$

donde,

- \bar{C} es la concentración de aire.
- ρ es la densidad del agua.
- ΔP es la presión medida en un manómetro conectado a un tubo de Prandtl. Las dimensiones del tubo utilizado fueron de 3.5 mm de diámetro exterior, y de 1.1 mm de diámetro interior.

Tal y como se ha comentado en la Figura 1.30(a) se muestra la típica distribución de velocidades en la zona inferior del flujo. Puede observarse como la velocidad de la mezcla aumenta de manera continua con la distancia normal a una solera ficticia, plana que pasara por las aristas exteriores de los escalones, hasta que se alcanza un máximo para después disminuir al aumentar de nuevo y . Chamani y Rajaratnam (1999) observaron que y_{um} era igual o mayor que y_T , y generalmente menor que y_{90} (variando entre 0.7 y 1.0). Así, parece que esta región entre 0 y y_{um} incluye la región inferior del flujo de espesor y_T .

Utilizando las observaciones experimentales de la variación de la velocidad de la mezcla aire-agua con la distancia a la solera ficticia, los autores analizan si estos perfiles se ajustan a la distribución semilogarítmica de Kármán-Prandtl. Para ello, representan la variación de la velocidad media temporal de la mezcla (\bar{v}) con el $\log y_\varepsilon$, donde y_ε corresponde a la distancia medida por encima de un plano de referencia paralelo al fondo ficticio, y ubicado por debajo de éste una distancia ε de manera que la media temporal de la velocidad de la mezcla varíe linealmente con el $\log y_\varepsilon$ y la velocidad de fricción a dicho plano pueda estimarse a partir de:

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau}{\rho_{wa}}} \quad (1.52)$$

$$\tau = g \cdot \sin \alpha \cdot \int_0^{y_{90}} \rho dy = g \cdot \sin \alpha \cdot y_{90} \cdot \rho_{wa} \quad (1.53)$$

Donde ρ_{wa} es la densidad media de la mezcla aire - agua, y

$$\sin \alpha = \frac{h}{\sqrt{h^2 + l^2}} \quad (1.54)$$

Con ello obtuvieron que ε varía entre 0 y el 25% de la altura de rugosidad k_s que introducen los escalones:

$$k_s = \frac{hl}{\sqrt{h^2 + l^2}} = h \cdot \cos \alpha \quad (1.55)$$

Así determinaron que las observaciones que realizaron de la velocidad se ajustaban suficientemente bien a la ley de Kármán-Prandtl en la zona inferior del flujo. En los gráficos de la Figura 1.31 se muestran, adimensionalizadas, las medidas llevadas a cabo por Chamani y Rajaratnam (1999) con tres alturas de peldaño distintas 125 mm, 62.5 mm y 31.25 mm y para distintos caudales. De dichos gráfico se aprecia como los datos se agrupan sobre una línea creciente hasta alcanzar un cierto valor de y_ε/k_s para luego desviarse de dicha línea para valores mayores de y_ε/k_s .

En la Figura 1.32(a) se agrupan todas las medias en un único gráfico y en la Figura 1.32(b) se amplía la región inferior que los autores ajustan a la velocidad:

¹ y_T corresponde a la profundidad de transición para la cual el incremento de la concentración de aire con la profundidad (y) muestra un máximo. De esta manera, define la frontera entre la zona superior e inferior del flujo. (ver apartado 3)

$$\frac{v}{u_*} = 5.75 \cdot \log\left(\frac{y \varepsilon}{k_s}\right) + 8.5 \quad (1.56)$$

Así, Chamani y Rajaratnam (1999) concluyen que en la región inferior del flujo el perfil de velocidad se ajusta bien al perfil semilogarítmico de Kármán–Prandtl, mientras que por encima de dicha zona ($y > y_{um}$) las velocidades se apartan del citado comportamiento.

Tabla 1.6. Resumen de las principales aportaciones acerca del campo de velocidades en una rápida escalonada.				
Referencia	Medida	Método	Validez	Resultados
Mateos y Elviro (1992)	Velocidad media a lo largo del aliviadero.	Grabación en vídeo de objetos flotantes.	$l/h=0.8$	Figura 1.22
Lejeune al. (1994)	Velocidad media a lo largo del aliviadero	Indirectamente, a partir de la fuerza del flujo sobre una esfera.	$l/h = 0.8$	Figura 1.23 Figura 1.24 Figura 1.25
Rice et al. (1996)	Perfil de velocidad para caudales que no provocan autoaireación del flujo.	Tubo de Pitot.	$l/h=2.5$	Figura 1.26
Iwao Ohtsu et al. (1997)	Perfil de velocidad en la zona no aireada.	Anemómetro Láser – Dópler.	$l/h=2.9$	Figura 1.27
Mejia (1996)	Velocidad media al pie del aliviadero.	– Tubo de Pitot, – Grabación en vídeo de flotadores, – Promediador de niveles, – Micromolinete.	$l/h=1.0$	Figura 1.29
Chamani et al. (1999)	Perfil de velocidad para flujo rasante plenamente desarrollado (zona aireada)	Indirectamente a partir de una sonda de medida de concentración de aire.	$l/h=0.6$ $l/h=0.8$	Figura 1.30 Figura 1.31 Figura 1.32

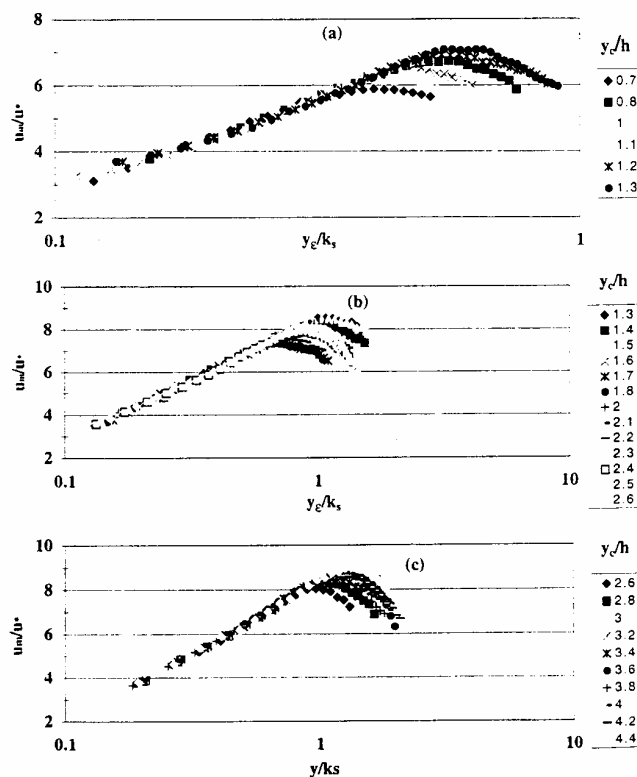


Figura 1.31. Perfil de velocidades normalizado para flujo rasante con $l/h=0.6$ y (a) $h=125\text{mm}$, (b) $h=62.5\text{mm}$ y (c) $h=31.25\text{mm}$, presentado por Chamani y Rajaratnam (1999).

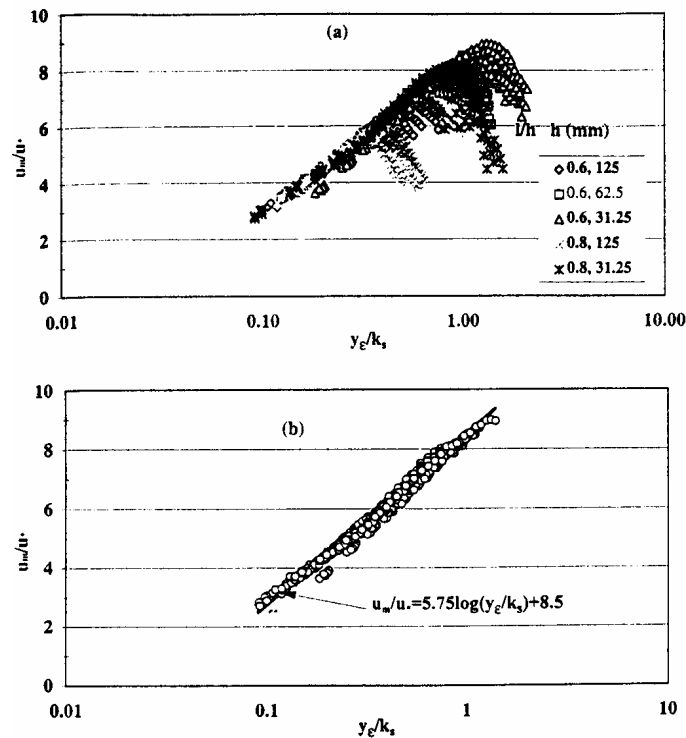


Figura 1.32. (a) Comparación de todos los experimentos de Chamani y Rajaratnam (1999). (b) Ampliación del gráfico anterior de la zona inferior de los perfiles de velocidad que se ajustan a un perfil semi-logarítmico.

4. Energía disipada en un vertedero escalonado

4.1. Resistencia de los escalones al flujo rasante

No hay que analizar muy profundamente el flujo sobre un vertedero escalonado para darse cuenta que los escalones actúan produciendo un aumento uniforme en la rugosidad del conducto, hecho que se traducirá en una disminución significativa de la velocidad respecto la rápida lisa (no escalonada). Diversos autores han planteado establecer un coeficiente de fricción equivalente que permita analizar las rápidas escalonadas como rápidas lisas. Éste podría ser un tratamiento que a efectos de dimensionamiento sería óptimo, por su sencillez una vez establecido el valor de ese coeficiente adecuado. En la práctica no parece factible su aplicación debido a la gran aireación existente en el flujo que dificulta enormemente la correcta medida de los parámetros adecuados (calados, caudales líquidos y gaseosos o velocidades). A continuación se pasa a comentar los estudios realizados en este campo.

4.1.1. Estimación de coeficientes de fricción equivalente

Rajaratnam (1990) estudia, para un aliviadero escalonado de pendiente uniforme, con un gran número de escalones idénticos, la variación de la tensión tangencial de Reynolds media (τ) entre el flujo rasante y el recirculante inferior atrapado en los escalones del vertedero,

$$\tau = f \frac{\rho_{wa} v^2}{8} \quad (1.57)$$

$$f = \frac{8 \cdot g \cdot y \cdot \sin \alpha}{v^2} \quad (1.58)$$

donde,

- f es el coeficiente de Darcy–Weisbach,

- g es la aceleración de la gravedad,
- y es la profundidad de agua en la dirección perpendicular a la pendiente del aliviadero, en la zona de flujo completamente desarrollado.
- α es el ángulo que forma el aliviadero con la horizontal,
- ρ_{wa} es la densidad media de la mezcla, promediada en todo el calado,
- v es la velocidad media del flujo, promediada en todo el calado

Así Rajaratnam (1990), ajustando los datos que presenta Sorensen (1985) medidos para un aliviadero escalonado de pendiente $1v:0.78h$ y flujo rasante, acaba obteniendo un valor promedio de $f = 0.72$, para caudales específicos entre $0.111 \text{ m}^3/\text{s/m}$ y $0.019 \text{ m}^3/\text{s/m}$, observando que f varía entre 0.44 y 0.80 , mientras que para caudales menores, $0.009 \text{ m}^3/\text{s/m}$ y $0.006 \text{ m}^3/\text{s/m}$, f sube hasta 1.00 y 1.12 respectivamente. Para estos últimos, Rajaratnam destaca la posibilidad de que se encuentren en la frontera entre flujo escalón a escalón y flujo rasante. En la Figura 1.33 se presentan estos valores en función del caudal. En todos estos datos presentados por Sorensen, se observan tanto medidas del calado al pie del aliviadero escalonado, como de la velocidad del flujo mediante tubo de Pitot. El mismo Sorensen admite la existencia de errores entre el 10% y el 15% entre la medida del calado y su estimación mediante la ecuación de continuidad. Por este motivo, hay que considerar dichas estimaciones de f como meras aproximaciones.

Christodoulou (1993) basándose en la misma expresión (1.58) que presenta Rajaratnam (1990), estima al pie del vertedero escalonado un promedio del coeficiente f de Darcy–Weisbach de 0.356, que se observa corresponde aproximadamente a la mitad del calculado a partir de los datos de Sorensen (1985). En la Figura 1.33 se presentan los resultados presentados en esta experiencia. Estos resultados fueron obtenidos para un modelo de aliviadero escalonado de 0.5 m de ancho, con 7 escalones de altura variable adaptados a un perfil WES, como transición a 8 escalones iguales de 2.50 cm de altura por 1.75 cm de huella.

