

## Vertederos Laterales como Aliviaderos en Alcantarillados Combinados

510

Por el Ingo. *Rodrigo Restrepo Londoño*  
*Colaboración para "DYNA"*

*Generalidades.* - En la mayor parte de los alcantarillados combinados, se ocurre con frecuencia aliviar una parte del caudal que lleva la alcantarilla, y desviarla a una corriente natural de agua cercana. Ello se hace con el fin de disminuir costo por colocación de una tubería de gran diámetro, en una longitud apreciable; naturalmente, el caudal que se quiere aliviar, sólo se presentará durante los días de lluvia porque en el tiempo normal el caudal de verano pasará por el conducto sin disminuirse.

Para derramar el agua proveniente de la alcantarilla en la corriente de agua, es menester guardar ciertas precauciones; la más importante es no contaminar la corriente receptora con aguas negras muy concentradas. Con el fin de diluir las aguas negras normales, se diseña el canal para una capacidad de 5 a 10 veces el caudal de aquellas, y el flujo que sobrepase este caudal será aliviado a la corriente receptora.

Generalmente los aliviaderos se proyectan aprovechando el paso de la alcantarilla cerca a la corriente natural de agua, y cuando ya el conducto tiene dimensiones demasiado grandes. En la actualidad se usan varios tipos de aliviaderos, los cuales se encuentran descritos en los tratados sobre alcantarillados; los hay de accionamiento mecánico graduables a voluntad, de funcionamiento automático accionados por flotadores o contactos eléctricos, de vertederos oblicuos, de trampa en el fondo del conducto, de sifón y de vertederos laterales. Cada uno de estos tipos de aliviaderos tiene sus ventajas y desventajas, sin embargo se ha preferido siempre los tipos de vertedero y de sifón porque son resistentes, funcionan por sí solos al alcanzar el agua determinado nivel y no tienen partes mecánicas ni eléctricas que se dañen fácilmente. En los aliviaderos dotados de estas últimas partes se tropieza siempre con su deterioro, su obstrucción por las materias gruesas como papeles, cáscaras, etc. y la necesidad de un sostenimiento continuo.

Los vertederos laterales han sido más usados entre nosotros por su fácil construcción y sostenimiento.

*Diversas Fórmulas.* - Al presentarse el problema específico de dimensionar un aliviadero de vertedero lateral, se encuentra el Ingeniero con la anarquía más completa en cuestión de fórmulas. Desde 1905 con Parmely, se ha venido estudiando el problema; en 1920 Engels publicó un estudio bastante completo

sobre este tipo de vertedero. Luego en 1923 Coleman y Smith, en 1928 Nimmo, en 1930 Forchheimer y posteriormente Fair y Babbitt se han preocupado del problema y han establecido fórmulas para determinar la longitud de tales estructuras.

Las soluciones teóricas y racionales han probado su ineficacia en este tipo de vertedero, ello se debe a factores muy difíciles de valorar como son las contracciones aguas arriba y aguas abajo, la turbulencia, la velocidad transversal etc. se ha acudido entonces a modificar las fórmulas teóricas con coeficientes y exponentes que las adaptan a las condiciones reales, o bien, a fórmulas empíricas como la de Babbitt.

Teóricamente la lámina de agua en un vertedero lateral debería tener una altura variable desde la altura con que aparece aguas arriba, disminuyendo paulatinamente hasta la altura con que continúa aguas abajo una vez se ha terminado la abertura lateral. Lo ideal sería que aguas abajo, el espesor de la lámina vertiente fuera cero, véase la figura (1).

