



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

DEPARTAMENTO DE CURSOS INSTITUCIONALES

**DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
COORDINACION GENERAL DE ADMINISTRACION
DEPARTAMENTO DE RECURSOS HUMANOS**

DRENAJE EN CARRETERAS

26-28 Octubre de 1994

Oaxaca, Oax.

**- Aportación de aguas pluviales -
(Cantidad de agua de lluvia)**

Ing. Jesús Manuel Albo Lara

APORTACION DE AGUAS PLUVIALES.
CANTIDAD DE AGUA DE LLUVIA.

PLUVIOMETROS Y PLUVIOGRAFOS.

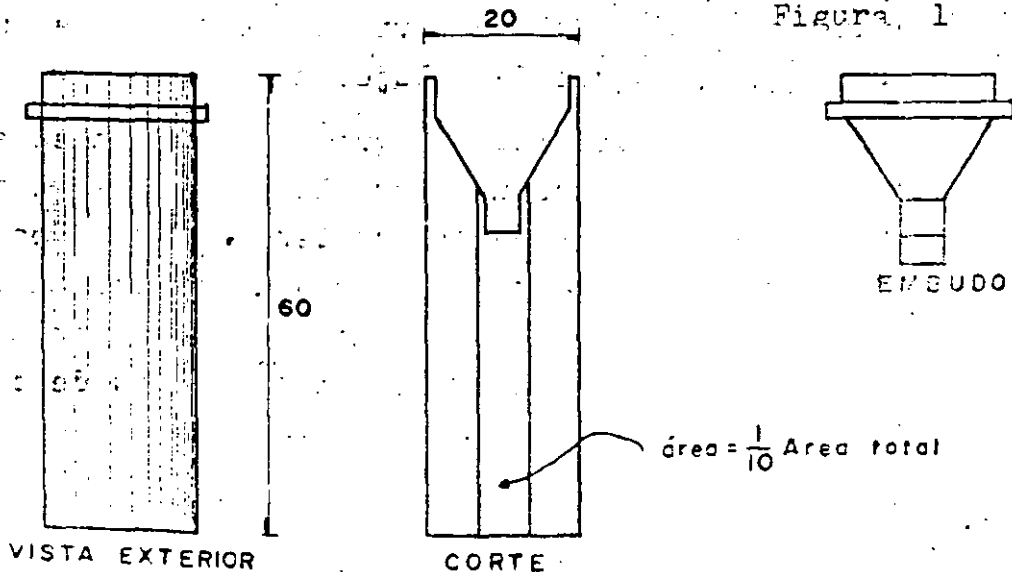
Para determinar la cantidad de lluvia caída en una población o en diversas zonas de una población, se emplean los pluviómetros, éstos pueden ser simples o automáticos.

El pluviómetro simple normal, consiste en un recipiente en forma cilíndrica de 20 cms. de diámetro y 60 cms. de altura.

En la parte superior tiene un embudo que descarga en un cilindro interior, este cilindro tiene un área de la sección transversal de 0.1 del área del cilindro mayor (Fig. 1).

La altura del agua es medida mediante una escala y se le divide por 10.

Figura 1



Cuando se presenta una lluvia muy abundante, el cilindro pequeño se desborda y el agua se colecta en el cilindro mayor. Este pluviómetro indica la lluvia únicamente entre lecturas diarias.

Para la determinación de la precipitación durante períodos cortos de tiempo, se emplean los pluviógrafos, o pluviómetros registradores, pues en la práctica de la ingeniería sanitaria para resolver problemas de alcantarillado lo que importa es justamente la lluvia en períodos suficientes para producir las condiciones de escurrimiento máximo.

Los pluviógrafos tienen la ventaja para el ingeniero sanitario, de proporcionar con exactitud la precipitación en intervalos de tiempo tan cortos como se desee, dígase de 2 a 5 minutos.

En todos los pluviógrafos el agua es colectada en la abertura de un cono con arista viva, con diámetros que varían de 20 a 38 cms. de aquí pasa al mecanismo de operación de los cuales existen tres tipos generales a saber.

1º Este tipo recibe el agua en un recipiente soportado en un dispositivo de pesado y que actúa un mecanismo registrador, el cual acciona una pluma movable presionada en un registro movable con mecanismo de relojería.

2º En el segundo tipo el agua recogida en el embudo pasa a unos recipientes basculantes, los cuales se ladean cuando están llenos, descargando el contenido. Cada balanza actúa un mecanismo electromecánico que permite también llevar un registro movido por un mecanismo de relojería y como se conoce la capacidad de los recipientes, se puede calcular la intensidad de la lluvia.

3°.- Este tercero y último tipo, el agua colectada en el embudo escurre hacia un recipiente provisto de un flotador, el cual a su vez lleva adherida una plumilla en un brazo vertical.

La plumilla registra la altura del agua en el recipiente en una hoja graduada movida también por un mecanismo de relojería. En general, el recipiente es de tal dimensión, que el flotador se desliza a mayor velocidad que la altura de lluvia.

Entre los pluviógrafos del primer tipo que emplean el sistema de pesado, tenemos como el más representativo el Ferguson que sirve tanto para lluvia como para nieve. El agua o la nieve es colectada en un recipiente que descansa directamente en una balanza de resortes. El peso del agua o la nieve deprime la balanza y este movimiento es transmitido a una pluma registradora por medio de brazos y palancas. La pluma está presionada contra el cilindro accionado por el mecanismo de relojería.

Dentro de los pluviógrafos del segundo tipo, es decir los que tienen como dispositivo fundamental los recipientes basculantes, tenemos como el más representativo el pluviógrafo de Julien P. Friez e Hijo; el agua es colectada en un embudo de 30 cms. de diámetro y conducida mediante un tubo a una canastilla con dos compartimientos de capacidad igual y que recojen el equivalente a una lluvia de 0.01". El recipiente está soportado en un eje en tal forma que exactamente cuando uno de los compartimientos se llena, la canastilla balancea y el compartimiento se vacía, quedando el otro listo inmediatamente para llenarse, cada vez que la canastilla se balancea, cierra un circuito eléctrico que causa que una plumilla registre un escalón en una gráfica colocada en un cilindro movido con el mecanismo de relojería. El registro no representa directamente el progreso de la tormenta o lluvia, siendo el movimiento de la plumilla recíprocante.



En el tercer tipo de pluviógrafos, es decir los que tienen como dispositivo fundamental el flotador, tenemos uno de los tipos más antiguos y que han dado resultados más satisfactorios y es el ideado por Desmond Fitz Gerald.

El agua es colectada en el embudo clásico de 14.85" de diámetro y conducida a través de un tubo al recipiente que tiene el flotador. El diámetro del recipiente es tal, que 1 cm. de lluvia, hace que el flotador se eleve 2 cms. El flotador tiene adosado directamente una plumilla o un lápiz presionado directamente sobre la gráfica en el cilindro accionado con el movimiento de relojería. El cilindro gira una vuelta en 24 horas y si por ejemplo el desarrollo de la gráfica es de 24 pulgadas, entonces la escala-tiempo es de 1 pulgada por hora, por lo tanto permite determinar intensidades de precipitación con bastante precisión.

3.02.-

RECOMENDACIONES PARA LA INSTALACION DE PLUVIOGRAFOS.

Los pluviómetros o pluviógrafos, deben colocarse a 15 mts. de distancia cuando menos, de objetos que puedan causar corrientes de aire que puedan interferir con la medida correcta de la lluvia o nevada.

El anillo del embudo colector debe quedar cuando menos a 75 cms. del suelo para evitar que el agua caiga de rebote al cono. Si el anillo del cono colector se coloca a una distancia considerable del suelo, puede recoger una cantidad de lluvia marcadamente inferior a la lluvia caída en la superficie a la distancia correcta.

Si fuera imposible colocar el embudo colector a la distancia correcta, se deberá poner al lado del pluviógrafo un pluviómetro - standard, con objeto de ajustar los datos del pluviógrafo automático, con los del pluviómetro.

3.03.-

VARIACIONES DE LA INTENSIDAD DE LA LLUVIA EN UNA TORMENTA

Durante una tormenta, la intensidad de la lluvia nunca o muy rara vez, permanece uniforme durante un período considerable de tiempo. La precipitación puede variar desde una llovizna ligera, hasta una tormenta pesada.

Evidentemente la intensidad media de la lluvia que se determina dividiendo la altura total de precipitación por la duración de toda la tormenta, será menor que la intensidad máxima en un período corto de tiempo, o en términos generales la intensidad varía inversamente con la duración de la tormenta, es decir, que las tormentas muy intensas duran menos que las tormentas suaves, por ejemplo --- cuando 15 cms. de lluvia caen en 12 horas, 3.5 cms. pueden caer en dos horas y quizás 5 cms. en 30 minutos. Por lo tanto la intensidad media de toda la tormenta es de 1.25 cms. por hora, pero la intensidad máxima será de $5 \times 2 = 10$ cms. por hora.

3.04.-

INTENSIDAD DE LA LLUVIA.

Definición.

Se entiende por intensidad de lluvia tal como se utiliza en el Método Racional Americano, para la estimación del caudal provocado por lluvias, la relación H/t , en donde H es la altura de precipitación que se tiene en un tiempo t contado a partir de la iniciación del aguacero, por lo tanto la expresión matemática es:

$$i = H/t$$

Es necesario aclarar que esta intensidad utilizada en los cálculos de alcantarillados pluviales no es la intensidad instantánea cuya expresión sería:

$$i = \frac{\Delta H}{\Delta t}$$

Ya que frecuentemente se tiene este concepto equivocado. La intensidad de lluvia ordinariamente en estos cálculos se expresa en milímetros por hora.

3.05.-

PLUVIOGRAMAS

Para hacer el estudio de las curvas de intensidad, se necesita disponer de los pluviogramas de varios años. Para hacer las lecturas de las alturas de precipitación, fácilmente en el pluviograma se utilizan "plantillas" transparentes, en donde se tengan dibujados exactamente en la misma forma las abscisas -- del pluviograma y las ordenadas, de acuerdo con los tiempos para los cuales se quiere determinar la intensidad de lluvia. Se acompañan unas plantillas de los pluviógrafos usados por el Servicio Meteorológico.

Se ha encontrado práctico tomar los tiempos con los siguientes valores:

5, 15, 22.5, 30, 45, 60, 75, 100, 120, 150, 180.

En vez de usar la práctica americana que es como sigue:

5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 75, 90, 120, 150, 180.