Por su parte Mateos y Elviro (1992 y 1995) subrayan la importancia del tamaño de los escalones en las pérdidas de energía del flujo, una vez fijados el caudal específico, por condicionantes de la propia cerrada y del caudal total a evacuar, y el talud, por razones estructurales. Así afirman que, admitiendo que la turbulencia está suficientemente desarrollada, el coeficiente f de Darcy–Weisbach es función únicamente del cociente entre la distancia d entre dos aristas contiguas y el espesor de la lámina y , medido como la distancia desde una arista externa del escalonado hasta la superficie libre del agua. Se entiende que esta rugosidad relativa queda correctamente caracterizada sólo si la pendiente del aliviadero es constante. En la Figura 1.33 se presentan los resultados obtenidos de los modelos reducidos de las presas de la Puebla de Cazalla y de Sierra Brava, y por tanto sólo aplicables a taludes entre $1v:0.75h$ y $1v:0.85h$.

Tozzi (1992 y 1994), en cambio, introduce un factor adicional para estudiar la dependencia del coeficiente f de Darcy–Weisbach: el talud del aliviadero. Realiza las estimaciones de f a partir de las medidas sobre tres modelos con pendientes distintas ($1v:0.75h$, $1v:2.00h$ y $1v:6.69h$) y para alturas de escalón variando entre 0.10 m y 0.083 m . Se basa en el modelo de longitud de mezcla de Prandtl según el cual:

$$\frac{\bar{v}}{u_*} = \frac{1}{\kappa} \cdot \log \frac{y}{d} \quad (1.59)$$

donde,

- \bar{v} es la velocidad media sobre el aliviadero,
- $u_* = \sqrt{\tau_0/\rho}$ es la velocidad de corte, y τ_0 es la tensión tangencial con el contorno,
- d es la distancia entre dos aristas consecutivas, y
- κ es la constante de Von Kármán.

Que está relacionada con el coeficiente de Darcy–Weisbach, según:

$$\frac{\bar{v}}{u_*} = \sqrt{\frac{8}{f}} \quad (1.60)$$

Así, resume sus resultados en la siguiente expresión:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2.0 \cdot \log \left[\left(\frac{1}{10^m} \cdot \frac{k_s}{y} \right)^n \right] \quad (1.61)$$

donde,

- m y n son exponentes que dependen de la pendiente de la estructura y se obtendrán de la Tabla 1.7:

Tabla 1.7. Valores de los parámetros m y n de la fórmula (1.61).		
Pendiente del aliviadero	m	n
1v:0.75h	1.742	0.620
1v:2.00h	8.333	0.195
1v:6.69h	13.143	0.140

- k_s es la altura de rugosidad que representa cada escalón ($k_s = h \cdot \cos \alpha$)

En la Figura 1.33 se presentan también los resultados obtenidos por Tozzi, comparándolos con los del resto de las investigaciones citadas en este apartado.

Chanson (1994), clasifica los datos que presentan los diversos investigadores según la pendiente del aliviadero ensayado sea mayor o menor que 12° . Ajusta la expresión:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 1.42 \cdot \ln \left(\frac{D_H}{k_s} \right) - 1.25 \text{ para } \alpha < 12^\circ \quad (1.62)$$

donde,

- $D_H = 4 \cdot \frac{\text{Área mojada}}{\text{Perímetro mojado}}$ es el diámetro hidráulico, y
- $k_s = h \cdot \cos \alpha$ es la altura de un escalón normal al flujo.

Con pendientes mayores, los resultados experimentales muestran una escasa correlación entre la resistencia al flujo, la rugosidad relativa y el talud del aliviadero. Para estructuras con pendientes entre 50° y 55° , Chanson presenta coeficientes de Darcy–Weisbach entre 0.17 y 5 con un valor promedio de 1.0.

Por otro lado Chamani y Rajaratnam (1999) analizando en la zona de flujo rasante plenamente desarrollado el esfuerzo cortante de Reynolds (τ) y a partir de las ecuaciones (1.57) y (1.58) tomando el calado en la zona de flujo totalmente desarrollado igual a y_{90} , obtienen el siguiente ajuste para el coeficiente de fricción:

$$\frac{2}{\sqrt{f}} = 3.85 \cdot \log \left(\frac{y}{k_s} \right) - 3.53 \quad (1.63)$$

Esta expresión la obtienen ajustando los resultados de los diversos autores que se indican en el gráfico de la Figura 1.33, excepto los de O Bayat (1991) que eran los que más se apartaban de los resultados de Nikuradse, obtenidos para tuberías con distintas rugosidades absolutas, en este caso para el calado (y) los autores tomaron el diámetro de la tubería. Para los datos de aquellas referencias en los que no se alcanzara una autoaireación plenamente desarrollada del flujo (por ejemplo Sorensen (1985), Christodoulou (1993)), el nivel de agua (y) utilizado fue el calado.

Por otro lado, Matos (1997), intentando poner un poco de orden en la dispersión de resultados en lo que concierne a este importante aspecto del comportamiento hidráulico del flujo rasante en aliviaderos esca-

lonados, después de analizar los resultados de Tozzi (1992) y de Frizell et al. (1994) propone utilizar un coeficiente de Darcy–Weisbach $f = 0.1$, para diseños preliminares y pendientes alrededor de 1v:0.75H típicas de presas de gravedad. Como el citado autor indica en su publicación, nótese que este valor es significativamente distinto del propuesto por otros autores, como por ejemplo Chanson (1994) que sugiere $f = 1.0$ para pendientes semejantes. Cabe notar que la estimación de Chanson se basa en medidas de calado de agua distorsionadas por la presencia de aire en el flujo, mientras que Matos realiza su estimación calculando el calado equivalente de agua clara. De hecho si f_b corresponde al coeficiente de Darcy–Weisbach basado en niveles de agua emulsionados, Matos (1997), asumiendo una concentración media de aire en la zona de flujo completamente desarrollado $\bar{C} = 0.63$, sugiere considerar una relación $f/f_b = 0.05$.

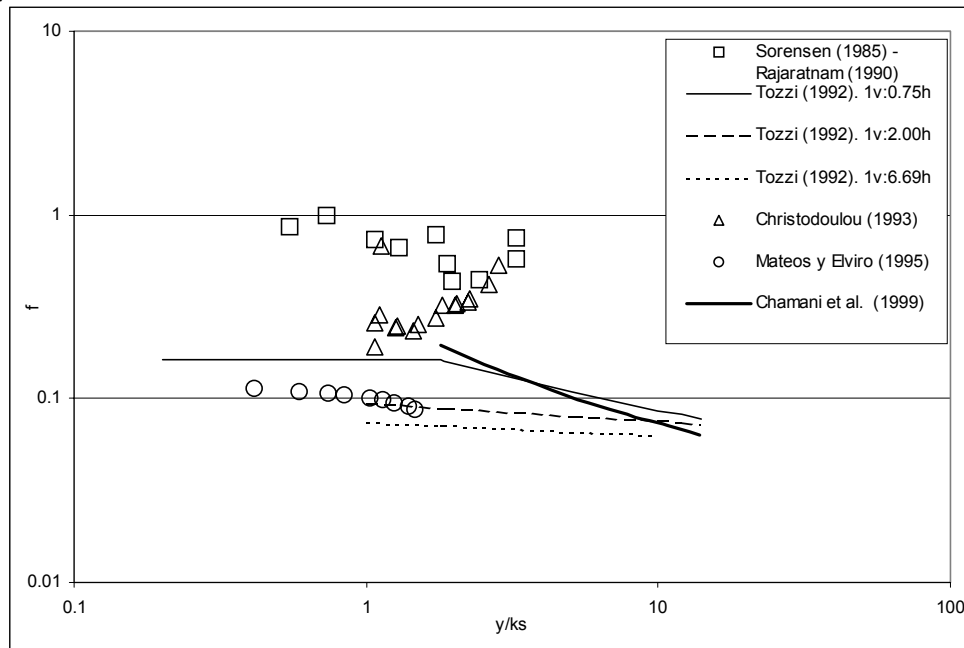


Figura 1.33. Relaciones presentadas en distintas investigaciones entre el coeficiente de Darcy–Weisbach y el parámetro adimensional y/k_s , condiciones de flujo rasante.

4.2. Energía disipada en el flujo

Independientemente de los condicionantes meramente constructivos o estructurales, el perfil escalonado de estos vertederos permite un incremento significativo de la proporción de energía disipada sobre la propia estructura, respecto al vertedero liso (no escalonado). Ello puede provocar una importante reducción de los grandes cuencos amortiguadores a pie de presa, típicos en presas de gravedad. Por este motivo se comprende que la disipación de energía en el flujo sea uno de los aspectos hidráulicos más estudiados y analizados en los vertederos escalonados.

Se denotará la energía específica a una cierta altura por debajo del umbral del aliviadero escalonado como E . Cuando se esté considerando la sección situada al pie del mismo la denotaremos como E_1 . Las mismas energías específicas podrían estimarse para un aliviadero liso de igual pendiente que el escalonado, en tal caso se usará la notación E^{liso} y E_1^{liso} si se estima al pie del mismo. Una vez estimadas E_1 y E_1^{liso} se podrá definir la proporción de energía disipada por la presencia de escalones (PED_{LE}):

$$PED_{LE} = \frac{E_1^{liso} - E_1}{E_1^{liso}} \quad (1.64)$$

Diversos autores utilizan esta expresión para analizar la capacidad de disipación de energía de un aliviadero escalonado, por ejemplo Rajaratnam (1991) o Pegram et al. (1999). Otros autores utilizan diferentes métodos para ello. Así Stephenson (1991) asumiendo que el flujo a una cierta distancia del umbral del aliviadero alcanza régimen uniforme, plantea una proporción definida como

$$\frac{\Delta E}{H} = 1 - \frac{E}{H} \quad (1.65)$$

donde

- H es la altura del aliviadero entre el umbral y el pie del mismo.
- E es la energía específica del flujo cuando éste alcanza régimen uniforme.

La metodología seguida por Stephenson (1991) parece difícilmente asumible en el momento en que plantea el cálculo de la energía específica a partir de los calados directamente medidos sobre el aliviadero en la zona de flujo completamente desarrollado sin tener en cuenta el emulsionamiento por efecto del aire disuelto en el flujo.

En otros trabajos como en CEMAGREF (1991) o en Lejeune et al. (1994), se aprovecha la idea anterior aunque de manera que permitirá analizar la proporción de energía que se disipará a lo largo de todo el aliviadero, esto es, entre su umbral y una sección cualquiera del escalonado, lo denotaremos PED_{0E} :

$$PED_{0E} = \frac{E_0 - E}{E_0} \quad (1.66)$$

Por otro lado, Tozzi (1994) utiliza un concepto muy similar, tomando la proporción entre la energía a la salida del cuenco amortiguador y la total disponible en la cabecera del aliviadero (PED_{02}):

$$PED_{02} = \frac{E_0 - E_2}{E_0} \quad (1.67)$$

donde,

- E_0 es la energía específica disponible en el umbral del aliviadero.
- E_2 es la energía específica residual al pie del aliviadero, calculado aguas abajo del resalto que se producirá en el cuenco.