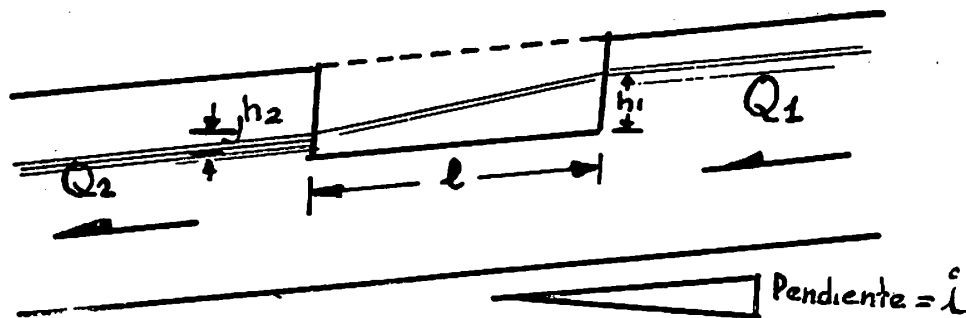


Fig. 1 — Curva teórica en vertederos laterales

Sin embargo, ha sido observado por parte de los experimentadores, que el espesor de la lámina vertiente aumenta en la parte de aguas abajo del vertedero. Se da como explicación, la conversión de energía cinética en energía potencial a medida que el agua derrama a lo largo del vertedero. También se ha observado que la forma asumida por la superficie del agua no es una línea recta sino una curva convexa hacia arriba, pero esta curvatura es tan pequeña que puede considerarse una línea recta. En los casos aquí descritos se considera siempre la inclinación del vertedero igual a la inclinación del fondo del conducto o canal. Ver fig. (2).

La solución dada por Fair al problema de los vertederos laterales está basada en la aplicación del Teorema de Bernoulli y de la fórmula para vertederos transversales, y es la siguiente: (Ver fig. 2).

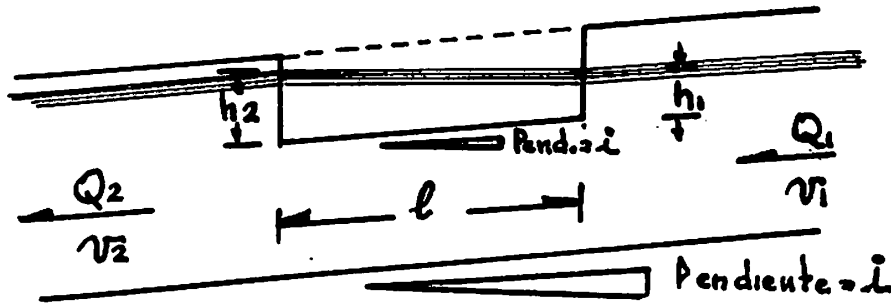


Fig. 2 — Curva Natural asumida por la superficie del agua en Vertederos laterales.

Bernoulli: 
$$\frac{V_1^2}{2g} + iL + h_1 = \frac{V_2^2}{2g} + h_2 + L \times S \quad \text{Ec. (1)}$$

donde  $S =$  pérdidas por fricción deducidas de la

$$\text{fórmula de Manning: } V = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2}$$

$V =$  velocidad del agua

$n =$  coeficiente de fricción (0.013 a 0.015)

$r =$  radio hidráulico  
(unidades métricas)

Reemplazando valores y transponiendo términos se obtiene la siguiente ecuación

$$h_2 - h_1 = \frac{Q_1^2 - Q_2^2}{2g a^2} + iL - L \left[ \frac{n(Q_1 + Q_2)}{2 \times a r^{2/3}} \right]^2 \quad \text{Ec. (2)}$$

(Los valores de  $a =$  área mojada y  $r =$  radio hidráulico se escogen para las dimensiones promedias del canal).

Aplicando ahora la fórmula de los vertederos transversales,  $Q = CL h^{3/2}$  se obtiene:

$$Q_1 - Q_2 = CL \frac{(h_1 + h_2)^{3/2}}{2} \quad \text{o sea} \quad \text{Ec. (3)}$$

$$h_1 + h_2 = 2 \frac{(Q_1 - Q_2)^{2/3}}{CL}$$

De la solución de las ecuaciones 2 y 3 se obtienen los valores de  $h_2$  y de  $L$ . Sin embargo se puede apreciar lo engorroso de esta solución por la cantidad de factores que envuelve y por la resolución del sistema de ecuaciones, todo esto aumenta las oportunidades de equivo-

cación y no se justifica solución tan refinada, a un problema que tiene tal cantidad de factores, difíciles de evaluar.