Debido a la dificultad de hacerse las lecturas de 5 en 5 minutos - iniciarse el aguacero y que es como se indica en textos y obras de referencia.

Los fabricantes de pluviógrafos proporcionan las plantillas, pero en México nos ha sido imposible conseguirlas, por lo que hemos tenido la necesidad de fabricarlas. Recomendamos que se dibuje la plantilla calcándola en tela de un pluviograma y que se saquen copias heliográficas en Ozalid plástico o Kodalik. En estos últimos las plantillas resultaron mucho más transparentes y cómodas. Estas plantillas sufren una ligera contracción al secarse las copias heliográficas, pero consideramos que para los fines que se persiguen, no tiene importancia.

1.06.-

TABULACION DE LAS LECTURAS.

Al iniciar el estudio es necesario tener la certeza sobre el valor de las escalas del pluviograma, ya que todo el estudio se apoya en las lecturas que sobre ella se hagan. Para hacer las lecturas se colocará la plantilla de manera que el tiempo coincida con la iniciación del aguacero que es donde la curva del pluviograma comienza a ascender; se obtienen las alturas de precipitación restando las ordenadas observadas en las abscisas de los tiempos a la orde-

nota que se tengan en el tiempo 0, el aguacero termina cuando la curva del pluviograma nuevamente tiene una pendiente nula.

En algunos tipos de pluviogramas las curvas asumen una forma en zig zag, cada vez que se llega a la ordenada máxima del pluviograma, debe considerarse en este caso, como altura de precipitación, la diferencia que se tenga entre el tiempo considerado y el tiempo 0, admitiendo que cada zig zag representa una altura igual a la máxima ordenada del pluviograma.

En algunos casos se observa en las curvas una pendiente negativa, es decir, que la curva baja. Esto se debe a que en el pluviógrafo se tuvo una evaporación muy fuerte con lo cual disminuyó el peso que tiene la aguja.

Hay otros casos en donde se manifiestan alturas de precipitación muy pequeñas en los primeros minutos del aguacero, y después se van incrementando rápidamente. Tuvimos la oportunidad de investigar un caso con esta situación anormal, y encontramos que el pluviógrafo tenía un tubo muy grande del embudo receptor al dispositivo registrador y por lo tanto el agua quedaba adherida a este tubo en los primeros minutos del aguacero.

Deben haber otras condiciones que den datos erróneos sobre la altura de precipitación, por lo cual se impone que quien vaya a hacer un estudio, conozca las condiciones de instalación del pluviógrafo. En los textos se hace referencia a otros factores que pueden afectar los resultados de los pluviógrafos.

Las lecturas de altura de precipitación deberán anotarse en un esqueleto en la columna H como el que se acompaña.

Para convertir las alturas de precipitación H en intensidad de lluvia en milímetros por hora, se hace necesario multiplicar los valores de H por el factor $60/t$.

Por ejemplo el factor para

7.5' es $\frac{60}{75} = 0.8$ y para 90' es $\frac{60}{90} = 0.666$

Normalmente se necesitan tabular los datos de todos los pluviómetros en estudio, pero de la práctica de los resultados que se van obteniendo en un estudio particular, se puede juzgar que los pluviómetros que por su poca intensidad no deben tomarse en consideración, lo que simplifica notablemente el trabajo.

Sin embargo, se hace necesario estudiar por lo menos un año completo, para hacer esta simplificación que resulta muy ventajosa.

1.07.-

F R E C U E N C I A S

Disponiendo ya de los datos de intensidad de lluvia en los esquemas que han quedado descritos, se procede al estudio de las frecuencias. Como primer paso se agrupa cada intensidad observada para cada tiempo en un intervalo predeterminado de intensidad. Estos pueden hacerse de 10 en 10 milímetros por hora si no se dispone de más de 10 años de observación, o de 5 en 5 milímetros/hora si se dispone de 20 años o más.

La tabulación se hará como se indica a continuación con un ejemplo, en el cual se tienen únicamente dos aguaceros.

D A T O S P L U V I O M E T R I C O S

Fecha	Tiempo							
	7.5 h	min. i	15 h	min. i	22.5 h	min. i	30 h	min. i
Septiembre 23	14.0	112	20	80	23.0	61.0	32.7	65.4
" 24	2.3	18.4	5.7	22.8	11.5	30.7		

TABLA DEL NUMERO DE INTENSIDADES .

Se hizo una tabla con la clasificación de intensidades en mm. por hora como se indica a continuación:

INTENSIDADES	T I E M P O (en minutos)					
	7.5	15	22.5	30	45	60
mm/hora						
0.0 - 10						
10.1 - 20	0					
20.1 - 30		0				
30.1 - 40			0			
40.1 - 50						
50.1 - 60						
60.1 - 70			X	X		
70.1 - 80						
80.1 - 90		X				
90.1 - 100						
100.1 - 110						
110.1 - 120	X					

NOTA:

(X) Es del aguacero del 23 de septiembre.

(0) Es del aguacero del 24 de septiembre.

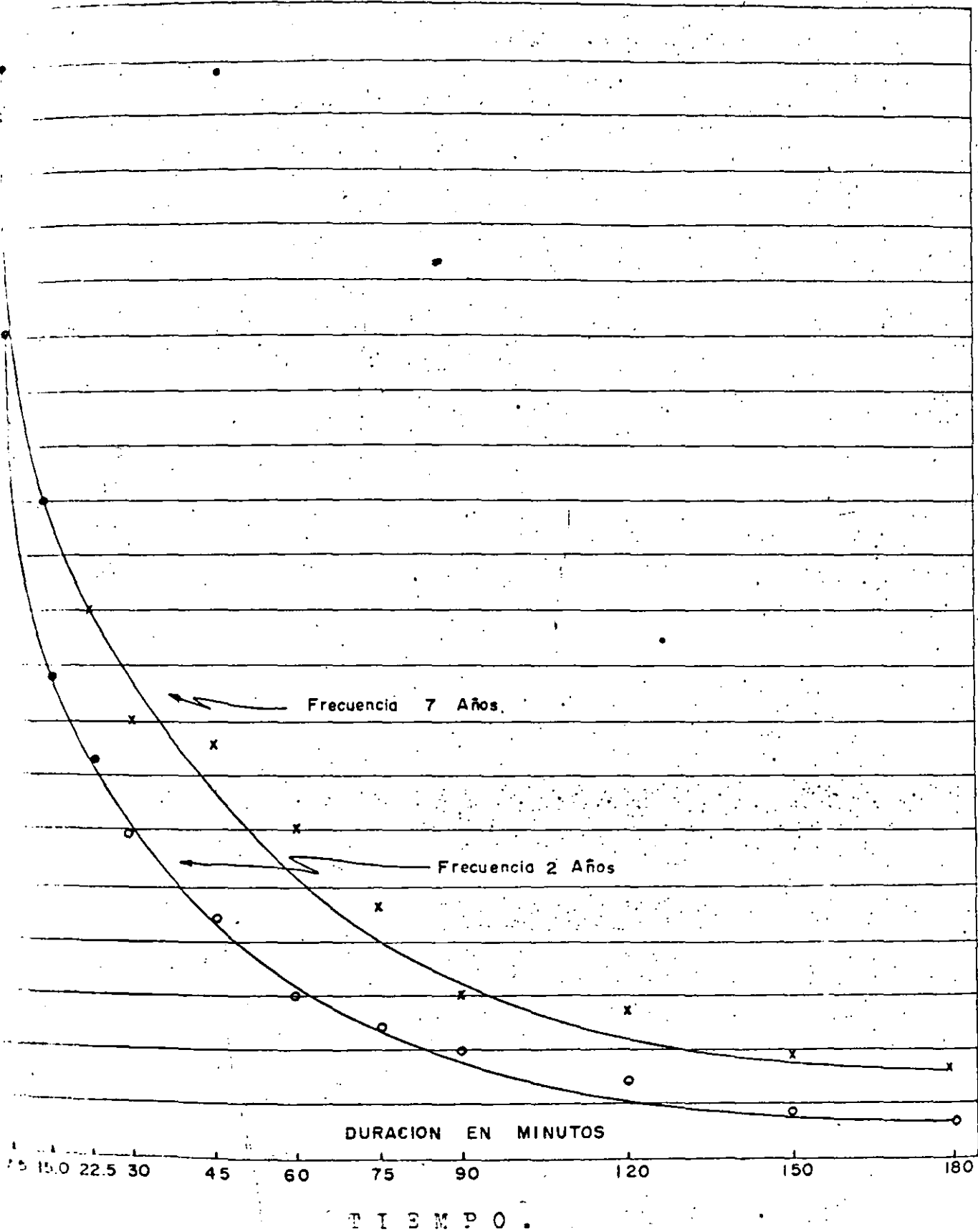
W. M. A. No. 3

En el estudio de los datos de la tabla se puede construir una gráfica que en las ordenadas tenga las intensidades de precipitación y en las abscisas la duración de las tormentas quedando una familia de curvas cada una para una frecuencia distinta.

Se procede en la forma siguiente:

Como el período cubierto es de 7 años, en todas las duraciones -- donde se presenta una sola tormenta con su correspondiente intensidad estarán en la curva de frecuencia 7 años, o sea 1 en 7 años.

Después en el número de tormentas de 7 para cada duración con su correspondiente intensidad, formarán la curva de frecuencia 1 en 7 años, etc.





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

DEPARTAMENTO DE CURSOS INSTITUCIONALES

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
COORDINACION GENERAL DE ADMINISTRACION
DEPARTAMENTO DE RECURSOS HUMANOS

DRENAJE EN CARRETERAS

26-28 octubre de 1994
Oaxaca, Oax.

- Determinación de las Ecuaciones de Intensidad -

Ing. Jesús Manuel Albo Lara

DETERMINACIONES DE LOS CAUDALES DE APORTACION
DE AGUAS PLUVIALES .