4.2.1. Energía disipada al pie del aliviadero

4.2.1.1. Flujo escalón a escalón

En una estructura escalonada, con N peldaños de altura h , bajo flujo escalón a escalón, Chamani et al. (1994) proponen una expresión analítica para determinar la energía disipada. Para ello, suponen que sobre el umbral del aliviadero, en la primera caída hacia el primer escalón, se produce un vertido en régimen crítico (y_c) que permite caracterizar la energía del flujo. Así,

$$E_0 = N \cdot h + \frac{3}{2} y_c \quad (1.68)$$

La energía disponible respecto la huella del primer escalón (plano AA' en la Figura 1.34) que se encontrará el flujo, será $(h + 1.5 \cdot y_c)$. Si se define α como la proporción de energía disipada en cada salto, entonces la energía remanente en dicho primer salto corresponderá a $(1 - \alpha) \cdot (h + 1.5 \cdot y_c)$. La energía remanente en la base del segundo escalón (plano BB' de la Figura 1.34) que encontrará el flujo, se podrá obtener con $(1 - \alpha) \cdot [(1 - \alpha) \cdot (h + 1.5 \cdot y_c) + h]$. Continuando este razonamiento hasta el N -ésimo escalón, al pie del aliviadero, se obtendrá que la energía E_1 remanente en dicha sección, referida a su huella y bajo flujo escalón a escalón, será:

$$E = (1 - \alpha)^N \cdot \left(h + \frac{3}{2} y_c \right) + h \cdot \sum_{i=1}^{N-1} (1 - \alpha)^i \quad (1.69)$$

O de manera adimensional:

$$PEE_{0E} = \frac{E_0 - E}{E_0} = 1 - \frac{(1-\alpha)^N \cdot \left[1 + \frac{3}{2} \left(\frac{y_c}{h} \right) \right] + \sum_{i=1}^{N-1} (1-\alpha)^i}{N + \frac{3}{2} \left(\frac{y_c}{h} \right)} \quad (1.70)$$

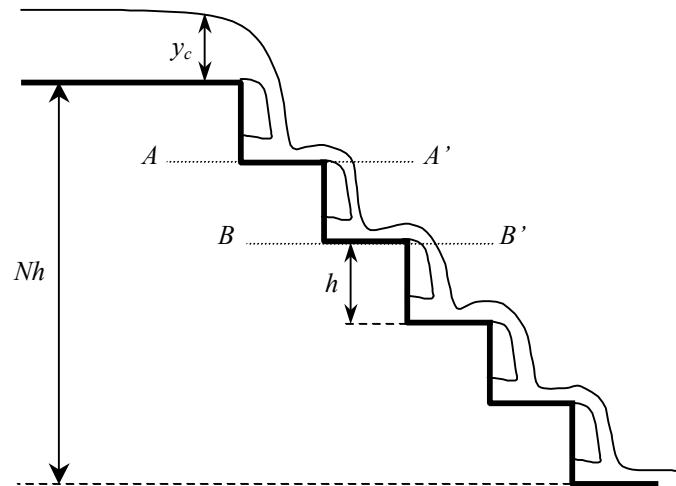


Figura 1.34. Esquema del flujo escalón a escalón que se analiza en Chamani et al. (1994).

Obviamente el problema estriba en estimar la proporción de energía disipada en cada salto (α). Lo consiguen ajustando a los datos de Essery y Horner (1978), una ley logarítmica:

$$\alpha = a - b \cdot \log\left(\frac{y_c}{h}\right) \quad (1.71)$$

Siendo

$$a = 0.30 - 0.35 \cdot \left(\frac{h}{l}\right) \quad (1.72)$$

$$b = 0.54 + 0.27 \cdot \left(\frac{h}{l}\right) \quad (1.73)$$

Chanson (1994c), enfatiza que la disipación de energía en el flujo escalón a escalón, se produce por tres efectos:

- la emulsión del chorro que sale del escalón superior,
- el impacto de este chorro sobre el escalón inferior, y
- el resalto hidráulico que se desarrollará en éste.

Así, estima las siguientes expresiones, en función de si la entrada al aliviadero está controlada por compuertas o no:

$$PED_{01} = 1 - \frac{0.54 \cdot \left(\frac{y_c}{h}\right)^{0.275} + 1.715 \cdot \left(\frac{y_c}{h}\right)^{-0.55}}{\frac{E_0}{y_c}} \quad (1.74)$$

donde,

- $\frac{E_0}{y_c} = \frac{3}{2} + \frac{H}{y_c}$ Si la estructura escalonada no dispone de compuertas.
- $\frac{E_0}{y_c} = \frac{H + H_0}{y_c}$ Si la estructura escalonada dispone de compuertas. Siendo,
 - H la altura de la estructura escalonada desde su cresta hasta el pie.
 - H_0 la sobreelevación de agua en la cresta.

Con estas expresiones puede observarse que la disipación será tanto mayor cuanto mayor sea la altura de la estructura. Mientras que para una estructura escalonada de altura dada, la disipación decrecerá para caudales crecientes.

En la siguiente Figura 1.35, se comparan las anteriores estimaciones de Chamani et al. (1994c) (expresión (1.70)) y de Chanson (1994) (expresión (1.74)). Se han comparado en cada caso para tres alturas totales distintas del aliviadero (dadas por el número total de escalones (N)). Puede apreciarse que mientras que para caudales bajos ($y_c/h < 0.35$) la expresión de Chamani et al. (1994) da mayores valores de PE_{D01} , en cambio para caudales mayores ($y_c/h > 0.35$) es la expresión de Chanson (1994c) que reproduce mayores valores de la proporción de energía disipada entre el umbral y el pie del aliviadero.

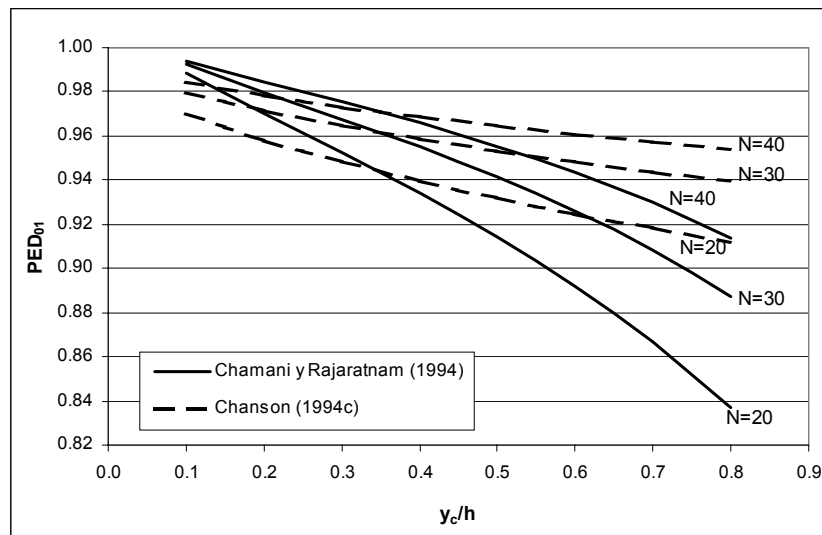


Figura 1.35. Comparación de las estimaciones propuestas por Chamani et al. (1994) y por Chanson (1994c), para la estimación de la proporción de energía disipada entre el umbral y el pie de un aliviadero escalonado, en flujo escalón a escalón.

Analizando también el flujo escalón a escalón, pero esta vez sobre una estructura de gaviones (ver Tabla 3 del capítulo *Resumen y Conclusiones*), Peyras et al. (1992) ajustan a las medidas realizadas sobre tres pendientes distintas (1v:3h, 1v:2h y 1v:1h) a una expresión del tipo:

$$\frac{E_0 - E_1}{H} = \Phi \left(\frac{h}{l}, \frac{q^2}{g \cdot H^3} \right) = a \cdot \left(\frac{q^2}{g \cdot H^3} \right)^b \quad (1.75)$$

donde,

Tabla 1.8. Valores de las constantes a y b que ajustan la expresión propuesta por Peyras et al. (1992).		
Pendiente	a	b
1v:3h	0.2085	-0.647
1v:2h	0.1690	-0.654
1v:1h	0.2384	-0.526

Con tales expresiones se puede entender que la proporción de energía disipada, disminuya rápidamente al aumentar el número adimensional, $q^2/g \cdot H^3$, que no es más que un número de Froude. Igualmente debe notarse que para caudales decrecientes las curvas que ajusta la Tabla 1.8 deben tender a una misma rama para las tres pendientes.

4.2.1.2. Flujo rasante

Sorensen (1985) analizando un aliviadero escalonado de pendiente $1v:0.78h$, con peldaños de altura 24.4 mm y caudales hasta $0.111 \text{ m}^2/\text{s}$, presenta los datos suficientes para permitir estimar PED_{0I} previo cálculo de E_0 y E_I . Indica que para la estimación de la velocidad media al pie del aliviadero, mide el calado en el cuenco amortiguador, cerca del pie, pero suficientemente alejado como para asegurar que la concentración de aire atrapado en el flujo haya disminuido suficientemente. Los resultados que se obtienen se muestran en la Figura 1.38.

O Bayat (1991), a sus valores observados en los tres modelos descritos en la Tabla 1.9, les ajusta la expresión (1.76):

$$E_I = a \cdot Q^b \quad (1.76)$$

donde,

- E_I es la energía específica al pie del aliviadero.
- Q es el caudal circulante.
- a y b son dos constantes, dadas en la Tabla 1.9:

<i>Tabla 1.9. Valores de las constantes a y b que ajustan la energía específica, al pie del aliviadero, en función del caudal circulante (Bayat (1991)).</i>		
Características del modelo	a	b
Alternativa I: Escalones en modelo de 24 mm alto y 19 mm de huella, $q < 0.067 \text{ m}^2/\text{s}$	3.01	0.767
Alternativa II: Escalones en modelo de 30 mm alto y 24 mm de huella, $q < 0.072 \text{ m}^2/\text{s}$	2.92	0.754
Alternativa III: Escalones en modelo de 20 mm alto y 16 mm de huella, $q < 0.076 \text{ m}^2/\text{s}$	1.75	0.670

De esta manera, acaba concluyendo que reduciendo la altura de los escalones se alcanza el pie del vertedero con una menor energía. De igual manera, también se observa que cuanto menor sea el caudal, menor será la energía al pie del vertedero.

En el estudio desarrollado por CEMAGREF (1991) se analiza ampliamente la proporción de energía que se disipa entre el umbral y una sección cualquiera situada por debajo de él (PED_{0E}), en tres modelos de pendientes $1v:0.5h$, $1v:0.6h$ y $1v:0.75h$, todos ellos con escalones de altura (h) 24 mm , ensayándose distintos caudales específicos (q) hasta $0.10 \text{ m}^2/\text{s}$ en modelo ($12.72 \text{ m}^2/\text{s}$ en prototipo) –ver Tabla 3 del capítulo *Resumen y Conclusiones*–. Puede notarse como la disipación de energía varía poco según el modelo analizado. Sí se aprecia su aumento con la altura del aliviadero y su disminución con el caudal circulante, tal y como se esperaba. Los resultados que obtienen se muestran en la Figura 1.36, en éstos se aprecia también una tendencia a estabilizarse que se corresponde con la aparición de las aguas blancas. Así, para una altura de aliviadero de 30 m y pendiente $1v:0.75h$, la disipación de energía estimada pasa del 95% para un caudal específico de $0.8 \text{ m}^2/\text{s}$ a un 60% para un caudal específico de $12.7 \text{ m}^2/\text{s}$.

Sobre una estructura con un menor número de escalones que la ensayada por Sorensen (1985), Christodoulou (1992) obtiene unas pérdidas de energía menores que las que resultan de la experiencia del primero. Es interesante resaltar que la combinación de caudales y tamaño del modelo ensayados por dicho autor ($q < 0.090 \text{ m}^2/\text{s}$, $h = 2.50 \text{ cm}$ y $l = 1.75 \text{ cm}$, para un total de $H = 35.93 \text{ cm}$ de altura) no provoca la aparición de aguas blancas en ningún caso ensayado. Por este motivo determina la velocidad media al pie del aliviadero mediante la relación $v = q/y$. De esta manera, determina que fijada la geometría de los escalones y para un caudal específico concreto, las pérdidas de energía son mayores cuantos más escalones haya en la estructura, incluso afirma que la importancia del número de éstos es mayor cuanto mayor sea el caudal circulante. Sus resultados se muestran en la Figura 1.38, observándose que un aliviadero escalona-

do es tanto más efectivo en la disipación de energía cuanto menor sea el caudal. De cualquier manera, hay que tener en cuenta que estas conclusiones sólo se podrán mantener estrictamente dentro del rango de caudales y de pendientes del aliviadero ensayado, antes resaltadas (ver Tabla 3 del capítulo *Resumen y Conclusiones*).

K. H. Frizell (1991 y 1992) plantea que el principal problema de los aliviaderos escalonados estriba en la formulación de un criterio general de diseño que cuantifique las características de disipación de energía de los escalones para una geometría, caudal específico, calados y sobreelevación en el umbral dados. Propone, para ello, medir perfiles de velocidad a lo largo de la estructura mediante los cuales poder estimar la energía cinética del flujo. De esta manera, trabajando sobre un modelo escalonado de pendiente $2v:1h$, con un peldaño de altura $h = 50 \text{ mm}$ y ensayando hasta $1.3 \text{ m}^2/\text{s}$ (ver Tabla 3 del capítulo *Resumen y Conclusiones*), presenta la variación del cociente entre la energía cinética y la energía total disponible en el umbral, a lo largo del aliviadero, para diferentes caudales. Obtiene una importante dispersión en sus resultados, aunque estos se comportan tal y como cabría esperar: en la zona de la estructura donde el flujo pueda considerarse uniforme, la disipación de energía es mayor cuanto menor es el caudal específico circulante.