La solución teórica de Gómez Navarro, basada en un flujo causado por la presión estática únicamente es la siguiente (Ver fig. 3):

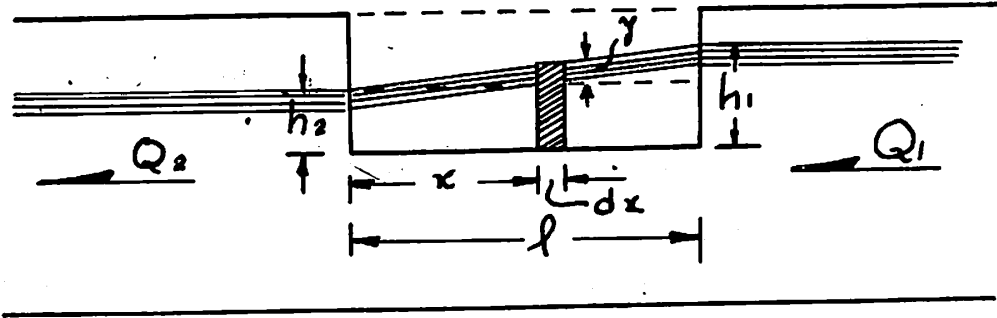


Fig. 3. — Flujo teórico por un vertedero lateral.

$$dQ = \frac{2}{3} \times c \times dA \times \sqrt{2gh} = \frac{2}{3} c (y + h_2) \sqrt{2g(y + h_2)} dx$$

$$Q = Q_1 - Q_2 = \frac{4}{15} c \sqrt{2g} \times \frac{L}{h_1 - h_2} \left[ h_1^{5/2} - h_2^{5/2} \right] \quad \text{Ec. (4)}$$

Donde  $c = 0.60$  aprox.

Cuando la altura  $h_2$  se hace cero, esta fórmula se convierte en:

$$Q = Q_1 - Q_2 = \frac{4}{15} c L h_1 \sqrt{2gh_1} \quad \text{Ec. (5)}$$

La principal objeción que puede hacerse a esta fórmula es la de que se basa únicamente en consideraciones teóricas; así por ejemplo, asume que la cabeza estática sobre el vertedero va disminuyendo en el sentido del flujo cuando en realidad, como se expresó antes, la profundidad va aumentando en el sentido del flujo según lo han comprobado la mayor parte de los experimentadores. Ocurrirá entonces que la solución del problema por medio de la ecuación 4, sería imposible pues  $h_2$  no será nunca igual a cero, y será siempre mayor que  $h_1$ .

La fórmula de Babbitt, es la que más aceptación ha tenido recientemente y tiene la siguiente forma:

$$L = 0.214 \times V \times d \times \log \left( \frac{h_1}{h_2} \right) \quad \text{Ec. (6)}$$

$V$  = velocidad en m/seg.

$d$  = diámetro del conducto circular en m.

$h_1$  ,  $h_2$  = espesor de la lámina vertiente en la parte superior e inferior del aliviadero respectivamente.

En el sistema inglés de pies y seg, esta fórmula está corrientemente

expresada como:  $L = 2.3 V d \log \frac{h_1}{h_2}$ .

La fórmula de Babbitt tiene la ventaja de tener en cuenta el factor velocidad y el factor diámetro, los cuales muchas de las otras fórmulas no hacen intervenir; además hace influir las cabezas estáticas aguas arriba y aguas abajo del vertedero. Sin embargo, se notará que es una fórmula puramente empírica con poco fundamento en las condiciones teóricas del flujo en el vertedero; además, de acuerdo con la mayoría de los experimentadores, el valor de  $h_2$ , es mayor que el de  $h_1$  lo cual hace el resultado negativo debido a que la fracción  $h_1/h_2$  es menor que la unidad y por consiguiente su logaritmo es negativo. Haciendo caso omiso de este fenómeno, y como lo expresan Metcalf y Eddy, el propósito del vertedero es el de hacer  $h_2$  un mínimo; pero ocurre que al hacer  $h_2$  menor, se va aumentando la longitud del vertedero en forma desproporcionada y así si queremos por ejemplo que  $h_2$  sea cero, la solución es absurda. El mismo Babbitt en "SEWERAGE AND SEWAGE TREATMENT", 7ª Edición de 1953, pág. 124, limita claramente las condiciones de aplicación de su fórmula así:

Profundidad del canal	= $d/4$ a $d/2$
Diámetro del tubo, $d$ ,	= 18" a 24"
Altura del agua en el tubo de aguas arriba del vertedero	< $3/4 d$
Sección constante del canal.	

La solución de Smith y Coleman a este problema fue obtenida en forma experimental basada en fórmulas teóricas, pero en modelos de prueba, lo cual hace necesario aplicar coeficientes de similitud hidráulica que no están bien determinados. Sin embargo, aplicada esta fórmula a los casos comunes, da resultados bastante aceptables; está expresada así en su forma original:

$$Q = 1.674 \times L^{0.72} \times h_1^{1.645 \times b} \quad \text{Ec. (7)}$$

$Q$  = caudal aliviado en pies<sup>3</sup>/seg.