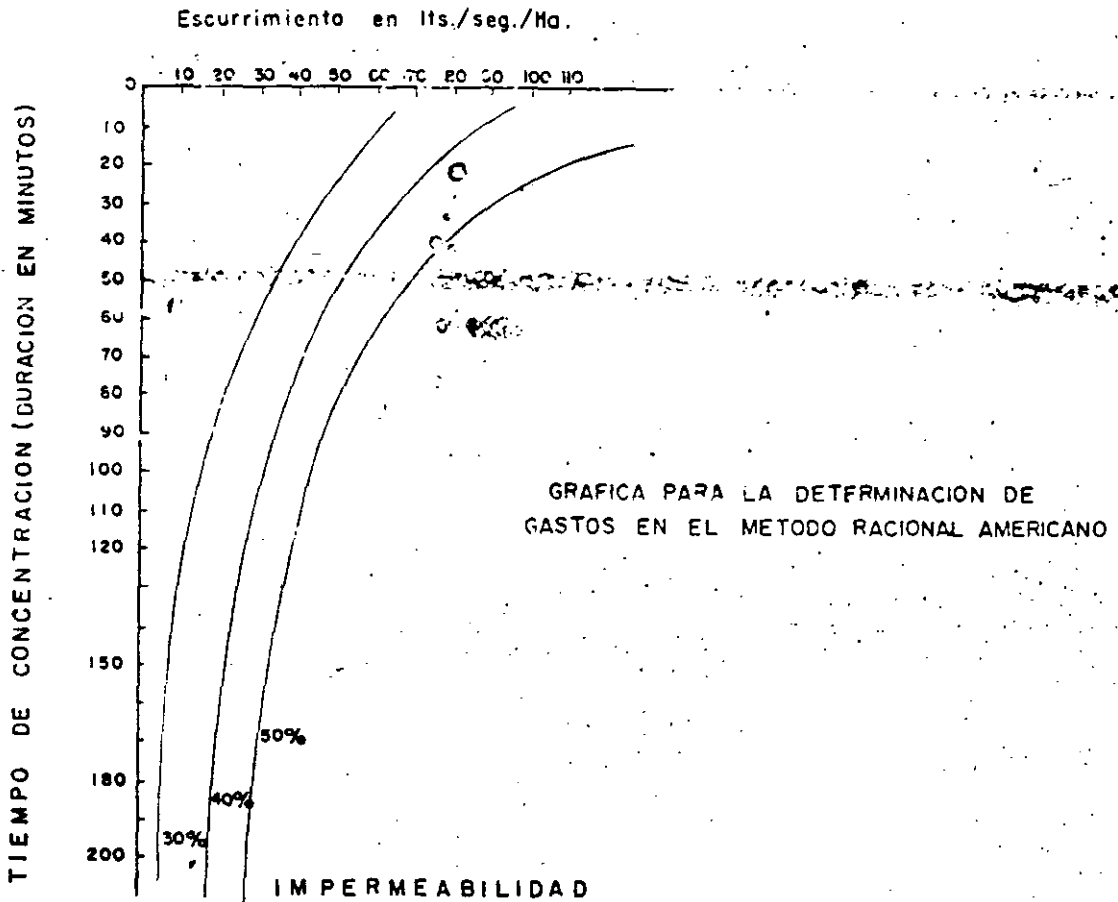
... a la ecuación general $Q = C i$ ya tenemos estudiado como se determi-
na cada uno de los variables que intervienen en la determinación del
gasto. De acuerdo con los conceptos establecidos y una vez que se tengan de-
finidos los coeficientes C y los valores de i de la ecuación gene-
ral, se deberá proceder a construir una gráfica que nos dé directa-
mente los gastos de aportación.

Supongamos que tenemos la siguiente tabla como datos finales.

Duración en Minutos. t	Intensidad cms / hora i	Caudal de Aportación		Ci para 30%	Ci para 50%
		50% Imperm.	50 % Imperm.	L.P.S. / Ha.	L.P.S. / Ha.
1	2	3	4	5 = (2) x (3)	6 = (2) x (4)
%					
10					
20					
30					
45					
60					
75					

Por los datos de la tabla anterior se procede a hacer el gráfico que se muestra a continuación.

ESCURRIMIENTO EN Ltrs. / Seg. / Ha.



MÉTODOS EMPÍRICOS PARA LA DETERMINACIÓN DEL
CAUDAL DE ESCURRIMIENTO DE AGUAS DE LLUVIA.

7.01.-

Es de ver que los caudales de aportación de aguas de lluvia en un sistema de alcantarillado depende de múltiples factores, entre los que se han citado al hablar del método Rational Americano, los más importantes son:

- 1.- Dimensiones del área por drenar.
- 2.- Forma del área por drenar.
- 3.- Pendiente del terreno.
- 4.- Intensidad de la lluvia . $i = f (t)$
- 5.- Coeficiente de impermeabilidad C .

La determinación de la función compleja $Q = f (A, i)$ condujo a muchos investigadores sobre estas cuestiones a tratar de obtener expresiones sencillas que relacionaran todos los factores que intervienen en ella.

Uno de los primeros y más notables de estos investigadores fué el ingeniero Suizo Burkli Ziegler, quien ha establecido la fórmula que lleva su nombre desde el año de 1873.

Para establecerla se basó en mediciones directas y experimentos por lo que ha dado en llamarseles empíricos, sin embargo como veremos más adelante, tienen la misma estructura que la fórmula racional y no difieren en el concepto fundamental, sino únicamente en la forma de involucrar los factores, diremos, que intervienen en la formación del coeficiente de escurrimiento en la expresión racional $Q = A C i .$

Es indudable que tanto Burkli Ziegler como los demás investigadores que han originado fórmulas para el cálculo de los caudales de lluvias en diversas poblaciones de Europa y las de E. U. partieron de los principios racionales de desarrollo, pero en los tiempos en que se efectuaron no se contaba con métodos suficientes de investigación, ni los medios de obtener datos que en la actualidad se obtienen por las expresiones que eran consideradas como empíricas. Pero observando y estudiando empleando métodos estadísticos y con suficientes datos que se puede ver que eran perfectamente racionales.

7.02.-

FÓRMULA DE BURKLI ZIEGLER GENERALIZADA

$$Q = CA^{3/4} S^{1/4} i$$

NOTA: EN EL D.T. POR SER LAS CONDICIONES PARECIDAS AL LUGAR DONDE SE ESTABLECIÓ LA FÓRMULA, SE ADOPTA COMO BUENA LOS PROYECTOS SE REALIZAN CON ELLEA.

en la que :

Q = Gasto en lps.

C = Coeficiente de impermeabilidad con los siguientes valores

Clase de Superficie.

COEFICIENTE
C

Zonas comerciales o residenciales compactas.

0.7 - 0.9

Zonas circundantes de los anteriores

0.5 - 0.7

Zonas suburbanas

0.25 - 0.5

Parques y Jardines

0.00 - 0.25

A.- Superficie que generalmente se expresa en Has.

S.- Pendiente general o media del área en milésimos.

i.- Precipitación en milímetros/minuto o en cms/hora.

A la fórmula anterior se le puede dar diversas formas como

$$Q = C \sqrt{A^3} \sqrt[4]{Si} = C \sqrt[4]{A^3 Si}$$

$$Q = C \sqrt[4]{\frac{A^4 S}{A}} \text{ y de ésta: } Q = CAi \sqrt[4]{\frac{S}{A}}$$

La fórmula fue establecida por el autor para el sistema métrico. Considera como unidad de longitud el metro y como unidad de pendiente como antes. Las unidades del gasto en la fórmula

$$Q = CAi \sqrt[4]{\frac{S}{A}} \text{ dependerán del producto } Ai.$$

Puesto que la pendiente no interviene por ser un número abstracto y el coeficiente C de impermeabilidad también es un número abstracto.

Si i lo expresamos en mm/minuto.

en una hectárea se tendrá.

$$1 \text{ Hectárea} \times 1 \text{ mm} = 10000 \times 0.001 = 10 \text{ m}^3$$

$$1 \text{ Hectárea} \times \frac{1 \text{ milímetro}}{\text{minuto}} = \frac{10 \text{ m}^3}{\text{minuto}} = \frac{10}{60} \text{ m}^3/\text{seg.} = 167 \text{ lts/seg.}$$

Por lo tanto la fórmula nos dará el gasto en lts/seg.

Quando se tenga:

A en hectáreas e i en mm/minuto, siempre que se afecte del coeficiente 167.

Si tomamos la lluvia en cms/hora.

$$1 \text{ Ha} \times \text{cm/hora} = \frac{10000 \times 0.01}{60 \times 60} = 27.78 \text{ lts/seg.}$$

Por lo tanto el gasto resultará expresado en litros por segundo. Si A se da en hectáreas e i en cms/hora y se le afecta del coeficiente 27.78

Las fórmulas finales serán:

$$Q = 167 K A^{3/4} S^{1/4} i$$

En que :

Q = l p s.

A = Has.

S = milésimos.

$$Q = 27.79 K A^{3/4} S^{1/4} i$$

En que :

Q = l.p.s.

A = Has.

S = milesimos.

i = cms / hora.

RACIONALIDAD DE LA FORMULA DE BURKLE HIEGLER Y SEMEJANZAS.

Vamos a ver la correlación que existe entre la fórmula de Burkli Hiegler y la expresión axiomática del método Racional Americano

$$Q = A C i$$

en la que

A = Area drenada.

C = Coeficiente de escurrimiento

i = Intensidad de la lluvia.

Si a i le damos la expresión general que se vio en temas anteriores.

$$i = \frac{K_1}{0.5}$$

$$Q = A C \frac{K_1}{0.5} = \frac{L}{V} = \frac{L}{r \sqrt{s}}$$

donde L = desarrollo del trayecto.

$$v = \text{velocidad del agua} = r \sqrt{s}$$

Por lo tanto la velocidad es una función de la pendiente s.