Analizando el aliviadero de la presa de la Puebla de Cazalla (pendiente $1v:0.8h$, altura de peldaño en modelo 56.2 mm y caudal específico máximo ensayado en el modelo $0.141 \text{ m}^2/\text{s}$), Elviro y Mateos (1992a) estiman en un 55% la proporción de energía disipada entre el umbral y el pie de un aliviadero escalonado que se ha definido con la expresión (1.67). De una manera más completa calculan (Elviro y Mateos (1992b)) la eficiencia de los peldaños como factores determinantes en la disipación de energía, en función de su tamaño y de la altura total de la presa. Así, basándose en sus estimaciones del coeficiente de Darcy–Weisbach que se han presentado en el apartado 4.1.1, y considerando un efecto de emulsionamiento del agua por efecto del aire del 80%, calculan la carga de velocidad del flujo en función de la altura de la presa y del caudal circulante. Los resultados que obtienen se muestran en la Figura 1.37. Obsérvese como para cada caudal la energía de velocidad del flujo termina estabilizándose para aliviaderos tanto más altos cuanto mayor sea el caudal, tal y como intuitivamente cabría pensar.

Lejeune et al. (1994) analizan la variación de la energía cinética a lo largo de toda la estructura, frente al caudal específico circulante. Dicha estructura consiste en un típico perfil Creager unido a una estructura de 34 escalones de altura $h = 38.1 \text{ mm}$, con una pendiente $1v:0.8h$. Observan tres regiones diferenciadas, analizando caudales en modelo hasta $0.177 \text{ m}^2/\text{s}$:

- Extremo aguas arriba del aliviadero, incluyendo el perfil de transición a los escalones con geometría constante. Esta zona se caracteriza por un bajo gradiente de energía, debido a que el flujo no ha ganado aún suficiente velocidad. En esta región, por tanto, los efectos de la fricción podrán considerarse despreciables. Destacan que esta región se hace mayor para caudales mayores.
- Zona donde la capa límite turbulenta alcanza la superficie libre. En esta el gradiente es el más importante ya que corresponde al punto de entrada de aire.
- A partir del punto de entrada de aire, el flujo se desarrolla rápidamente hasta alcanzarse régimen uniforme. En esta zona el gradiente de energía disminuye y pasa a ser prácticamente constante. Establecen que ello es, en parte, debido a que la velocidad del flujo es una velocidad aparente de una mezcla de aire y agua. Asocian esta zona, por tanto, al establecimiento de un flujo casi uniforme.

De manera análoga, Chanson (1994) juega con la idea (ya plateada inicialmente por Morris (1955), recogido por Knight et al. (1979) y posteriormente llevado a los aliviaderos escalonados por Rajaratnam (1990)) de que los escalones actúan como una rugosidad adicional, y que la energía se disipa en mantener los vórtices horizontales de manera estable bajo el fondo virtual que se desarrolla sobre las aristas externas de los escalones. Dichos vórtices, se mantienen a través de la transmisión de tensión cortante turbulenta entre el flujo rasante y el recirculante. Asumiendo que llegará a desarrollarse flujo uniforme:

$$PED_{01} = 1 - \frac{\left(\frac{f}{8 \sin \alpha}\right)^{1/3} \cdot \cos \alpha + \frac{1}{2} \left(\frac{f}{8 \sin \alpha}\right)^{-2/3}}{E_0} \quad (1.77)$$

donde,

- $E_0 = \frac{3}{2} + \frac{H}{y_c}$ Si la estructura escalonada no dispone de compuertas.
- $E_0 = \frac{H + H_0}{y_c}$ Si la estructura escalonada dispone de compuertas. Siendo,
 - H la altura de la estructura escalonada desde su cresta hasta el pie.
 - H_0 la sobreelevación de agua en la cresta.

Establece que el coeficiente f de Darcy-Weisbach varía entre 0.5 y 4 asumiendo un promedio de 1.3. Se observa que la expresión (1.77) depende de manera importante de f , por tanto se entiende aquí la importancia de ajustar adecuadamente f . Asimismo, cabe comentar que tanto en la expresión (1.77) como en la (1.74), el autor no tuvo en cuenta la entrada de aire en el flujo.

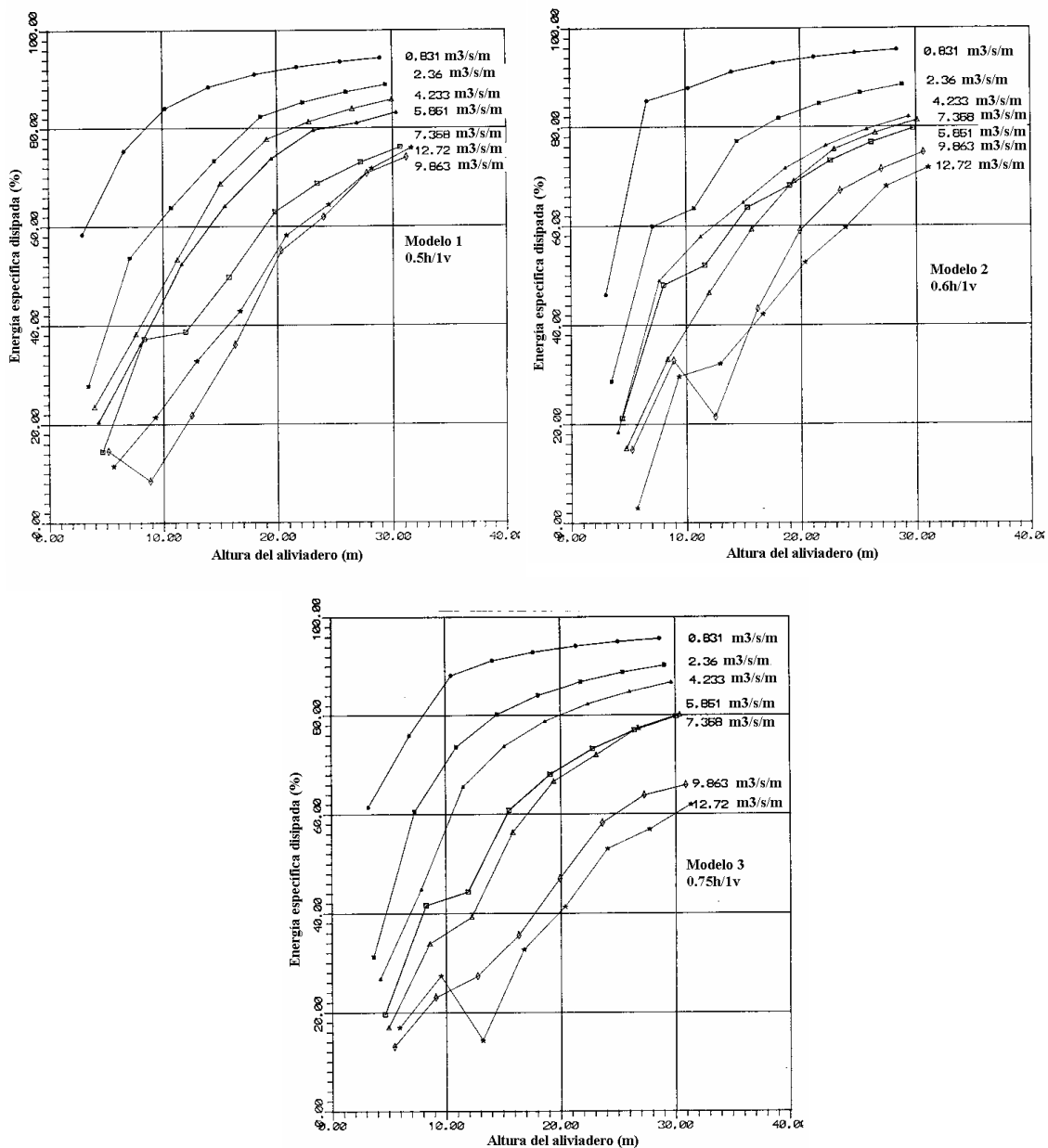


Figura 1.36. Porcentaje de energía específica disipada en función del caudal, altura y pendiente del aliviadero, estimada por CEMAGREF (1991).

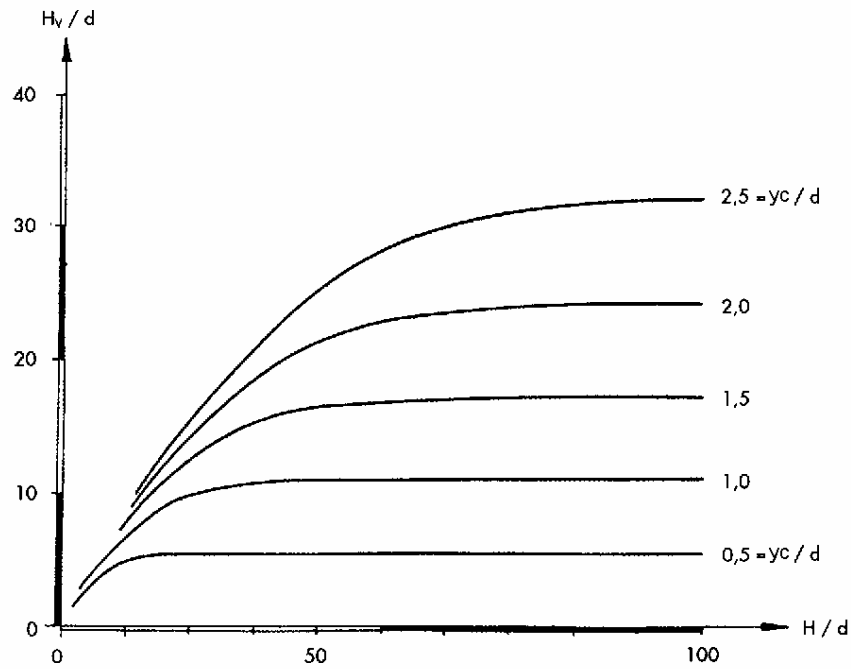


Figura 1.37. Carga de velocidad del flujo en función del caudal circulante, y de la altura de la presa, estimada por Mateos y Elviro (1992b). Variables adimensionalizadas con la distancia entre dos aristas externas consecutivas (d).

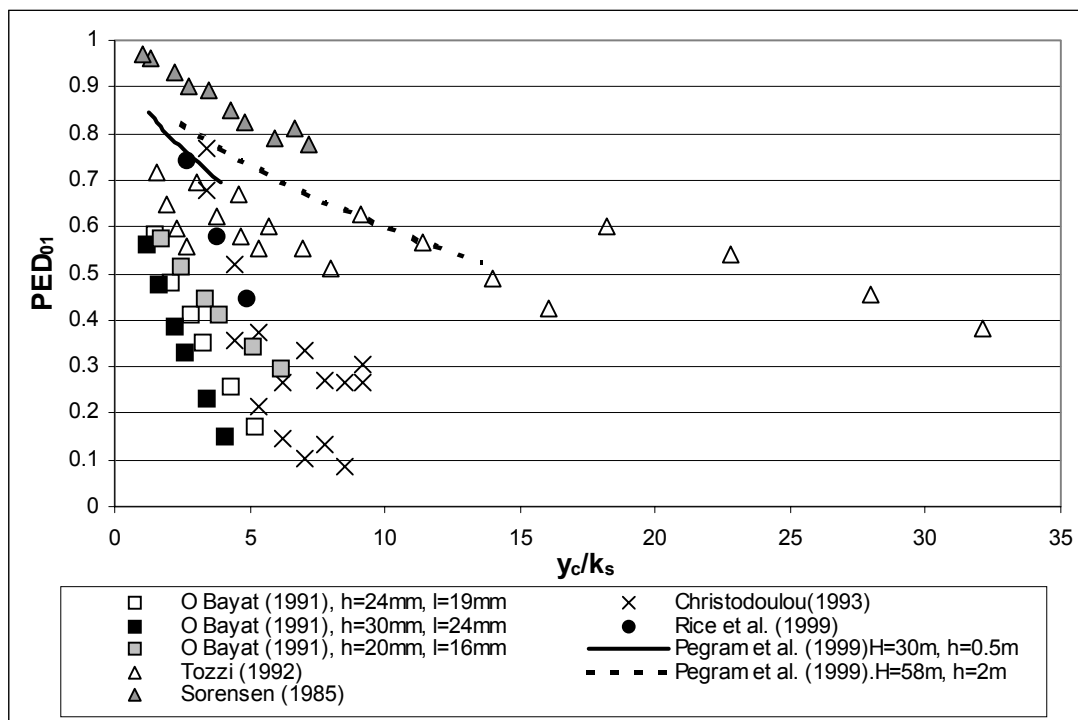


Figura 1.38. Energía disipada (PED_{01}) a pie de un vertedero escalonado en flujo rasante, obtenida de los datos que presentan Sorensen (1985), O Bayat (1991), Tozzi (1992), Pegram et al. (1999), Rice et al. (1999) y Christodoulou (1993). Todos los valores son referidos a modelo. (Las alternativas I, II y III de la experiencia de O Bayat, se especifican en la anterior Tabla 1.8).