$b$  = ancho del canal si es rectangular, o ancho equivalente en cualquier otra sección, en pies.

$L$  = longitud del vertedero, en pies.

$h_1$  = espesor de la lámina vertiente aguas arriba, en pies.

Engels expresó el resultado de sus experimentos en forma empírica, pero basado en la fórmula teórica para los aliviaderos, por medio de la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{2}{3} c \sqrt{2g} L^{0.833} h_2^{1.066} \quad \text{Ec. (8)}$$

$Q$  = caudal aliviado, m<sup>3</sup>/seg.

$c$  = 0.60 aprox.

$g$  = 9.81 m/s<sup>2</sup>.

$L$  = longitud del vertedero, m.

$h_2$  = espesor de la lámina vertiente aguas abajo, m.

Todas las fórmulas anteriores, están dadas para vertederos laterales en canales o en conductos circulares sin contracción de la sección. Pero ocurre en la práctica, que precisamente se diseña el aliviadero para poder disminuir el diámetro de la tubería, y entonces al hacer el empalme de un conducto relativamente grande con un conducto más pequeño, se presenta una contracción. (Ver fig. 4).

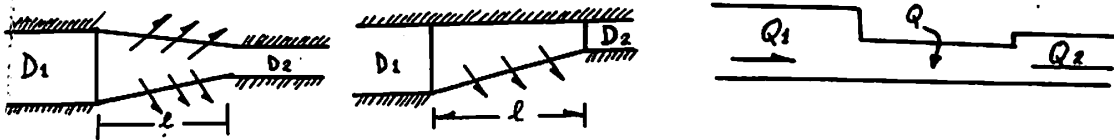


Fig. 4 — Vertederos laterales con contracción.

Para los casos de vertederos laterales con contracción, propuso Forchheimer la siguiente fórmula, basada en la anchura aguas abajo del canal o conducto. (Ver fig. 4).

$$\frac{3}{2 c \sqrt{2g}} \left( \frac{D_2^2 H^{3.4}}{n^2 Q_2^2} \right)^{3/2} \times (Q_1 - Q_2) = \frac{2}{5} \left( \frac{D_2^2 H^{3.4} h_2}{n^2 Q_2^2} + L \right)^{5/2} - \left( \frac{D_2^2 H^{3.4} h_2}{n^2 Q_2^2} \right)^{5/2} \quad \text{Ec. (9)}$$

Donde:  $D_2$  = ancho del canal aguas abajo

$c$  = 0.60 aprox.

$H$  = calado de aguas en el canal

$n$  = coeficiente de rugosidad de la fórmula de Ganguillet y Kuter ( $n = 0.015$  aprox.)

$Q_2$  = Caudal aguas abajo del vertedero

$Q_1$  = Caudal aguas arriba del vertedero

$h_2$  = espesor de la lámina vertiente aguas abajo



$L$  = longitud del aliviadero  
(Sistema decimal en metros y segundos)

Como se puede apreciar claramente, la fórmula es de una complicación exagerada; es verdad que envuelve muchos de los elementos hidráulicos y estáticos necesarios, pero dada la incertidumbre de otros factores ya mencionados, no se justifica este refinamiento.

La Solución de Fair, expresada en las ecuaciones 2 y 3, y la cual es basada en la solución de Forchheimer, es también aplicable a los vertederos laterales con contracción usando valores promedios para los parámetros  $a$  (área mojada del canal) y  $r$  (radio hidráulico del canal). Sin embargo, la formulación de Fair es igualmente (si no más) complicada en su aplicación que la de Forchheimer; al aplicar cualquiera de estas dos soluciones se corre el riesgo de equivocaciones, amén de su laboriosidad.

Engels, basado en resultados experimentales, también propuso una fórmula para la solución del problema de los vertederos laterales con contracción, a saber:

$$Q = \frac{2}{3} c \sqrt{2g} L^{0.9} h_2^{1.6} \quad \text{Ec. (10)}$$

$Q$  = Caudal aliviado,  $\text{m}^3/\text{s}$

$c$  = coeficiente ( $c = 0.60$  aprox.)