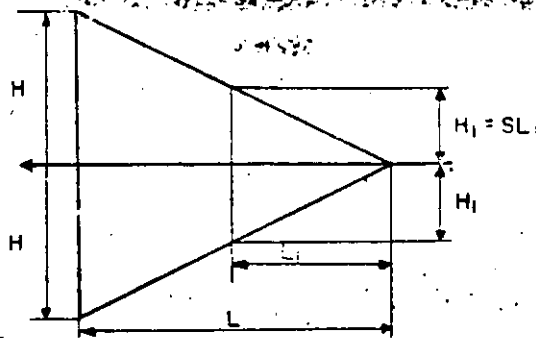
Entonces $i = \frac{K_1}{r^{0.5} c^{0.5}} = \frac{K_1}{c^{0.5}} = \frac{K_1 r^{0.5} S^{1/4}}{c^{0.5}}$

haciendo $K_1 r^{0.5} = K$ tenemos:

$$i = K \frac{S^{1/4}}{L^{0.5}}$$

$$Q = AC \frac{KS^{1/4}}{L^{1/2}}$$

Si consideramos una área drenada de forma triangular con salida al centro del lado corto, podemos hacer las siguientes consideraciones:



$$S = \frac{H}{L} \quad \therefore H = SL$$

$$A = \frac{1}{2} \cdot 2 SL \times L = SL^2 \quad \therefore L^2 = \frac{A}{S} \quad L = \left(\frac{A}{S}\right)^{1/2} \text{ y } L^{1/2} = \left(\frac{A}{S}\right)^{1/4}$$

$$\therefore Q = \frac{ACKS^{1/4}}{L^{1/2}} = ACK \frac{S^{1/4}}{A^{1/4}} = ACK \frac{S^{1/4} S^{1/4}}{A^{1/4}}$$

Si hacemos: $i = KS^{1/4}$

$$Q = ACi \sqrt{\frac{S}{A}} \text{ que es la}$$

Fórmula de Burkli Ziegler

anterior significa que la fórmula de Burkli Ziesler es un caso particular en que la superficie totalmente es la del triángulo con la condición curiosa que es como ve lo vi os. La figura muestra el coeficiente de encorvadamiento más alto por lo cual se ve que en términos generales la fórmula para los ruidos vale --
 ves de las constantes -- de la velocidad -- de las investigaciones --
 ruidos del lado de la separación -- de los ruidos -- de los ruidos --
 general se observa que los ruidos están correlacionados de los exponentes fraccionarios de A y S.

1.04.-

GENERALIZACION DE LA FORMULA

Observando la fórmula se puede expresar en términos generales en la siguiente forma:

$$Q = CA^{\frac{n-1}{n}} \text{ IS } \frac{1}{n} = CAI \sqrt[n]{\frac{S}{A}}$$

En cada caso particular se deben determinar los valores de A. Así de las investigaciones de Mac Math en la ciudad de San Luis - Missouri encontró un valor para n de 5 lo que nos da

$$Q = CA^{4/5} \text{ IS } 1/5 = CAI \sqrt[5]{\frac{S}{A}}$$

Si se separaran los exponentes de A y S.

$$Q = CA^{\frac{n-1}{n}} \text{ IS } \frac{1}{n} \text{ ó } Q = CAI \frac{S^{1/n}}{A^{1/n}} = CAI \sqrt[n]{\frac{S}{A}}$$

Haring encontró para la ciudad de New York en 1889 una fórmula -- con los siguientes valores:

$$n = 6.7 \text{ y } m = 3.7$$

$$Q = C i A^{\frac{6.7-1.0}{6.7}} S^{\frac{1}{3.7}} = C i A^{\frac{5.7}{6.7}} S^{\frac{1}{3.7}} = C i A^{\frac{S^{0.27}}{A^{\frac{1}{6.7}}}}$$

$$Q = C i A^{\frac{S^{0.27}}{A^{0.15}}} = C i A^{0.65} S^{0.27}$$

Todas las fórmulas anteriores son en síntesis semejantes a las fórmulas que se emplean para el cálculo de los caudales de avenidas. A continuación se presenta un resumen de dichas fórmulas y los lugares para donde fueron deducidas.

$Q = C i A$ x un factor que tome en cuenta las variaciones de G e i que se consideran constantes, este factor incluye la pendiente s en milésimos.

P E M A - No. 7

Autor	Lugar para la que fué deducida.	Fecha.	Factor	Fórmula	Ci	mm/hr. i
Hawkeley	Londres.	1857	$\sqrt{\frac{S}{iA}}$	$Q = Ci^{0.75} A^{0.75} S^{0.25}$	0.7	25
Burkli Ziegler.	Zurich.	1878	$\sqrt[4]{\frac{S}{A}}$	$Q = CiA^{0.75} S^{0.25}$	0.7-0.9	25-75
Adams.	Brooklyn.	1880	$\sqrt[2]{\frac{S}{i^2 A^2}}$	$Q = Ci^{0.833} A^{0.833} S^{0.833}$	0.837	25
Mc. Math	St. Louis.	1887	$\sqrt[5]{\frac{S}{A}}$	$Q = Ci A^{0.8} S^{0.2}$	0.75	
Herring.	New York.	1839		$Q = CiA^{0.85} S^{0.27}$	Ci = 25 a 45	
Parmley.	Cleveland.	1893	$\sqrt[6]{\frac{S^{1.5}}{A}}$	$Q = CiA^{0.333} S^{0.25}$	0.1	100
Gregory.	New York.	1907		$Q = CiA^{0.86} S^{0.186}$	Ci = 70 *	

* Para superficies impermeables



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

DEPARTAMENTO DE CURSOS INSTITUCIONALES

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
COORDINADION GENERAL DE ADMINISTRACION
DEPARTAMENTO DE RECURSOS HUMANOS

DRENAJE EN CARRETERAS

26-28 octubre de 1994

Oaxaca, Oax.

Determinación de las ecuaciones de intensidad

Ing. Jesús Manuel Albo Lara

MEMA No. 4

1.01.-

DETERMINACION DE LAS ECUACIONES DE INTENSIDAD.

Intensidad media durante el tiempo considerado.

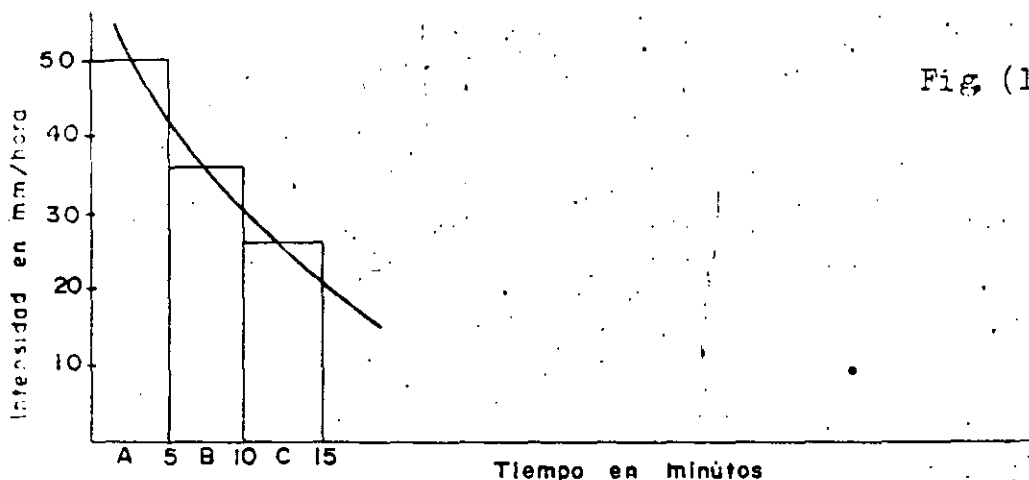


Fig (1)

$$i \text{ media} = \frac{i A + i B + i C}{t}$$

$$t = 15 \text{ minutos}$$

que concuerdan con el valor H/t .

1.02.-

DETERMINACION DE LA VARIACION DE LA INTENSIDAD.

Este es el resultado de una generalización del análisis numérico o gráfico.

Si tenemos un período suficientemente largo, con datos de la intensidad de las lluvias en mm/hora, la duración en minutos y el número de tormentas para cada caso, podemos hacer una gráfica con una familia de curvas de todas las intensidades.

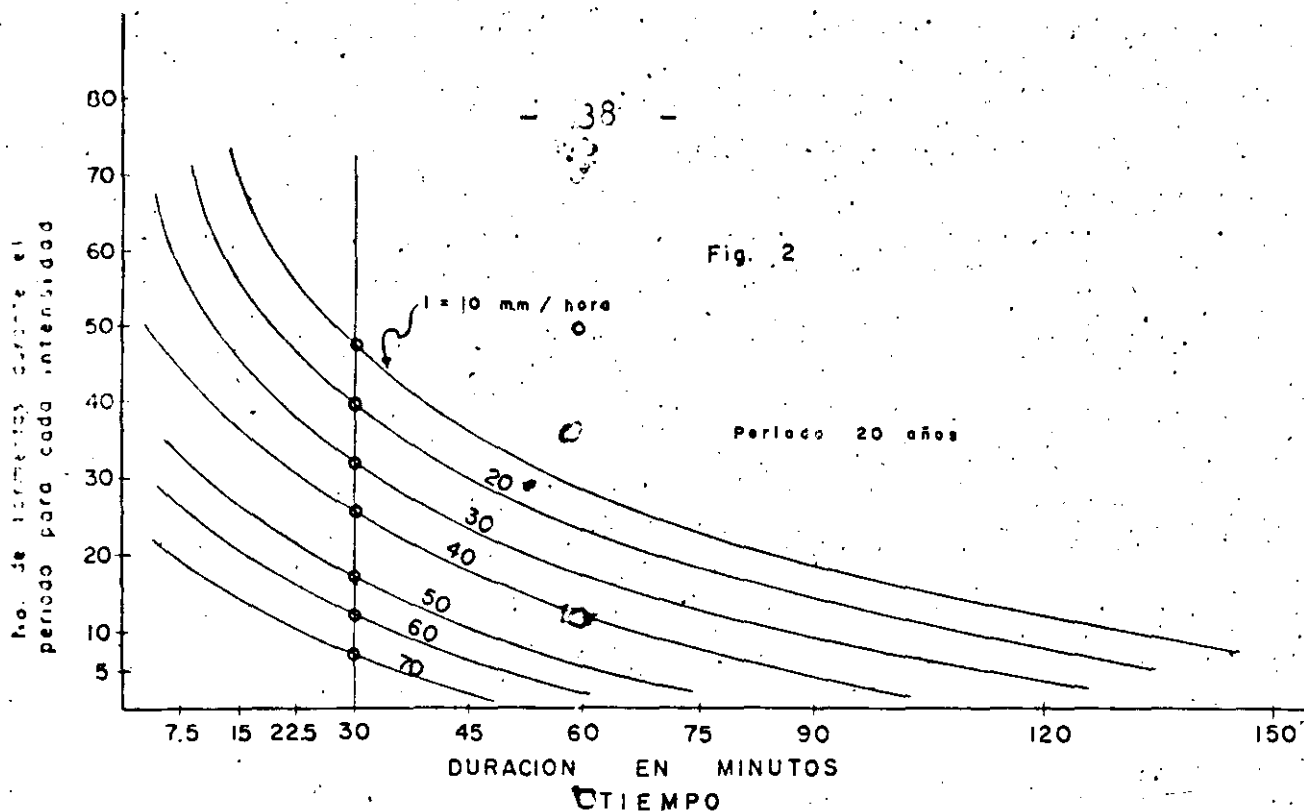


Fig. 2

De la gráfica anterior, podemos construir las siguientes tres gráficas con su respectiva familia de curvas.