Mejía (1996) plantea el análisis de la eficiencia del aliviadero escalonado de la presa de Miel (altura de 175 m, con escalones de altura $h = 2.1$ m y huella $l = 2.1$ m) como el cociente entre la energía al pie del aliviadero y la disponible en el umbral del mismo:

$$PED_{02} = \frac{E_0 - E_2}{E_0} = 1 - \frac{E_2}{E_0} \quad (1.78)$$

En estos términos obtiene los resultados que se muestran en la Figura 1.40, en donde también los compara con los obtenidos para los aliviaderos de las presas Upperstillwater y Monksville. Se observa como el incremento de altura de los escalones, 2.10 m en Miel frente a 0.60 m en las otras dos, lleva a unos valores de la eficiencia que oscilan entre el 5% y el 20% en función del caudal circulante, tanto menor cuanto menor sea éste. Ello se traduce, según Mejía (1996), en valores entre el 95% y el 80% de PED_{02} , algo elevados si se comparan con las estimaciones de Tozzi (1992) y de Chamani y Rajaratnam (1999), tal y como se muestra en la Figura 1.39.

Pegram et al. (1999) ajustan una expresión que permite relacionar la energía específica al pie de un aliviadero escalonado (E_1) en dos modelos de alturas distintas ($H = 30$ m y $H = 58$ m alturas correspondientes a prototipo) con el calado aguas abajo del resalto en el cuenco amortiguador. Realizan el mismo ajuste con los mismos modelos, para la rápida lisa equivalente, a fin de poder compararlas posteriormente como se verá en el próximo apartado. Los ajustes que obtienen son los siguientes:

$$E_1 = 4.42y_2^{0.685} \text{ Aliviadero escalonado de altura } H = 30m \quad (1.79)$$

$$E_1 = 5.35y_2^{0.692} \text{ Aliviadero escalonado de altura } H = 58m \quad (1.80)$$

$$E_1 = 12.7y_2^{0.392} \text{ Aliviadero liso de altura } H = 30m \quad (1.81)$$

$$E_1 = 11.6y_2^{0.634} \text{ Aliviadero liso de altura } H = 58m \quad (1.82)$$

Nótese que las expresiones ajustadas para el aliviadero escalonado no dependen de la altura del escalón aunque sí de la altura total del aliviadero. Es interesante mencionar que el modelo que estudian Pegram et al. (1999), consiste en un tramo de aliviadero escalonado de pendiente 0.6v:1h, de 2.4 m de altura, con peldaños de 200 mm de contrahuella. A este tramo le añaden dos tramos distintos de cresta, a los cuales asocian, mediante la escala geométrica (1/10 y 1/20) los prototipos de alturas distintas (30 m y 58 m respectivamente).

Por otro lado, la misma expresión es utilizada por Chamani y Rajaratnam (1999) para analizar los datos que obtienen de sus modelos (tres aliviaderos de pendiente 1v:0.6h, con alturas de peldaño 125 mm, 62.50 mm y 31.25 mm, y dos de pendiente 1v:0.8h, con alturas de escalón 125 mm y 31.3 mm, ensayando en ambos casos hasta $q = 0.205$ m²/s). Con ella obtienen los resultados que se muestran en la Figura 1.39. Puede observarse como la PED_{01} varía entre 48% y 63% valores del mismo orden de magnitud que los obtenidos por Tozzi (1992) y Elviro y Mateos (1992), aunque algo por debajo de las estimaciones de Chanson (1994), O Bayat (1991), Díez-Cascón (1991) y las que pueden obtenerse de los datos de Sorensen (1985).

Las pérdidas de energía según Rice et al. (1999) varían del 48% para un caudal específico de 14.5 m²/s a un 71% para 5.81 m²/s, en el modelo del aliviadero de la presa de Salado Creek 10, de pendiente 1v:2.5h y altura de escalón en prototipo $h = 0.61$ m. Al adimensionalizar dichos resultados y compararlos con las estimaciones de Christodoulou (1993) citadas anteriormente, se observa como muestran un comportamiento bastante semejante (Figura 1.41). Ello como mínimo es un resultado sorprendente pues ambos estudios responden a aliviaderos con pendientes muy distintas (1v:0.7h en Christodoulou (1993)). Rice et al. (1999) indican que debido a que la disipación de energía en un aliviadero escalonado depende fuertemente de la pendiente, para un aliviadero de altura, tamaño de escalón y caudal de diseño conocidos, una pendiente más pronunciada conduciría a un coeficiente de fricción mayor y por tanto a una pendiente motriz también mayor en comparación con un aliviadero de pendiente más suave. Pero indudablemente para salvar la misma altura, en un aliviadero con pendiente más suave el flujo debe recorrer una mayor longitud de rápida que en un aliviadero de pendiente más pronunciada. No parece descabellado, en primera aproximación, aceptar este razonamiento para justificar la buena correspondencia entre resultados obtenidos en modelos tan distintos.

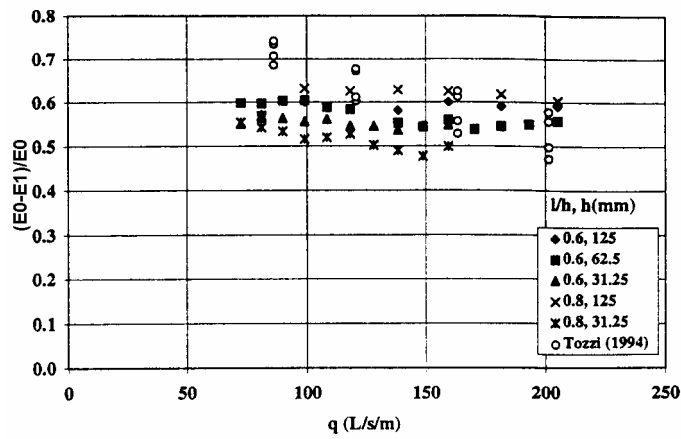


Figura 1.39. Energía disipada en un aliviadero escalonado entre su umbral y el pie, estimada por Chamani y Rajaratnam (1999).

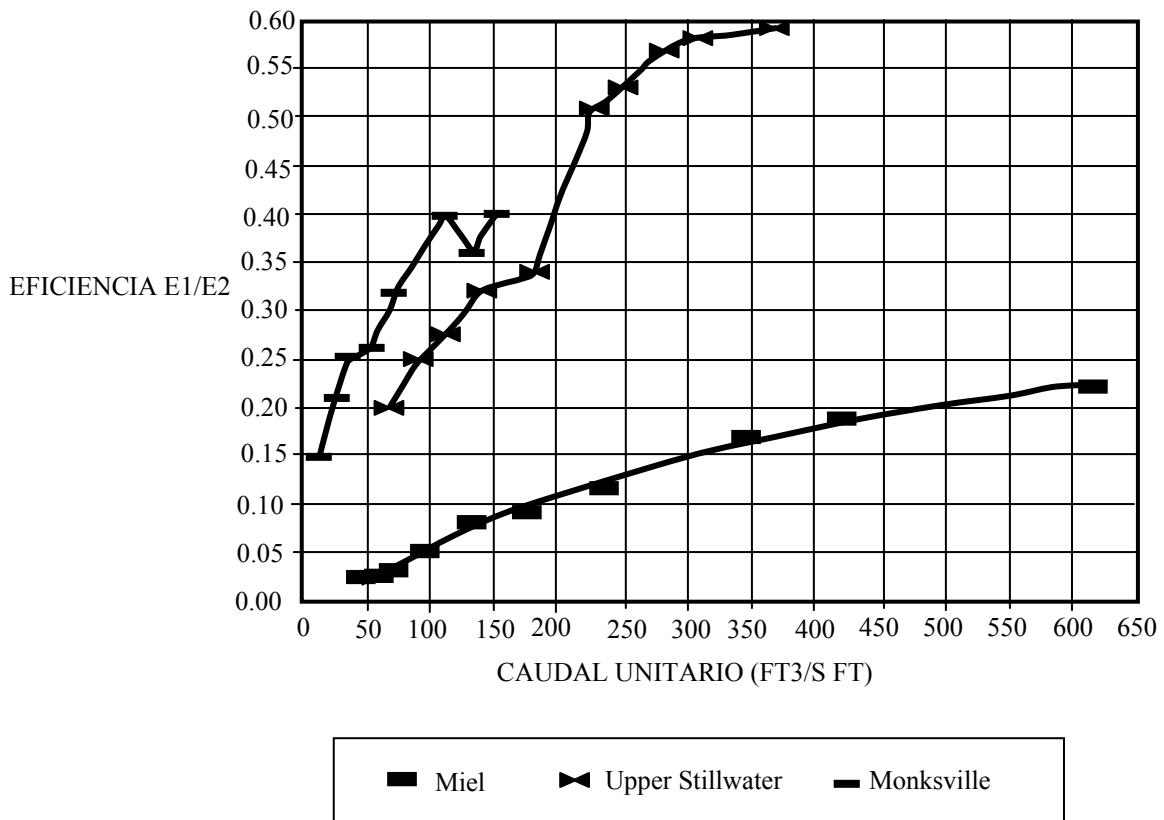


Figura 1.40. Comparación de la eficiencia de los estudios de los aliviaderos de las presas Upperstillwater y Monkville con la de la presa Miel, llevada a cabo por Mejía (1996).

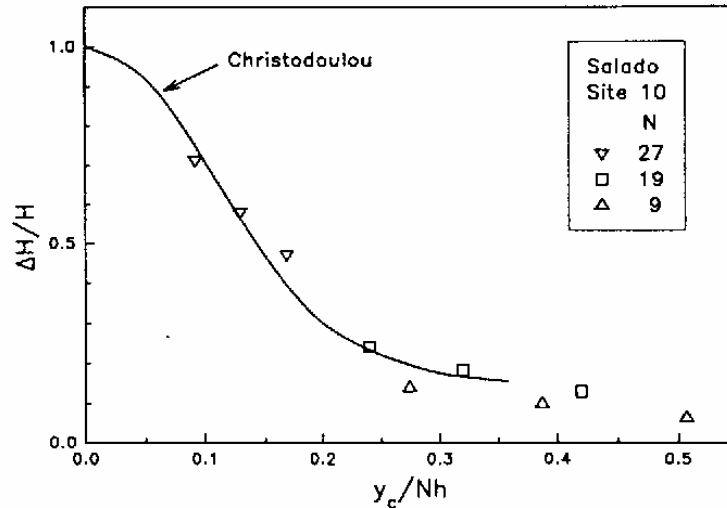


Figura 1.41. Comparación de los resultados de Rice et al. (1999) con la estimación de Christodoulou (1993), presentada por Rice et al. (1999). N es el número de peldaños en el aliviadero.

4.2.2. Comparación con una rápida lisa

De las medidas que presenta Sorensen (1985) de los perfiles de velocidad al pie de un aliviadero escalonado y su equivalente liso (ver Figura 1.21), puede obtenerse:

- Para la estructura escalonada: caudal específico, velocidad y calado. Con los que se puede calcular directamente la energía específica al pie del modelo (E_1).
- Para la estructura no escalonada: caudal específico y velocidad. A pesar que el caudal de aire no será despreciable y por tanto la relación entre caudales específicos (q), velocidades (v) y calados (y) no será directa, como primera aproximación, se podría asumir que $v = q/y$, y por tanto se podrá calcular la correspondiente energía específica al pie del mismo (E_1^{liso}).