$g = 9.81 \text{ m/s}^2$

$L$  = longitud del aliviadero, m.

$h_2$  = espesor de la lámina vertiente aguas abajo, m.

Esta formulación de Engels está basada en la solución teórica del problema dada en la Ecuación 4. Naturalmente, para tener en cuenta factores como velocidad de acercamiento, velocidad transversal del agua aliviada, efecto de los bordes del vertedero, contracción lateral, etc., fue necesario variar los coeficientes y exponentes de la fórmula teórica. Sin embargo, la forma de expresión de esta fórmula y su complejidad, la hacen a nuestro modo de ver más aplicable que cualquiera de las otras fórmulas. Tiene la ventaja de no producir resultados irracionales o desproporcionados como algunas otras y además de estar indicada expresamente para vertederos laterales con contracción, que son los más frecuentes en el caso de alcantarillados combinados.

Se le ha tachado a esta fórmula, el que sea independiente de la relación  $D_1/D_2$  de los anchos del canal antes y después del vertedero. Esto en realidad constituye una falta. Pero en los casos comunes de diseño de aliviadores, para alcantarillados combinados, y en los cuales la contracción varía de 18", 24" o 36" a 8" o 12", la fórmula da resultados muy satisfactorios y de acuerdo con otras fórmulas.

Por esta razón nos permitimos sugerir la aplicación de esta fórmula entre nosotros. Ello no implica que deba aceptarse definitiva y radicalmente, antes bien, debe perfeccionarse con investigaciones y experimentos prácticos pues la fórmula no es perfecta. Sin embargo debe adoptarse una fórmula para aliviaderos laterales, de lo contrario, el diseñador y el revisor tendrán siempre dificultades para chequear el trabajo del primero si aplican fórmulas diversas. Estas distintas formulaciones, como lo manifestamos al principio, pueden dar variaciones hasta de un 400% como lo expresa Babbitt.

Sea esta la ocasión para pedir al revisor un poco de clemencia para con el diseñador: los principios fundamentales en materia de alcantarillados están claramente definidos, pero la aplicación de ellos, el uso de distintas fórmulas, la escogencia de una u otra ruta, etc., son cuestiones de apreciación personal que deben aceptarse siempre que el diseñador se adhiera a los principios generales y a las especificaciones.

A continuación incluimos un Diagrama para la resolución rápida de la fórmula de Engels para vertederos laterales. La fórmula en él resuelta es la siguiente:

$$Q = \frac{2}{3} c \sqrt{2g} L^{0.9} h^{1.6} \quad \text{Ec. (11)}$$

$Q$  = caudal aliviado en  $\text{m}^3/\text{seg.}$

$c$  = coeficiente ( $c = 0.60$  aprox.)

$g = 9.81 \text{ m/seg.}^2$

$L$  = longitud del aliviadero en m.