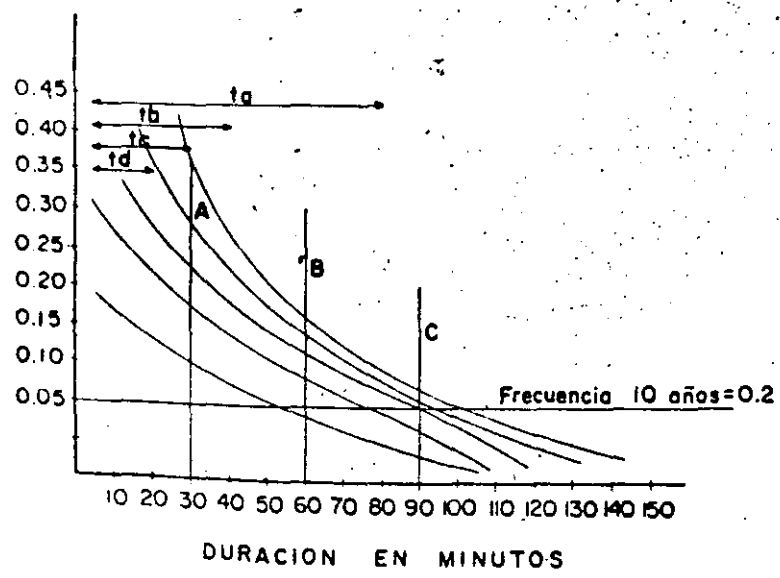
Fig. 3.

T = período en años.
 familia de curvas = Intensidad. en mm/hora.

$$f_1 = \frac{n_1}{T}$$

$$f_2 = \frac{n_2}{T}$$

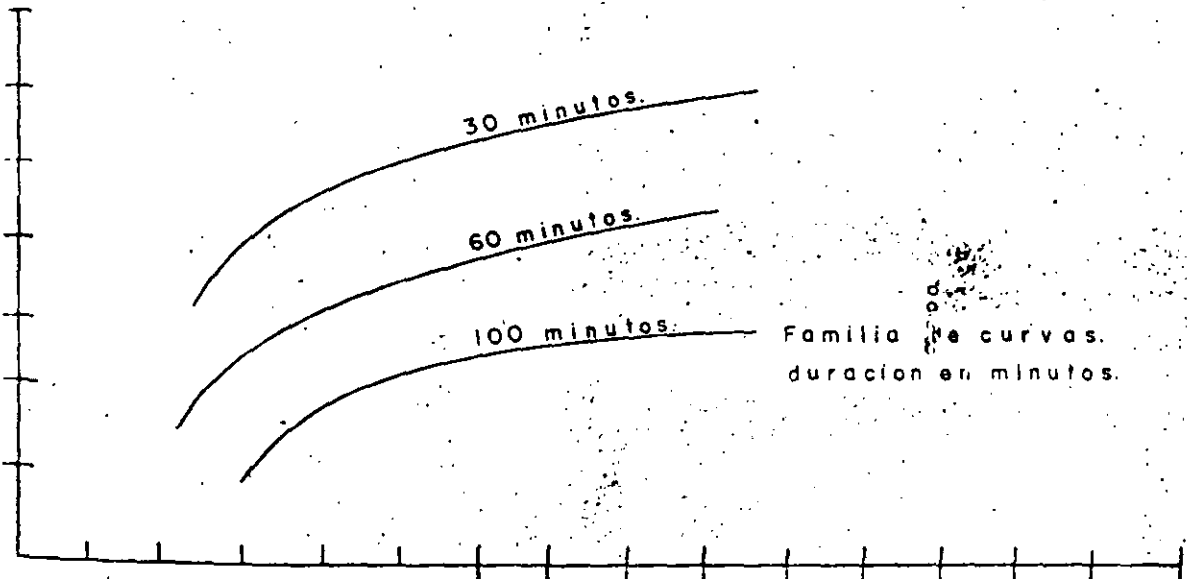
$$f_3 = \frac{n_3}{T}$$



SISTEMA DE UNIDADES SI

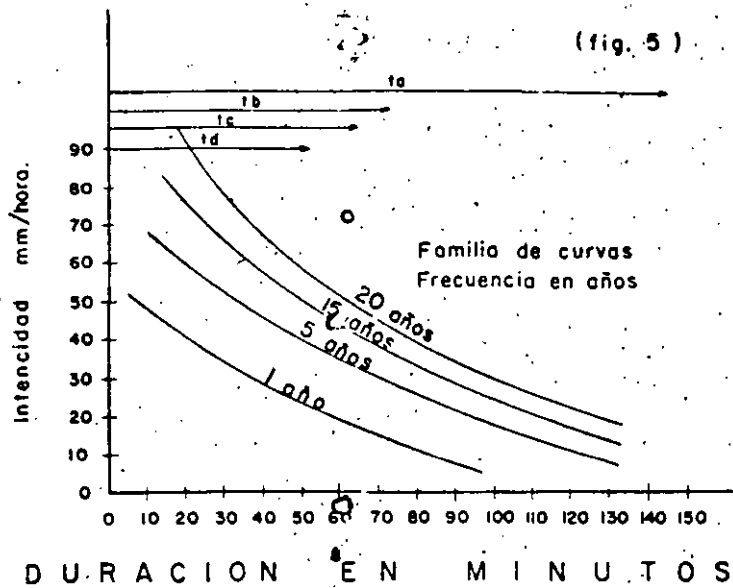
Interpolando en la duración deseada de la tormenta y cualquier frecuencia por año, obtenemos el diagrama siguiente de acuerdo con la intersección de las líneas de duración como A. A. B. B. C. y las curvas de intensidad.

Fig. 4.



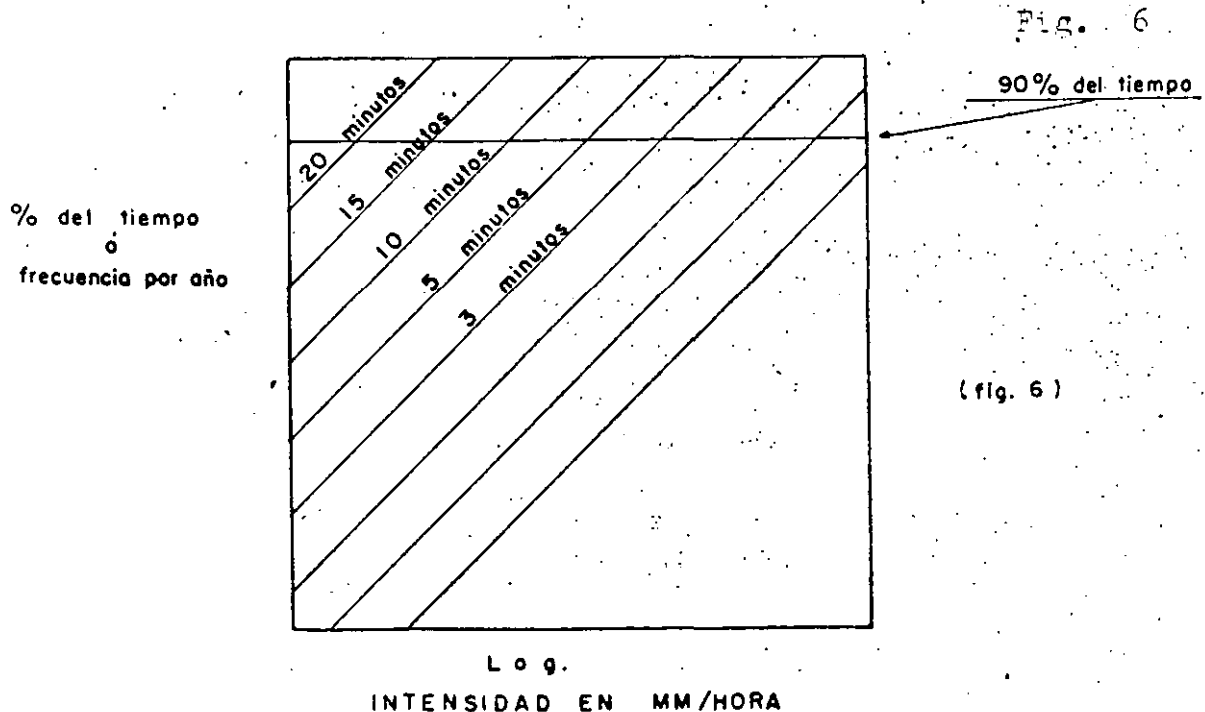
Familia de curvas.
duración en minutos.

Frecuencia: una en x años digase 1,2,3,5,10,20, etc. años.



Todo lo anterior sería un análisis gráfico de los aguaceros, pero también se puede hacer un análisis de probabilidades.

Supongamos que en un papel de probabilidades logarítmico ponemos en las ordenadas el % del tiempo o frecuencia de las tormentas por año y en las abscisas la intensidad en mm/hora tendremos una familia de líneas rectas de la duración de los aguaceros.



tomamos por ejemplo el 90% de los casos o tiempo, deberemos tomar los valores señalados con puntos.

4.03.-

DEDUCCION DE LA ECUACION GENERAL PARA LA INTENSIDAD DE
AGUACEROS DE UNA FRECUENCIA DADA .

Las ecuaciones que dan la variación de la intensidad, pueden generalizarse en las expresiones siguientes obtenidas del análisis gráfico o numérico con la correspondiente familia de curvas.

Ordenada

Abscisa

Familia de curvas.

Frecuencia por año.

Tiempo (minutos)

Intensidad mm. o cms/hr.

Intens. mm. o cms/

Frecuencia una en Duración minutos.

hr.

tantos años.

Intens. mm. o cms/

Tiempo min.

Frecuencia años.

hr.

$$i = \frac{a}{t \cdot n}$$

$$i = \frac{203.8}{t \cdot 0.5}$$

Metcalf y Eddy.

Boston.

$$i = \frac{17.8}{t \cdot 0.5}$$

J.L. Le Conte.

San Francisco.

$$i = \frac{63.8}{t \cdot 0.687}$$

Sherman.

Máximum para Boston.

$$i = \frac{45.7}{t \cdot 0.5}$$

Sherman.

Extraordinaria para Boston.

$$i = \frac{30.5}{t \cdot 0.6}$$

Webster.

Ordinaria para Filadelfia.

$$i = \frac{35.6}{t \cdot 0.5}$$

Metcalf y Eddy.