Así podrá estimarse la PED , entre una estructura escalonada y su equivalente lisa, tal y como se ha establecido en la ecuación (1.64). Hay que tener en cuenta que los ensayos en las dos rápidas no fueron realizados exactamente para los mismos caudales. Por eso ha sido necesario interpolar, en los dos casos, para estimar las energías específicas para los mismos caudales. En la Figura 1.42 se presentan los resultados obtenidos de tales operaciones.

Rajaratnam (1990), por su parte, compara igualmente la energía específica (E_1) del flujo a pie del vertedero escalonado, con la análoga (E_1^{liso}) al pie de un vertedero liso (no escalonado). Entonces con la expresión (1.64) pretende representar las pérdidas de energía causadas únicamente por la presencia de los escalones. Relacionando, a partir de las ecuaciones (1.83) y (1.84), la tensión cortante de Reynolds (τ), que existe entre el flujo rasante y el flujo recirculante inferior, con la velocidad media del flujo (v), su calado (y), la pendiente de la rápida ($\sin\alpha$) y el peso específico del fluido (γ), y substituyendo convenientemente en (1.64) acaba obteniendo la expresión (1.85).

$$\tau = \gamma y \sin\alpha \quad (1.83)$$

$$\tau = f \frac{\rho v^2}{8} \quad (1.84)$$

$$PED_{LE} = \frac{E_1^{liso} - E_1}{E_1^{liso}} = \frac{(1-A) + \frac{Fr'^2}{2} \frac{A^2 - 1}{A^2}}{1 + \frac{Fr'^2}{2}} \quad (1.85)$$

Con

$$A = \left(\frac{f}{f'} \right)^{1/3} \quad (1.86)$$

donde

- ρ es la densidad del fluido.
- f es el coeficiente de fricción de Darcy – Weisbach entre el flujo rasante y el flujo recirculante inferior.
- f' es el coeficiente de fricción de Darcy–Weisbach en una rápida lisa (no escalonada).
- Fr' es el número de Froude al pie de la rápida lisa.

Así, Rajaratnam propone utilizar $f \approx 0.72$ y $f' \approx 0.026$, obtenidos de los resultados experimentales de Sorensen (1985), de esta manera resulta $A \approx 3$. Para valores del número de Froude relativamente elevados –como es el caso del flujo rasante totalmente desarrollado–, obtiene un valor:

$$PED_{LE} = \frac{E_1^{liso} - E_1}{E_1^{liso}} \approx \frac{A^2 - 1}{A^2} \approx \frac{8}{9} \quad (1.87)$$

Utilizando, como él mismo propone, las medidas que presenta Sorensen para determinar los números de Froude en la rápida no escalonada para los diferentes ensayos, se obtienen los puntos que se representan en la Figura 1.42. Ello indicaría la considerable cantidad de energía que serían capaces de disipar los escalones.

Es importante notar que si bien la idea que desarrolla Rajaratnam es suficientemente atractiva, cae en la imprecisión, ya comentada con anterioridad, de no tener en cuenta el caudal de aire dentro del flujo. Este hecho lo comenta el propio autor cuando afirma que *los aspectos de la aireación son muy importantes, por ello las estimaciones de los coeficientes de rozamiento y pérdidas de energía sobre el aliviadero deben ser tomadas como meras aproximaciones.*

Degoutte et al. (1992) estudian el flujo sobre una estructura escalonada realizada con gaviones. Comparan la energía del flujo al pie de una de estas estructuras, de 4 m de alto con escalones de 1 m de altura y 3 m de huella, con la correspondiente a una rápida no escalonada de la misma pendiente y altura. Los valores de PED_{LE} que presentan son inferiores al 8/9 establecido por Rajaratnam (1991). Justifican dicha diferencia por la pequeña altura de su estructura y por el hecho de que la filtración a través de los gaviones modificará el flujo circulante.

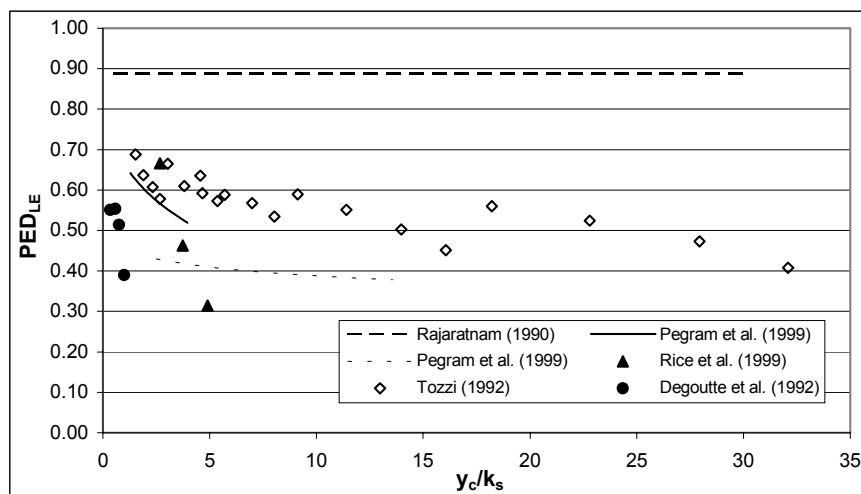


Figura 1.42. Comparación de las energías específicas de rápidas escalonadas y no escalonadas que se obtienen a partir de los datos que proporcionan Rajaratnam (1990), Degoutte et al. (1992), Tozzi (1992), Pegram et al. (1999) y Rice et al. (1999). Todos los valores son al nivel de modelo.

Con dos criterios distintos Tozzi (1992) estudia la energía residual al final de la rápida:

- Midiendo la distribución de velocidades en una sección lo suficientemente aguas abajo para garantizar el desarrollo de un flujo uniforme. Dicha distribución de velocidades le permite estimar el coeficiente de Coriolis que debe afectar el término de energía de velocidad del flujo.
- Estudiando el resalto hidráulico que se crea en el cuenco amortiguador. Debido a la dificultad de medir la profundidad del flujo al pie del aliviadero para la estima de la energía específica residual, ésta se podrá estimar de manera indirecta midiendo el calado en régimen lento del resalto y calculando su calado conjugado mediante la fórmula de Belanger. Este calado corresponderá al pie del aliviadero.

A su vez, analiza una estructura lisa de la misma pendiente que la escalonada, y presenta los datos suficientes para comparar sus resultados con las anteriores investigaciones. En la Figura 1.42 se presentan de manera comparativa estos resultados.

En el apartado anterior (4.2.1.2) se han introducido los ajustes que llevaron a cabo Pegram et al. (1999) de las energías específicas al pie de un aliviadero escalonado y su equivalente liso, en función de la altura del aliviadero y del calado aguas abajo del resalto que se formará en el cuenco amortiguador. De dichos ajustes puede obtenerse la PED_{LE} , que se muestra en la Figura 1.43.

De estos resultados puede observarse como la PDE_{LE} es del orden del 60% o menor para un amplio rango de alturas de escalones y caudales, en contraste con la estimación de Rajaratnam (1990) ya citada anteriormente. A pesar que Pegram et al. (1999) analizan un modelo con pendiente 1v:0.6h y Rajaratnam (1990) 1v:0.8h, no hay evidencias que este mayor pendiente sea la explicación de tan gran diferencia. La explicación debe buscarse en la utilización por parte de Rajaratnam de los datos de Sorensen (1985) los cuales no se dispone de información de la concentración de aire.

Rice et al. (1999) gracias a las medidas de velocidad que llevan a cabo en la zona de flujo rasante plenamente desarrollado (ver Figura 1.26 del apartado 3), pueden estimar la energía que presenta el flujo a lo largo de su modelo. Los resultados que obtienen se muestran en la Figura 1.44 y se compararan con la que se disiparía en un aliviadero liso equivalente.

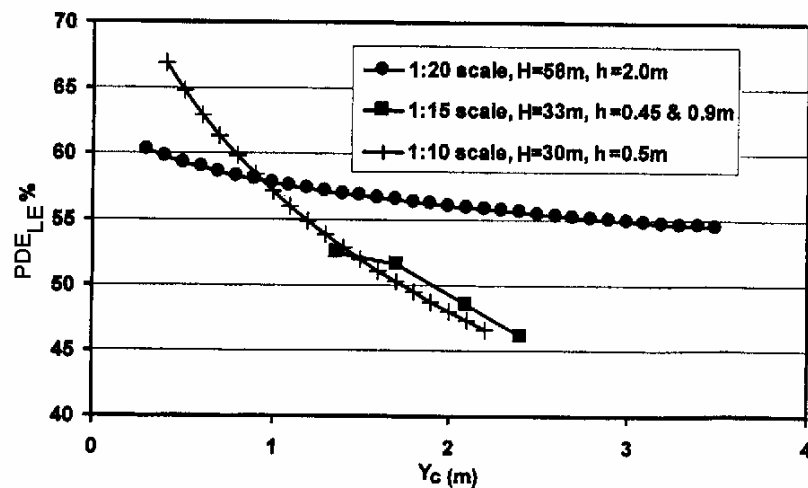


Figura 1.43. Variación de la PED_{LE} en función del calado crítico correspondiente a un cierto caudal circulante, estimada para tres modelos distintos. (Pegram et al. (1999)).

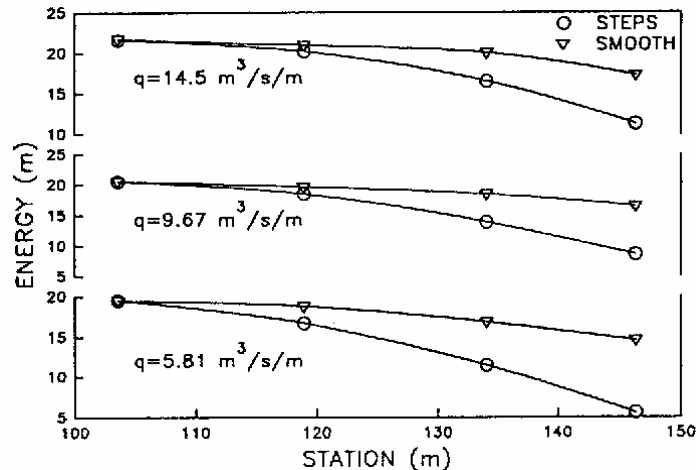


Figura 1.44. Energía a lo largo del aliviadero de Rice et al. (1999), en función del caudal circulante. Comparación con la que existiría en una rápida lisa equivalente. La distancia vertical al umbral del aliviadero se puede estimar con la siguiente operación $(\text{STATION}-103.6) \cdot 0.61/1.52$.

5. Acciones del vertido sobre los escalones

5.1. Evolución de las presiones a lo largo del aliviadero

Tozzi (1992) lleva a cabo dos series de medidas mediante piezómetros simples sobre el eje de simetría. En la Tabla 1.10 se muestran con precisión dichos puntos de medida, y en los gráficos de la Figura 1.45 los resultados obtenidos en dicho trabajo.

Tal y como puntualiza Tozzi la existencia de un movimiento rotacional de sentido horario –para un observador situado en el margen derecho del aliviadero– provoca la existencia de presiones negativas en la mitad superior de la contrahuella de los escalones. Dichas presiones negativas, relativamente elevadas, del orden de -0.5 m.c.a. en el modelo, indican la necesidad de establecer un límite en el caudal específico para evitar que se pueda producir cavitación en los peldaños.

Tabla 1.10. Posición de los escalones ensayados por Tozzi (1992). Puntos de medida ubicados a 2 mm de la arista exterior del escalón en los modelos 1 y 3, y 4 mm en los modelos 2 y 4, tanto sobre la huella como la contrahuella. Altura total de los cuatro modelos ensayados 2.17 m.