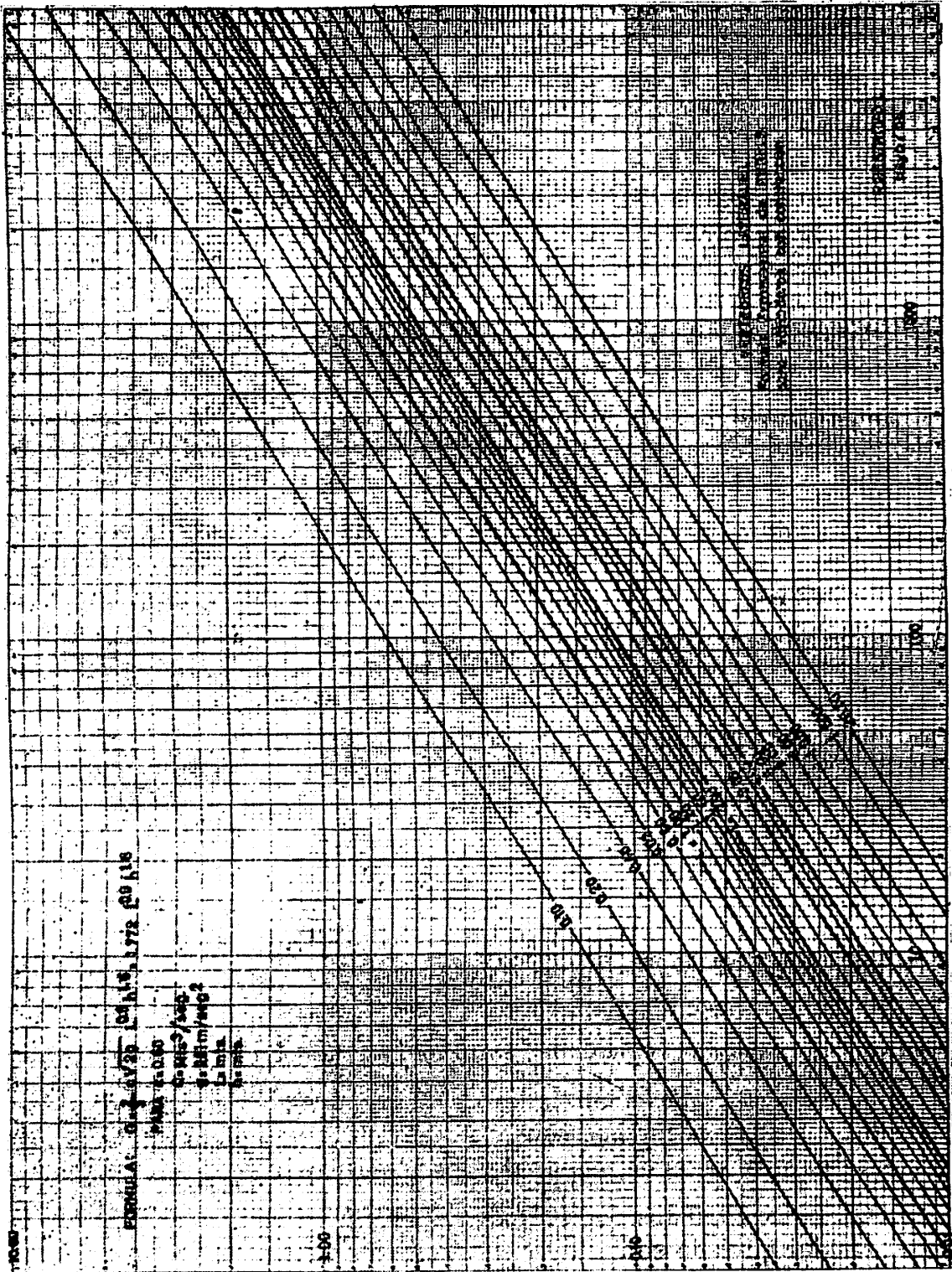
$h$  = espesor de la lámina vertiente en m.

Esta fórmula, al reemplazar los valores de  $c$  y de  $g$ , se convierte en la siguiente:

$$Q = 1.772 L^{0.9} h^{1.6} \quad \text{Ec. (12)}$$

Por medio de este Diagrama se pueden resolver rápidamente los problemas referentes a aliviaderos como vertederos laterales, y tantear las distintas longitudes con respecto a las distintas profundidades del canal o a los distintos espesores de la lámina vertiente. Al aplicar el valor  $h$  (espesor de la lámina vertiente) a la fórmula específica, que esta sea al final del aliviadero, es decir en la parte de aguas abajo. Si no se conoce el espesor de la lámina vertiente aguas abajo, puede usarse el espesor de aguas arriba. Este procedimiento aunque no muy exacto, nos sitúa siempre del lado de la seguridad pues el espesor de la lámina vertiente en la parte superior es menor que el de aguas abajo. Pero en caso de que se conozca exactamente el espesor de la lámina vertiente aguas abajo, debe entrarse al Diagrama siempre con este valor.





En cuanto a la longitud de  $L$  del vertedero, conviene advertir que en el caso de la fórmula sólo se refiere a un solo lado del canal; si el vertedero se hace doble, a lado y lado del canal, la longitud de éste puede disminuirse a la mitad. El canal o cañuela que une las dos tuberías debe hacerse de una profundidad constante, es decir con el lado o lados vertientes paralelos al fondo del mismo, naturalmente

su ancho irá disminuyendo si se pasa de un tubo grueso a uno más pequeño.