Luisville, Kentucky.

$$i = \frac{48}{t \cdot 0.5}$$

Metcalf y Eddy.

Nueva Orleans.

$$i = \frac{32}{t \cdot 0.5}$$

Barocio datos Ing. Gayol.

México, D.F.

$$i = \frac{a}{(t + b)^n}$$

$$i = \frac{142}{(t + 5) \cdot 0.85}$$

W. N. Horner.

San Luis Missouri 1910.

$$i = C + \frac{a}{t+b}$$

$$i = 0.392 + \frac{60.76}{t+2.15}$$

R. A.
Breckenridge

Spokane, Wa-
shington 1912

$$i = \frac{a}{t^n} (1+d \log T)$$

$$i = \frac{16.5}{t^{0.5}} (1+\log T)$$

Fair.

Boston.

En todas las ecuaciones anteriores.

i = Intensidad en cms/hora.

t = Duración en minutos.

T = Frecuencia en años.

4.04.-

OPERACIONES PARA LA REDUCCION DE LA FORMULA GENERAL DE LA INTENSIDAD DE AGUJEROS.

Vimos ya los diferentes tipos de fórmulas que expresan ecuaciones de una familia de curvas coordinadas como funciones del tiempo y de la frecuencia, pero podemos determinar la fórmula correspondiente para un caso particular con los datos provenientes de un registro y con la e tipo de fórmula que se estime más conveniente.

A.- Ecuación de la forma. $i = \frac{a}{t + b}$

De los datos numéricos o de la familia de curvas del diagrama (5) podemos encontrar la ecuación correspondiente que liga los valores.

Situamos los valores en una gráfica en papel aritmético cuya ordenada sean los recíprocos de las intensidades y la abscisa sea la duración en minutos.

Tomando recíprocos de la expresión $i = \frac{a}{t + b}$

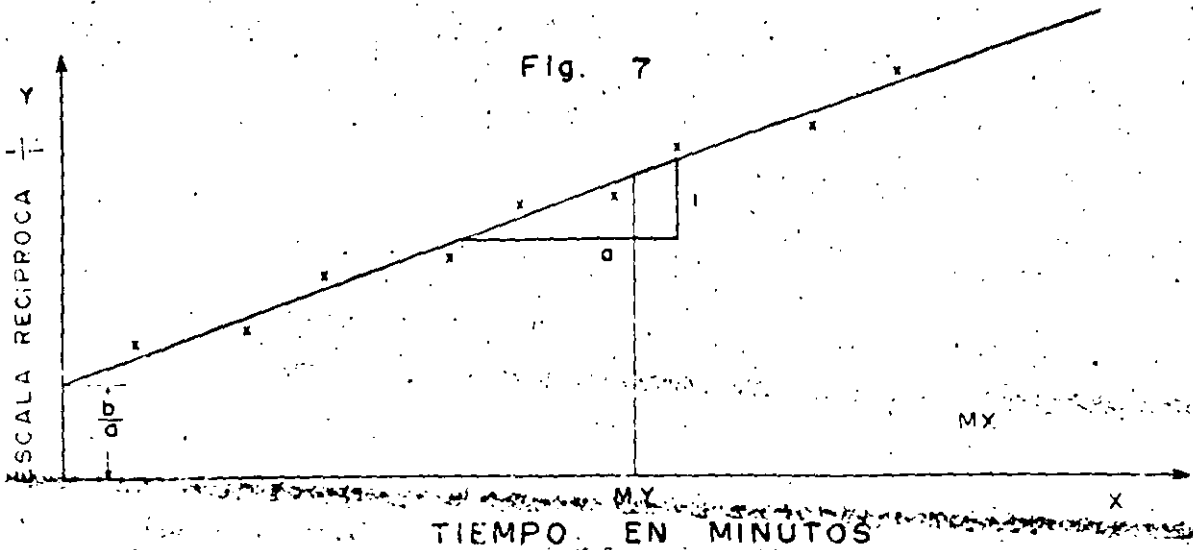
$$\frac{1}{i} = \frac{t + b}{a} = \frac{b}{a} + \frac{t}{a}$$

Expresión que tiene la forma general de la ecuación de la línea recta.

$$y = A + Bx$$

$$y = \frac{1}{i} \quad A = \frac{b}{a} \quad B = \frac{1}{a} = \text{Pendiente de la línea.}$$

Fig. 7



Se procura trazar la línea que mejor tome en cuenta todos los puntos dados. Esta línea forzosamente deberá pasar por el medio aritmético de los valores $\frac{1}{a}$ y el medio aritmético de los tiempos t , puesto que estos valores son los más probables. Tomando dos puntos de la línea tenemos que la pendiente es:

$$\frac{1}{a} = \frac{\frac{1}{t_2} - \frac{1}{t_1}}{t_2 - t_1}$$

Gráficamente podemos determinar los valores de a , b y t y encontrar la ecuación. Por supuesto que éste lo podemos hacer también empleando el método de los mínimos cuadrados.

4.05.-

ECUACIONES DE LA FORMA
GENERAL.

$$l = \frac{a}{t^b}$$

8.-

Tomando logaritmos.

$$\log i = \log a - n \log t$$

Colocamos los puntos correspondientes a los valores en el papel logarítmico.

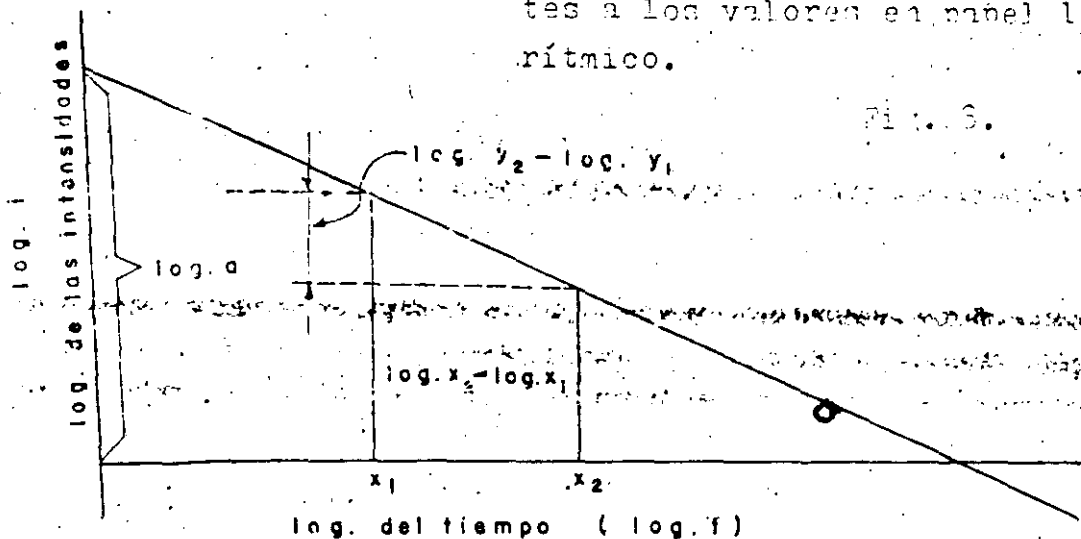


Fig. 6.

Para encontrar el valor de a , hacemos $t = 1$ y por lo tanto $\log t = 0$.
 $\therefore \log i = \log a$.

La pendiente de la línea recta es $= -n$ y por lo tanto si tomamos dos puntos.

$$\text{Pendiente} = -n = \frac{\log y_2 - \log y_1}{\log x_2 - \log x_1}$$

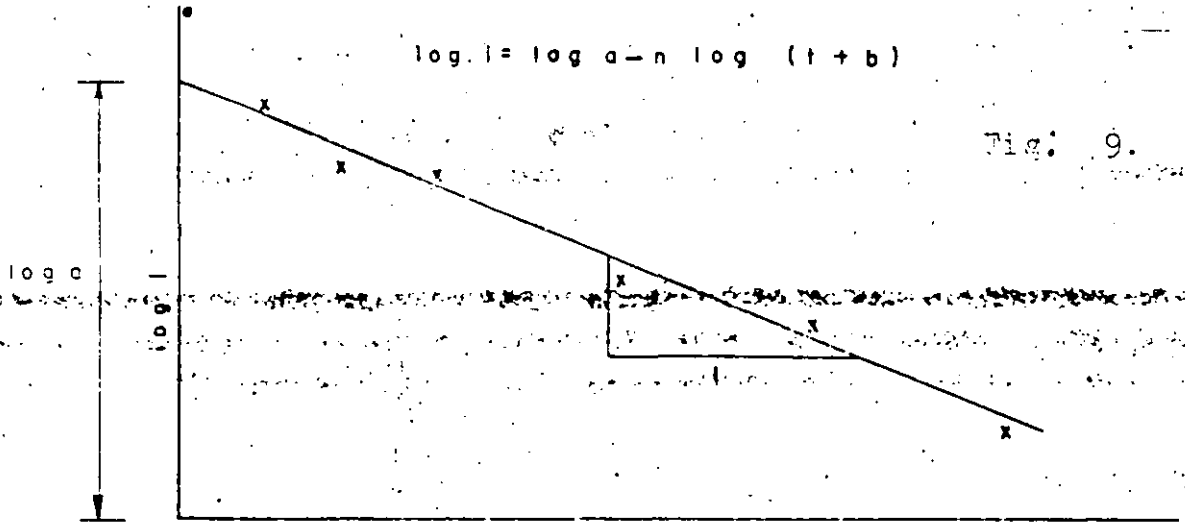
C.- ECUACION DE LA FORMA GENERAL.

$$i = \frac{a}{(t + b)^n}$$

Tomando los recíprocos.

$$\frac{1}{i} = \frac{(t + b)^n}{a}$$

y tomando los logaritmos, $\log \frac{1}{i} = n \log (t+b) - \log a$ ó bien tomamos los logaritmos de la forma directa.



podemos hacer tanteos con varios valores de b para trazar la mejor recta posible.

D.- Ecuación de la fórmula general.

$$i = C + \frac{a}{(t+b)} \quad \text{ó} \quad i - C = \frac{a}{(t+b)}$$

que es el primer tipo de ecuaciones.