Altura sobre el pie del modelo (m)	L/k _s		Altura sobre el pie del modelo (m)	L/k _s	
	Modelo 1 k _s = 1cm	Modelo 2 k _s = 2cm		Modelo 3 k _s = 3cm	Modelo 4 k _s = 6cm
0.267	258.443	129.221	0.133	91.731	45.865
0.600	216.818	108.409	0.233	87.564	43.782
0.733	200.193	100.096	0.333	83.398	41.699
0.933	175.193	87.596	0.533	75.064	37.532
1.266	133.568	66.784	0.733	66.731	33.365
1.433	112.818	56.346	0.933	58.398	29.199
1.600	91.818	45.909	1.133	50.064	25.032
			1.333	41.731	20.865
			1.433	37.564	18.782
			1.533	33.398	16.699
			1.633	29.231	14.615
			1.733	25.064	12.532
			1.833	20.898	10.449

Por su lado en CEMAGREF (1991) las medidas de presiones que se muestran corresponden a tomas sobre el centro de simetría de los peldaños, tanto en las huellas como las contrahuellas, llevadas a cabo

mediante sensores de tipo piezorresistivo de 19 mm de diámetro, con un rango de medida de -1000 mm a $+1000$ mm con un error del 0.2% del fondo de escala, y una frecuencia de adquisición de 25 muestras por segundo. De esta manera se comprende que los resultados plasmados en el citado trabajo deben ser directamente comparables con los obtenidos en esta investigación.

Los resultados de CEMAGREF, en cuanto a sus medidas sobre las huellas para una caudal específico dado, muestran como en promedio evolucionan poco a lo largo de la rápida, sin superar $p/\gamma h$ el valor de 3.333 para caudales $y_c/h < 3.204$.

Por otro lado, para caudales y_c/h hasta 2.277 las máximas presiones, registradas también sobre las huellas, muestran un decrecimiento hacia aguas abajo. Ello, aseguran, demuestra el efecto beneficioso del agua completamente aireada, pues dicho decrecimiento se hace efectivo, aproximadamente, a partir del momento en que se inicia la aireación. El máximo medido, del orden de $p/\gamma h$ igual a 6, es obtenido para el máximo caudal ensayado. Para dicho caudal, a pesar que el agua blanca no ha aparecido, se indica que la evolución de las presiones máximas parece tender hacia un valor estacionario (alrededor de $p/\gamma h$ igual a 5) que, afirman, es admisible desde el punto de vista de las acciones sobre el hormigón. Igualmente, también respecto a las máximas presiones medidas, concluyen que no se aprecia nada que haga inquietar ni para los mayores caudales ni para los escalones situados en el extremo aguas abajo.

En cuanto a las presiones mínimas en las huellas, las más bajas fueron detectadas para los caudales intermedios ensayados (y_c/h entre 2.027 y 2.513) con un orden de magnitud de la variable $p/\gamma h$ que se encuentra entre 0 y -0.267 .

Sobre las caras verticales de los peldaños, el trabajo realizado en CEMAGREF (1991) muestra valores promedio negativos en los peldaños situados desde el extremo aguas arriba hasta un valor de L/k_s de 19, afirmando que ello es debido a que el flujo es todavía poco turbulento y que dichas presiones negativas son debidas a la velocidad del flujo que se da en esa zona. Los valores promedio de las presiones pasan a ser positivos a partir de valores de L/k_s mayores al citado. A pesar de ello, a lo largo de todo el aliviadero, constatan que son observables presiones negativas instantáneas.

No observan presiones negativas inferiores a $p/\gamma h$ igual a -1.667 , que para tamaños habituales de los escalones significa un margen importante de seguridad frente a cavitación. Ya que no detectan que dichas presiones negativas se amplifiquen con el caudal circulante, concluyen que el riesgo de cavitación sobre estos vertederos es pequeño.

Por lo que se refiere a las presiones máximas medidas por CEMAGREF (1991) en el centro de simetría de las contrahuellas, no sobrepasaron el valor de $p/\gamma h$ de 4.333, observando que aumentaban muy poco con el caudal.

También se lleva a cabo en CEMAGREF (1991) algunas consideraciones de las fluctuaciones de presión a lo largo del tiempo. En primera aproximación se afirma que no se observan fluctuaciones regulares (vibraciones) que pudieran ser perjudiciales para estas estructuras. Analizando la amplitud de dichas fluctuaciones sobre las caras verticales muestran que el rango de variación de las presiones aumenta con el caudal y hacia aguas abajo, es decir con el desarrollo de la turbulencia.

Igualmente en Iwao Ohtsu et al. (1997) se presentan las medidas llevadas a cabo sobre las aristas externas de los escalones a lo largo de toda la estructura. En dicha referencia no se detallan aspectos importantes de las características geométricas de los modelos utilizados para el estudio, ni de que tipos de sensores de presión fueron utilizados para la obtención de los registros presentados. Únicamente queda claro que se trabajó sobre cuatro rápidas distintas, tres de ellas formando un ángulo de 30° con la horizontal y con 16, 32 y 64 escalones, mientras que el cuarto modelo formaba 19° con la horizontal y estaba constituido por 11 escalones. En los gráficos de la Figura 1.46 se muestran dichos resultados. De ellos, Iwao Ohtsu concluye que, incluso aunque el flujo aparente un estado cuasi-uniforme, la presión cambia alternativamente de escalón a escalón. Los autores interpretan que esto es debido a que el flujo rasante principal choca contra la región adyacente a la arista externa del escalón, provocando la ondulación no permanente de la superficie que separa el flujo rasante principal del vórtice interior. Ello se traduce en un comportamiento también ondulado de la presión cuando se compara de escalón a escalón, incluso cuando la superficie libre del flujo aparentemente no presente dicha oscilación. Además, añaden que, para estructuras formando un ángulo con la horizontal superior a 55° , debido a que el flujo rasante superior no siempre impacta regularmente contra un escalón, la presión también deberá cambiar irregularmente.

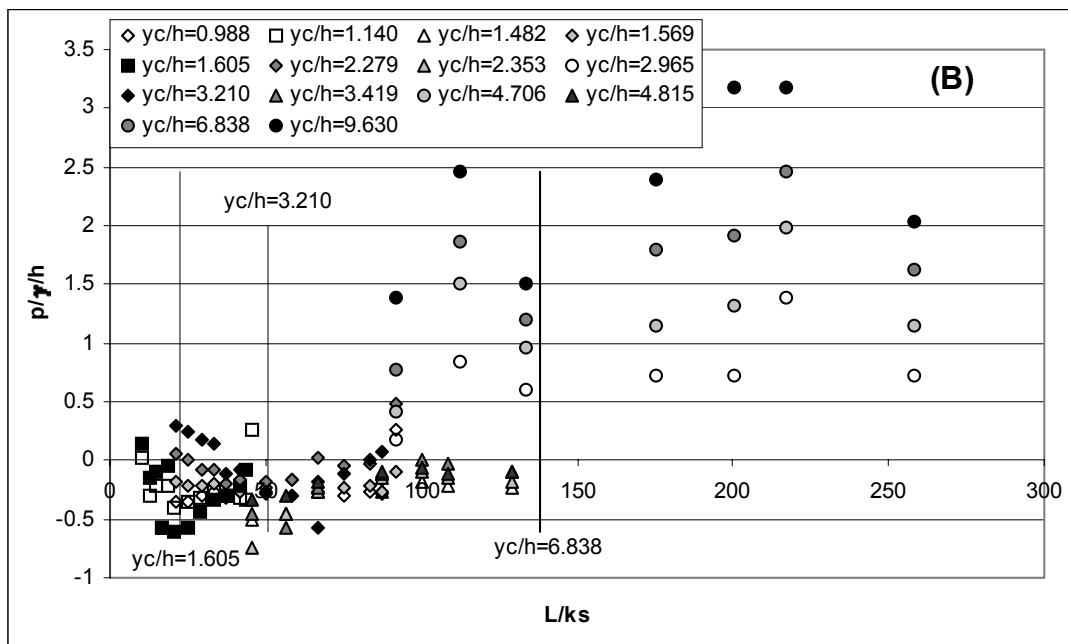
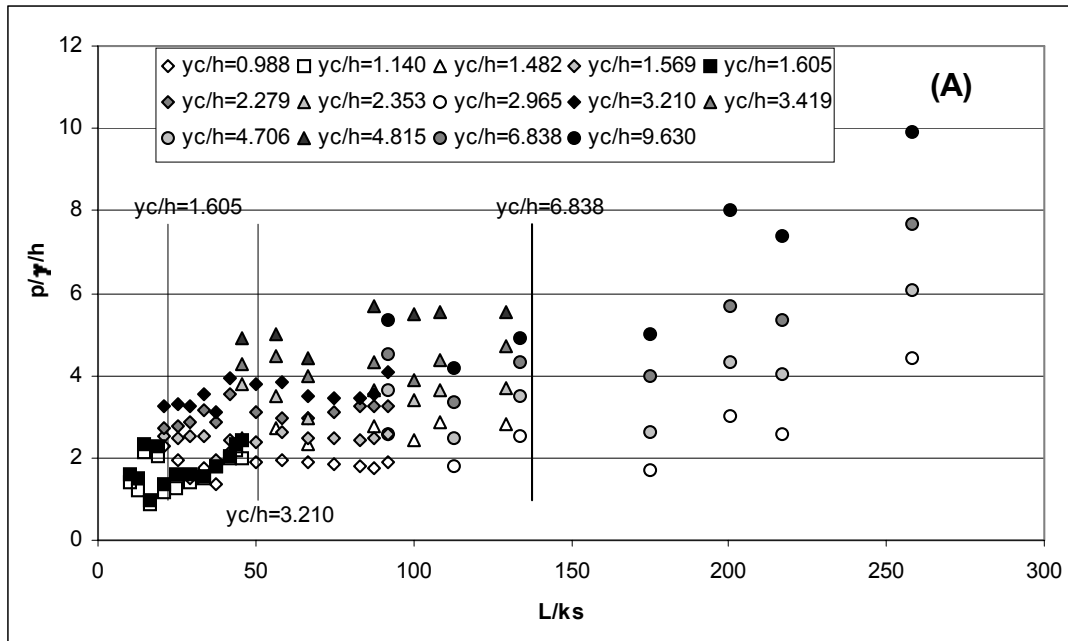


Figura 1.45. Resultados obtenidos por Tozzi (1992). Evolución de las presiones medidas a lo largo del aliviadero en un punto situado muy cercano a la arista exterior de la huella (A) y de la contrahuella (B).