*Ejemplo de Aplicación.* - Para ilustrar el uso del Diagrama en un caso común y corriente, damos el siguiente ejemplo:

Flujo de aguas negras: 5 lps (litros por segundo) =  $Q_{an}$

Flujo de aguas lluvias e infiltración: 500 lps. =  $Q_{a.LL}$

Flujo total: 505 lps. =  $Q_t = Q_1$

Pendiente del alcantarillado: 0.04 = 4% =  $s$

Coefficiente de rugosidad: 0.015 =  $n$

Diámetro del alcantarillado aguas arriba: 21" =  $D_1$

Por la fórmula de Ganguillet y Kutter se encuentra que la capacidad de esta línea llena es de  $Q_{LL} = 718$  lps y su velocidad  $V_{LL} = 3.32$  m/seg.

*Solución.* - Primero chequeamos que las velocidades de las aguas negras solas y de las aguas totales, estén dentro de los límites especificados (generalmente son de 0.40 y 4.00 m/seg respectivamente); valiéndonos de los gráficos correspondientes, en los cuales se da la altura del flujo de la tubería contra la descarga y la velocidad corespondiente al tubo lleno, encontramos:

$$\frac{Q_{an}}{Q_{LL}} = \frac{5}{718} = 0.00796 \therefore \frac{V_{an}}{V_{LL}} = 0.26 \therefore V_{an} = 0.26 \times 3.32 = 0.86 \text{ m/seg.}$$

$$\frac{Q_t}{Q_{LL}} = \frac{505}{718} = 0.702 \therefore \frac{V_t}{V_{LL}} = 1.10 \therefore V_t = 1.10 \times 3.32 = 3.60 \text{ m/seg.}$$

Estos valores de las velocidades están dentro de los límites permitidos.

Si se desea que el aliviadero descargue aguas negras diluídas 1 a 8 en las aguas lluvias, con el fin de no cargar demasiado la corriente natural de agua, el canal deberá ser capaz de llevar:

$$Q_2 = 8 \times 5 \text{ lps} = 40 \text{ lps}$$

y el caudal aliviado será:

$$Q = Q_1 - Q_2 = 505 - 40 = 465 \text{ lps}$$

Lo profundidad total del agua en el conducto de 21" aguas arriba será:

$$\frac{Q_t}{Q_{LL}} = \frac{505}{718} = 0.702 \therefore \frac{H}{D} = 0.607 \therefore H = 0.607 \times 21'' \times 0.0254 = 0.32\text{m}$$

Ahora supongamos que vamos a usar un canal o conducto de aliviadero con una profundidad constante de 0.13 m (5"). El espesor de la lámina vertiente en la parte de aguas arriba, será entonces:

$$h = 0.32 - 0.13 = 0.19 \text{ m}$$

Del Diagrama entrando con los valores de  $h = 0.19$  m y  $Q = 465$  lps, sacamos el valor de  $L = 4.60$  m. Puede construirse entonces un canal de longitud 2.30 m con vertedero a ambos lados, con el fin de acortar la longitud del canal. Si en vez de un canal de 0.13 de profundidad, disminuimos ésta a 0.08 m (3") tendremos:

$$h = 0.32 - 0.08 = 0.24 \text{ m}$$

$$Q = 465 \text{ lps} \quad \therefore \quad L = 2.80 \text{ m}$$

Podrá usarse entonces un canal de longitud 1.40 m con vertedero a ambos lados.

Naturalmente la profundidad del canal no puede disminuirse indefinidamente, pues entonces ya no podría llevar el flujo normal de aguas negras y menos las aguas negras diluídas al valor límite escogido de 1 a 8. Es conveniente siempre chequear la capacidad transportadora del canal, por ejemplo en su punto medio. En ningún caso debe disminuirse la profundidad del canal de unos 0.05 m.

*Rodrigo Restrepo Londoño*

Ingeniero Civil.

#### BIBLIOGRAFIA

- 1 — SALTOS DE AGUA Y PRESAS DE EMBALSE  
Gómez Navarro y Aracil Segura  
Tercera Edición - 1952
- 2 — AMERICAN SEWERAGE PRACTICE - Vol. I  
Metcalf and Eddy  
Segunda Edición, Tercera impresión - 1928
- 3 — WATER SUPPLY AND WASTE WATER DISPOSAL  
Fair and Geyer - 1954
- 4 — SEWERAGE AND SEWAGE TREATMENT  
Harold E. Babbitt  
Séptima Edición - 1953
- 5 — APPLIED HYDRAULICS  
Herbert Addison  
Cuarta Edición - 1954
- 6 — ALCANTARILLADOS  
Alberto Villegas Lopera - 1950