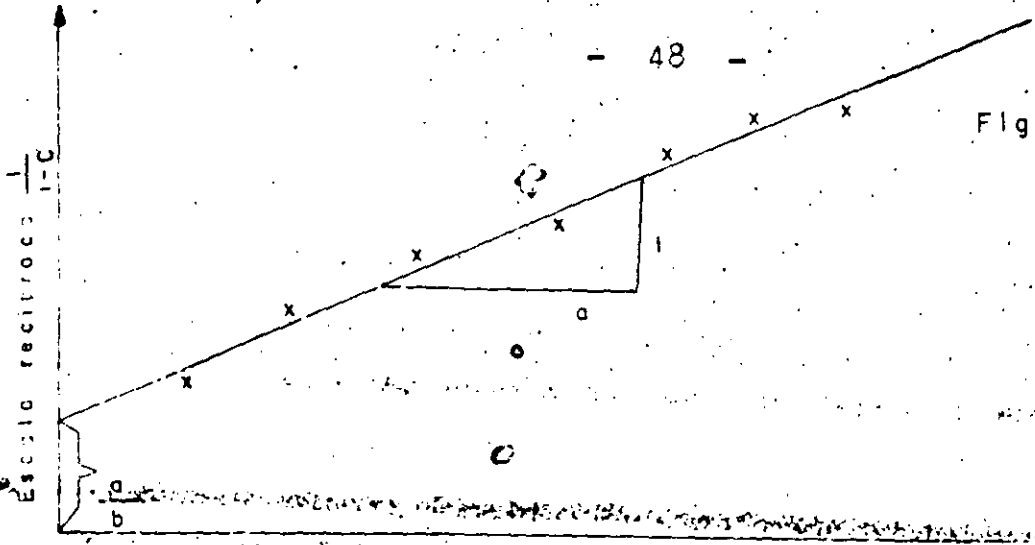
Considerando los recíprocos.

$$\frac{1}{i-C} = \frac{t+b}{a} = \frac{b}{a} + \frac{t}{a}$$

Haciendo tanteos con los valores de $i - C$ podemos encontrar los valores de

$$\frac{1}{a} \text{ y } \frac{b}{a}$$

Fig 10.



ESCALA NORMAL

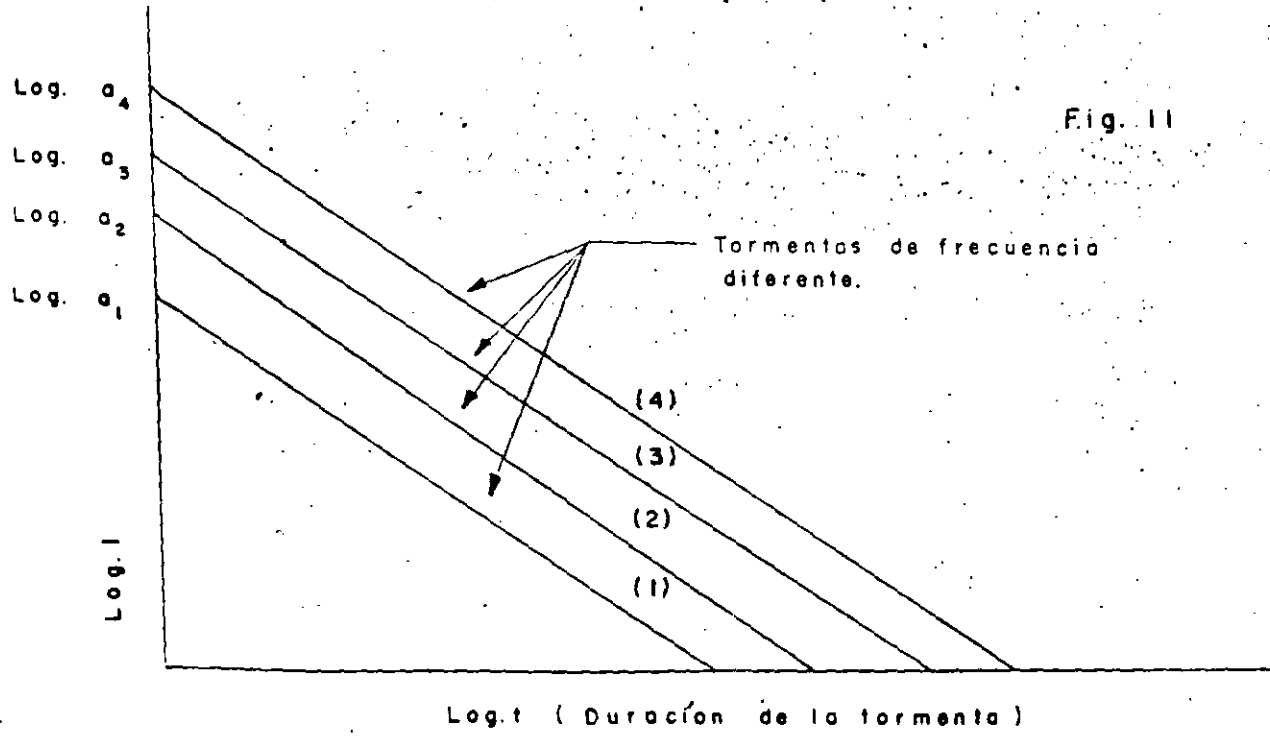
Tiempo (Duración de la Tormenta.)

3.- FORMA MAS GENERAL DE LA ECUACION QUE DA LAS VARIACIONES DE LA INTENSIDAD .

$$i = \frac{a}{t^n} (1 + d \log T) \text{ en la que}$$

i = Intensidad en cms/hora.
 d = Frecuencia en años.
 t = Duración de la tormenta.
 $a, d, \text{ y } n$ son constantes.

Fig. 11

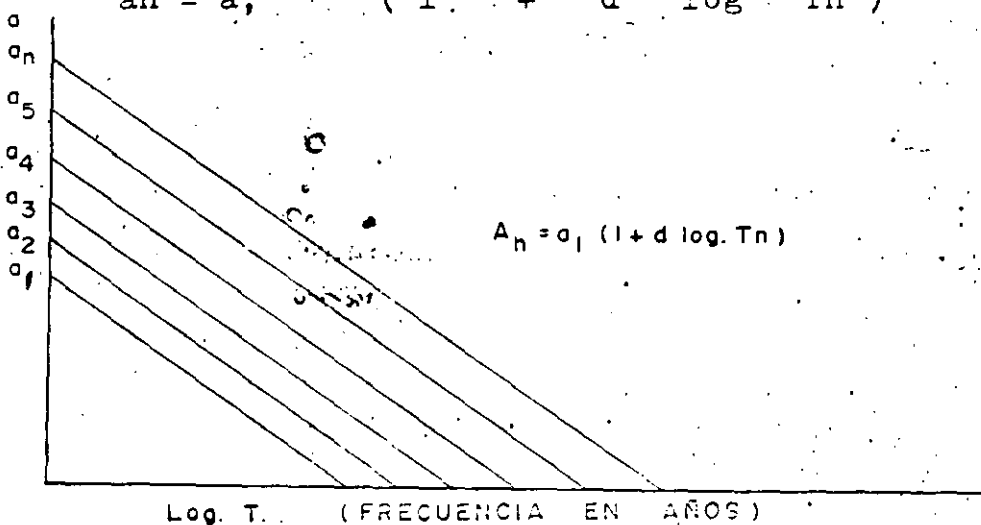


Log. t (Duración de la tormenta)

Esta es una familia de líneas rectas cada una de las cuales tiene una ecuación de la forma general $i = \frac{a}{t^n}$

Si las líneas son paralelas, n es constante y podemos encontrar las intersecciones de las líneas con el eje de la y haciendo $\log t = 0$ ó $\log t = 0$, éstos valores son los valores de $\log a_1, \log a_2$, etc.

Si construimos una gráfica con los valores de a y $\log T$ en papel semi-logarítmico, obtendremos una familia de líneas rectas con expresión $a_n = a_1 (1 + d \log T_n)$



La ecuación general de estas líneas rectas es:

$$i_1 = \frac{a_1}{t^n} (1 + d \log. T)$$

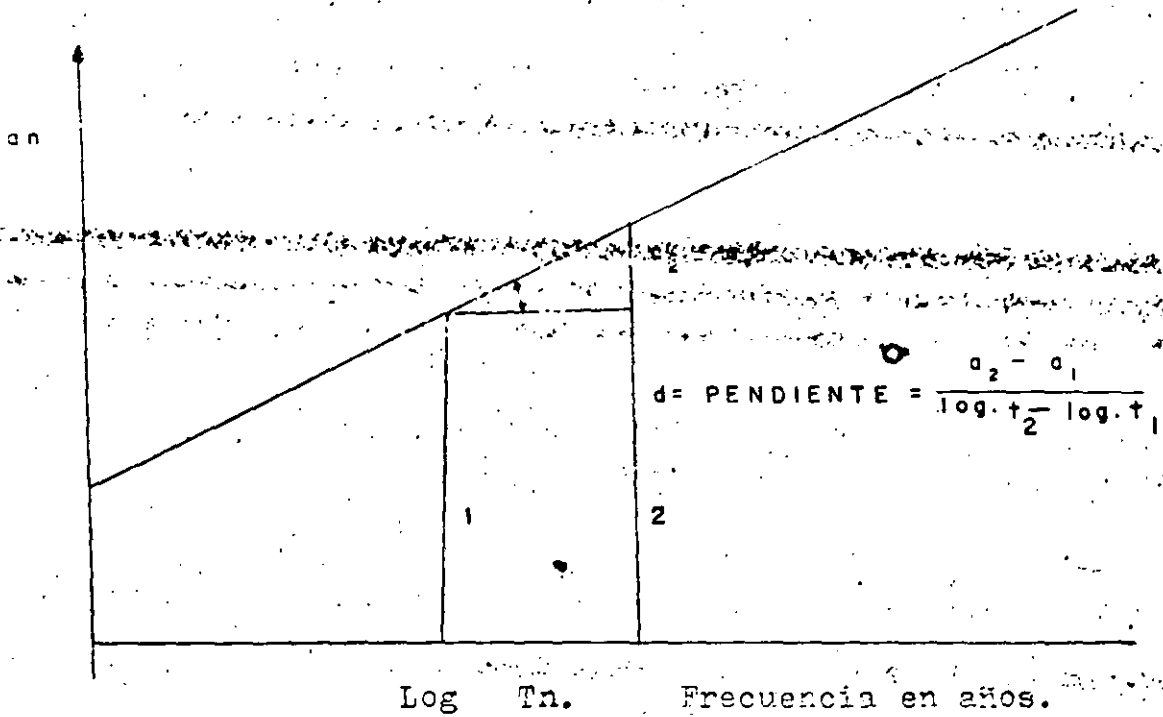
$$a_2 = a_1 (1 + d \log. T)$$

$$a_n = a_1 (1 + d \log. T)$$

$$a_n = a_1 + a_1 d \log T_n$$

De esta ecuación podemos encontrar el valor de a_1 $d =$ pen --

mente y haciendo la gráfica de esta última ecuación podemos determinar el valor de d.