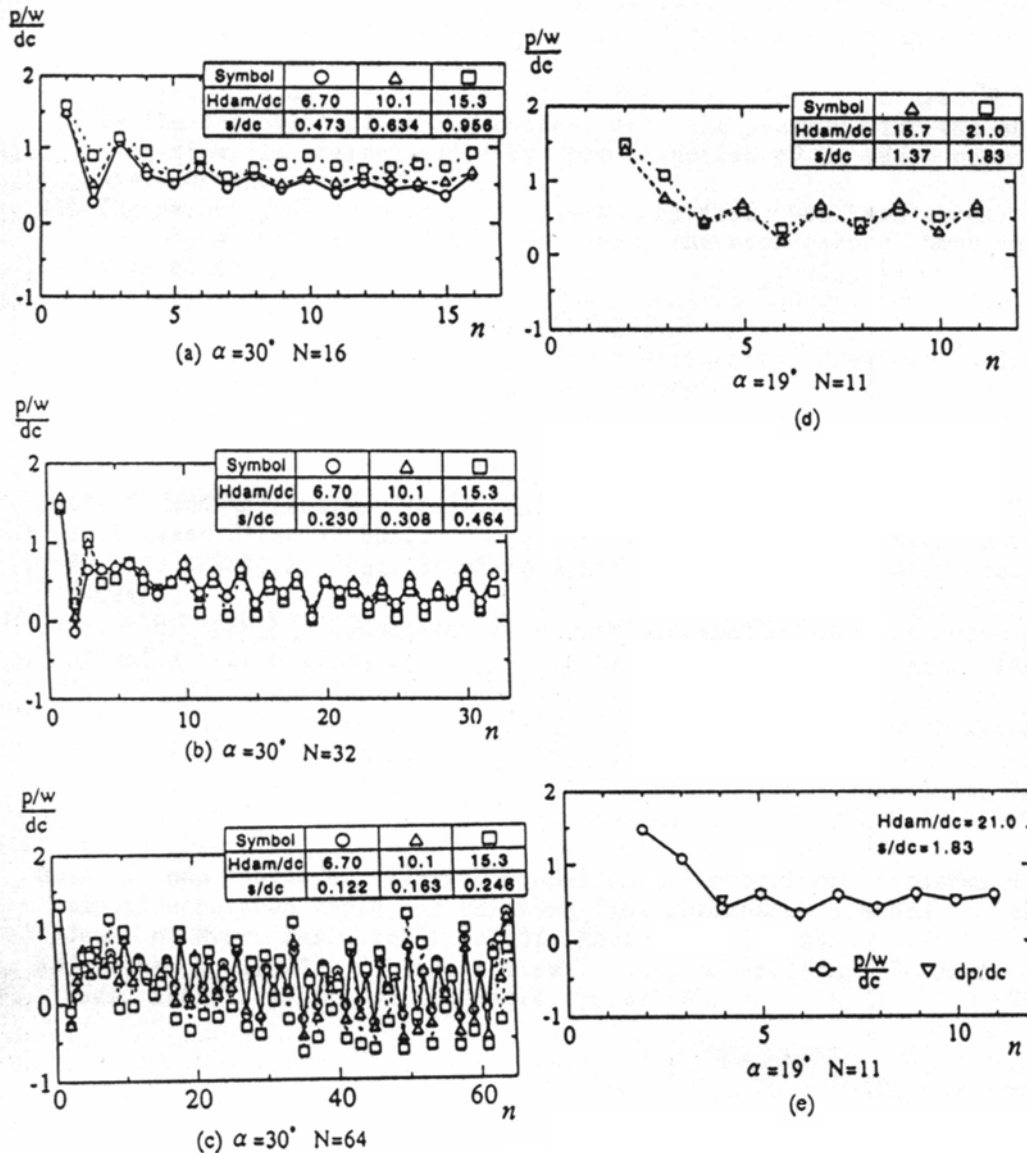


Figura 1.46. Medidas de presión a lo largo del aliviadero realizadas en Iwao Ohtsu et al. (1997). (a) (b) y (c) presiones correspondientes a la arista externa de la huella para flujo rasante, para huellas formando distintos grados con la horizontal (α), y distinto número de escalones (N). (d) Presiones en la arista externa de las huellas para flujo escalón a escalón. (e) Comparación de las presiones en la arista externa de las huellas para flujo escalón a escalón con el colchón de agua existente en cada escalón.

5.2. Distribución espacial de la presión sobre un escalón

Tozzi (1992) también analiza como se distribuye la presión sobre la contrahuella de dos escalones. Estas medidas las llevó a cabo mediante la utilización de transductores de presión. De esta manera concluye que los perfiles de presión estimados indican la existencia de presiones positivas en la región exterior del peldaño, donde se produce el impacto del flujo, y de presiones negativas en la zona interior del mismo. Según Tozzi, dichas presiones negativas en ciertos casos de magnitud relativamente elevada (-0.5 m.c.a. en modelo), indican la necesidad de determinar el caudal específico límite a partir del cual se puedan producir fenómenos de cavitación en los escalones. En este sentido afirma que dicho umbral debe ser menor a los $40 \text{ m}^2/\text{s}$ en prototipo, al menos en el tramo del aliviadero en el que no se haya iniciado la aireación del flujo. En la Figura 4.140 del Capítulo 4 se muestran estos resultados de Tozzi (1992), comparándolos con los que se obtendrán a este respecto en la presente investigación.

Comparando el calado del flujo con el perfil de las presiones sobre la huella de un escalón cualquiera se pueden distinguir dos zonas diferenciadas: la primera el extremo aguas abajo de la huella del escalón, donde el flujo impacta directamente, produciéndose una carga adicional sobre él; la segunda caracterizada por la separación del flujo a, aproximadamente, la mitad aguas arriba de la huella del escalón, hecho que produce presiones reducidas.

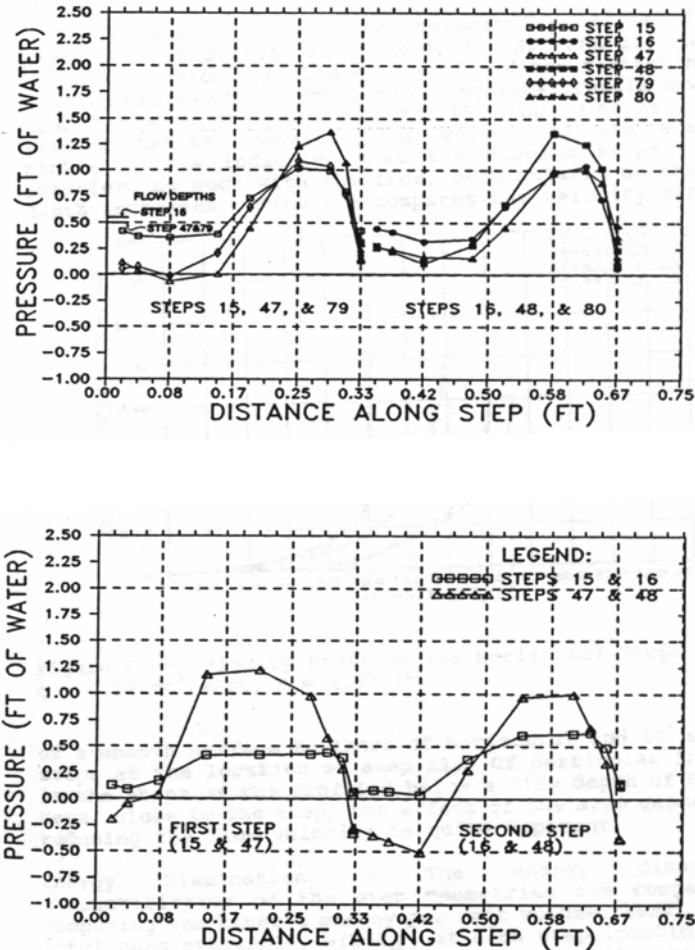


Figura 1.47. Perfiles de las presiones medidas por Frizell (1991). Todos los valores son sobre modelo y corresponden a escalones con la huella horizontal, para un caudal específico $q = 0.58 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$

En las Figura 1.47 y Figura 1.48 se muestran los perfiles medidos por Frizell (1991) y Elviro (1993) respectivamente, donde se pueden observar las dos zonas comentadas.

Frizell (1991) analiza la posibilidad de proteger los paramentos aguas abajo de presas de materiales sueltos recubriéndolos con un estrato escalonado de hormigón de manera que ello permitiría el vertido por coronación de la presa. Por este motivo trabaja con rápidas escalonadas con pendiente 2H:1V e incluso estudia la posibilidad de dar una cierta pendiente a los propios escalones, hecho que provoca una reducción significativa de las sobrepresiones en la zona de impacto del flujo con el escalón.

Elviro (1993) presenta los resultados obtenidos en el modelo de la presa de La Puebla de Cazalla. Se observa una característica importante de ésta: los escalones presentan un bisel. Igualmente presenta las medidas realizadas sobre la contrahuella del escalón, que muestran distribuciones máximas y mínimas de presiones casi constantes y con unos valores ciertamente reducidos frente los obtenidos en la huella y el bisel.

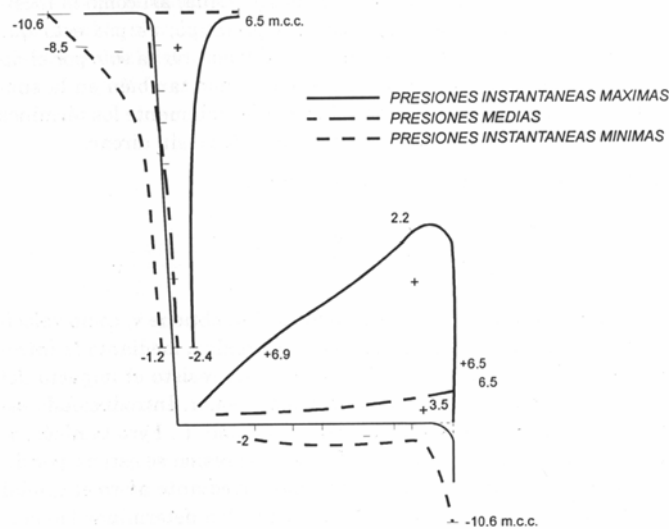


Figura 1.48. Perfiles presentados por Elviro (1993), sobre el modelo de la Puebla de Cazalla. Valores máximos, medios y mínimos estimados sobre prototipo.

A pesar que la elevada turbulencia del flujo desarrollado en una rápida escalonada provoca posibles depresiones en las caras de los escalones, que podrían producir valores instantáneos cercanos a la cavitación (Elviro (1993)), se ha observado que la geometría de la estructura ofrece ciertos aspectos positivos para prevenir el riesgo de cavitación:

- Una geometría uniformemente rugosa, como es el caso de una rápida escalonada, presenta un menor riesgo de cavitación que un elemento rugoso aislado de la misma geometría, debido a la reducción de las velocidades y al desarrollo de un flujo rasante sobre los elementos rugosos (Frizell (1991)).
- La elevada rugosidad favorece la autoaireación del flujo, ello produce una importante reducción de la velocidad del sonido en la mezcla gaseosa, que dependiendo de la proporción de aire puede oscilar de 30 a 50 m/s en el modelo y de 15 a 20 m/s en prototipo. Ello permite pronosticar que cuando el flujo se encuentra totalmente desarrollado, no hay riesgo de cavitación para caudales que no superen los 10 m³/s/m (Mateos y Elviro (1991)). Nótese que esta es una cifra inferior a la dada por Tozzi (1992).
- Como resultado del efecto de escala, Mateos y Elviro (1991) pronostican que las máximas fluctuaciones de la presión serán menores en el prototipo que en el modelo, y por tanto para los rangos de caudales habituales, la agitación turbulenta no podrá por ella misma provocar cavitación sobre cualquier cara de un escalón.

Uno de los problemas que puede provocar la cavitación en los escalones es su deterioro e incluso destrucción. En este sentido Ordóñez (1978) realiza unas pruebas para observar el funcionamiento de estas estructuras cuando han desaparecido primero un escalón, posteriormente dos y finalmente tres escalones consecutivos. Concluye que la pérdida de un solo escalón, en general puede no ser crítica, mientras que la pérdida de dos empieza a introducir ciertas perturbaciones en el flujo que pasan a ser graves cuando son tres los escalones desaparecidos. En este caso el autor observa una onda estacionaria del orden de magnitud del doble del calado, de manera que el impacto producido sobre el siguiente escalón y la separación del flujo aumentan el riesgo de pérdida de los escalones siguientes.

5.3. Riesgo de cavitación

Mateos y Elviro (1992) y Bayán (1992) presentan resultados de medidas de presiones rápidamente variables. Ambas comunicaciones analizan los resultados obtenidos sobre el modelo a escala 1:25 de la presa de La Puebla de Cazalla. Presentan valores medios y extremos a nivel de prototipo. Estos se muestran en la Tabla 1.11. Puede observarse como puntualmente los valores extremos registrados, en lo que se refiere a las presiones negativas, van a poder provocar problemas de cavitación en los escalones, tal y como había predicho Tozzi (1992) y CEMAGREF (1991).

Mateos y Elviro (1992a) destacan la necesidad de airear el flujo, ya que por una lado la velocidad de propagación del sonido en una mezcla aire-agua es inferior a la que tendría en cualquier de los dos medios anteriores puros, y por otra parte se limita la expansión de las cavidades de vapor, pues también se expansionarán las burbujas de aire, formándose burbujas mixtas que no podrán colapsar totalmente.

Tabla 1.11. Resumen de los resultados presentados por Mateos y Elviro (1992) y Bayán (1992) sobre el modelo de la presa de La Puebla de Cazalla. Todos los valores se refieren a prototipo.

Escalón	Valores medios (m.c.a.)		Valores extremos (m.c.a.)	
	Presión	Presión negativa	Presión	Presión negativa
extremo aguas arriba	4.8	-0.4	11.4	-5.5
Medio	2.2	-1.0	18.6	-10
extremo aguas abajo	1.5	-0.4	24.0	-8.3

Por otro lado los mismos autores Mateos y Elviro (1992b) destacan como en los vórtices encerrados entre el flujo rasante superior y las caras vertical y horizontal de los peldaños, en los modelos de las presas de La Puebla de Cazalla y Sierra Brava, para un caudal circulante en prototipo cercano a los $9\text{m}^2/\text{s}$, en algún punto y de forma intermitente, se alcanzaba la presión necesaria para la cavitación. Por ello insisten en la necesidad de una buena aireación del flujo. Así, plantean que en los paramentos con riesgo de existencia de bajas presiones, una proporción de aire en prototipo de por lo menos 30% (50% en modelo), con burbujas entre 0.5mm y 0.8mm, será suficiente para asegurar que no hay riesgo de cavitación en dicho paramento.