Puede observarse que esta ecuación está completamente generalizada.

TEMA No. 5.

ESTIMACION DEL ESCURRIMIENTO CAUSADO POR LLUVIAS.

5.01.-

M E T O D O R A C I O N A L .

A.- Es axiomático que.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

DEPARTAMENTO DE CURSOS INSTITUCIONALES

**DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
COORDINACION GENERAL DE ADMINISTRACION
DEPARTAMENTO DE RECURSOS HUMANOS**

DRENAJE EN CARRETERAS

26-28 octubre de 1994
Oaxaca, Oax.

- Estimación del escurrimiento causado por lluvias -

Ing. Jesús Manuel Albo Lara

$Q = C i a$.

Q = Escurrimiento en m^3 /seg. o lts/seg.

C = Coeficiente de escurrimiento o de imbermeabilidad.

i = Intensidad de la lluvia en cas/hora o mm /hora.

a = Area en Hectáreas.

B.- El valor de a es determinado por medida directa del área tributaria. Se supone que el escurrimiento máximo ocurre cuando toda el área es tributaria. Esto no es necesariamente cierto.

C.- i es la intensidad de una tormenta local específica o tomada de una curva o ecuación: $i = f(t)$ función de t de acuerdo con los conceptos que se vieron en el tema anterior.

t = Tiempo de concentración = Tiempo de entrada a la coladera, más el tiempo de escurrimiento en la atarjea hasta el punto considerado.

El tiempo de entrada varía de 3 a 20 minutos, generalmente se toman 10 minutos para áreas comerciales y 20 minutos para zonas residenciales.

El tiempo de entrada depende de varios factores entre los principales se pueden contar los siguientes:

- 1.- Rugosidad de la superficie.
- 2.- Pendiente.
- 3.- Magnitud de la zona.
- 4.- Forma del área drenada.
- 5.- Método de drenaje superficial o sea (tipo de cunetas)

El tiempo de escurrimiento en las atarjeas se pueda determinar con precisión ya que envuelve concepto de hidráulica y depende por lo tanto de la longitud, diámetro, pendiente y coeficiente de rugosidad de la atarjea.

... determinada ordinariamente como la intensidad media de la lluvia --
... a duración igual al tiempo de concentración. En áreas muy --
... donde la intensidad no es necesariamente uniforme:

DETERMINACION DEL VALOR DE C

... la relación que existe entre el escurrimiento y la lluvia y por
... tanto sólo raras veces tiene un valor de la unidad.

... escurrimiento se reduce por evaporación, almacenamiento del agua
... en depresiones, permeabilidad de la zona (de aquí que al coeficiente
... de C se le llame a menudo coeficiente de impermeabilidad) y humedad
... de la superficie. Todos los factores antes mencionados varían con el
... tiempo de duración de la lluvia.

... C decrece más lentamente con el tiempo, (tiempo de concentra --
... ción) que $\frac{1}{p}$ aumenta con el tiempo, entonces entre más grande sea el
... área, mayor será el escurrimiento, la inversa también es cierta, es
... decir, que si C decrece más aprisa con el tiempo que " $\frac{1}{p}$ " aumenta,
... con el tiempo, entonces entre más grande sea el área, menor será el
... escurrimiento.

... en general se puede suponer C en dos formas:

- 1o. Que es constante.
- 2o. Que es variable con la duración de la lluvia.

... Se han hecho las siguientes generalizaciones.

- 1o. La debida a Horner.

$$C = 0.364 \log. t + 0.00420 p - 0.145$$

... En la que t = duración de la lluvia en minutos y p = % de impermea --
... bilidad.

para generalizaciones.

Gregory C = 0.175 $\frac{1}{t}$

Gregory derivó su fórmula de algunas medidas de escurrimiento efectuadas por Harriss en ciertos distritos de la Ciudad de New York y de registros de descargas de aguas de lluvia en los desagües de los colectores.

Los valores de C para superficies totalmente impermeables y para varios tiempos serían:

t	3	5	10	15	20	30	45	60	90	120	180	186
C	0.25	0.30	0.38	0.43	0.48	0.55	0.62	0.68	0.79	0.86	0.99	1.10

Podría sugiere la siguiente fórmula: $C = \frac{at}{b + t}$

Valores de a

Valores de b

- a = 1 (áreas impermeables) 8
- a = 0.5 (áreas semi-impermeables) 15
- a = 0.3 (áreas arenosas) 20

La duración de la tormenta tiene otro efecto sobre el escurrimiento que consiste en que si la duración de la tormenta que causa condiciones de gasto máximo, es menor que el tiempo requerido por el agua para escurrir del punto más distante del área drenada al punto en estudio o en donde se hacen las medidas del gasto, entonces la descarga máxima puede llegar antes de que toda el área drenada esté contribuyendo en el caudal.

Esta condición debe tomarse en cuenta solamente cuando se hagan diseños de alcantarillado para áreas muy grandes, o cuando se

medidas del escurrimiento en los colectores o drenes.

Existe cierto retardo en el escurrimiento, debido al tiempo que se requiere para llenar las cunetas y las atarjeas y tener la carga suficiente para transportar el agua en las atarjeas con la misma velocidad con que el agua cae en el área tributaria.

En el diseño de sistemas combinados de alcantarillado, es necesario considerar la capacidad de almacenamiento, pero si debe tomarse en cuenta cuando se efectúan mediciones del caudal y se comparan con los registros de lluvia.

Coeficiente de Distribución de la lluvia.

Los datos que existen respecto a la distribución de las lluvias en un área drenada, son muy pocos y no se los puede considerar como definitivos.

Los estudios de Marton indican que para áreas pequeñas, el coeficiente de distribución es prácticamente la unidad para áreas del orden de 400 hectáreas, tiene un valor de 0.95, para áreas del orden de 1000 hectáreas, el valor es de 0.90 y para áreas de 2000 hectáreas es 0.85 para duraciones de aguaceros de 60 minutos.

C O E F I C I E N T E D E R E T E N C I O N .

Este coeficiente toma en consideración las cantidades de agua necesarias para humedecer las superficies, la evaporación durante las tormentas y el agua almacenada en depresiones e irregularidades de la superficie considerada así como el agua absorbida en terrenos porosos y que por lo tanto no alcanza a llegar a las atarjeas.

Este coeficiente no es constante sino que varía de acuerdo con condiciones climáticas del lugar, así mismo varía con la duración de la lluvia siendo mucho menor al principio de la misma

que al final, en que llegara tener el valor de la unidad. En las relaciones que están creciendo, la extensión de las áreas inundadas y construídas, hace que el valor del coeficiente varíe por las anteriores razones, este coeficiente no tiene --
el objeto que el de establecer comparaciones entre dos zonas

COEFICIENTE DE RETARDO

Cuando la duración de la tormenta causa el gasto máximo y es menor que el tiempo necesario para provocarse el escurrimiento del agua del punto más distante del área considerada al -- punto en estudio, entonces la descarga máxima se producirá -- cuando menos del área total está contribuyendo a dar el caudal

Se llama coeficiente de retardo a la relación que existe entre el área que realmente está contribuyendo a producir el gasto -- máximo al área total.

Es evidente que si la precipitación continúa por un tiempo indefinido, el caudal máximo se producirá cuando el área total -- esté contribuyendo y después de un intervalo de tiempo a partir de la iniciación del aguacero necesario para establecer escurrimiento del punto más distante al punto en estudio, considerando como tiempo de escurrimiento.

Si el aguacero dura un tiempo corto y sobre todo si el área es de forma irregular, es posible que la descarga máxima se presente cuando sólo una fracción del área esté contribuyendo con agua de escurrimiento. Esta parte del área puede ser -- la mayor parte del área drenada y situada entre dos contornos (líneas equicronas) es decir, de igual tiempo de escurrimiento desde el punto en estudio, cuya distancia medida en tiempo sea igual a la duración del aguacero. Si esta distancia medida en tiempo, es igual al tiempo de concentración, la relación será igual a la unidad y por lo tanto no habrá retardo.

En problemas de diseño de alcantarillados pluviales, la descarga máxima procede de tormentas que tienen la suficiente duración para que el área total esté contribuyendo, en otras palabras, que tengan una duración igual al tiempo de concentración, pero lo tanto no se toma en cuenta el coeficiente de retardo.

Quando se trata de drenar áreas muy grandes, los cálculos de descarga se efectúan en un diseño preliminar, determinado, el área total que puede producir caudal en el punto de concentración para distintos tiempos menores que el tiempo de concentración.

La descarga debe calcularse para estos períodos más cortos usando la intensidad correspondiente y compararse los resultados con la descarga que se obtenga considerando el tiempo de concentración de toda el área.

VALORES DEL COEFICIENTE DE IMPERMEABILIDAD.

El coeficiente de impermeabilidad, es uno de los factores más importantes que contribuyen a establecer la diferencia de escurrimientos en distintas áreas drenadas.

Estos coeficientes se han establecido empíricamente y a la formación de él intervienen todos los factores anotados anteriormente por esta razón se le llama en algunas ocasiones coeficiente de escurrimiento.

Es muy difícil contar con información adecuada de las condiciones que prevalezcan al final del período de diseño de la obra que permitan aplicar este coeficiente; lo más que puede hacerse es estimar aproximadamente el porcentaje del área total que sea impermeable.

Por lo tanto, si se supone que en el futuro que el 15% del área estará cubierta con construcciones con un coeficiente de 0.95, 10% por pavimentos con un coeficiente de 0.90, 40% de parques,

coeficiente de 0.15 y 15% de prados con un coeficiente de 0.10 el coeficiente combinado para toda el área será de 0.4875 ó sea en números redondos de 0.50.

A continuación se presenta una tabla con los valores más aceptados de coeficientes de impermeabilidad para distintos tipos de condiciones de una área urbana drenada.

Cubiertas metálicas o teja vidriada	0.95
Cubiertas con teja ordinaria o impermeabilizante	0.90
Pavimentos asfálticos en buenas condiciones	0.85 a 0.90
Pavimentos de concreto	0.80 a 0.85
Empedrados (juntos pequeños)	0.75 a 0.80
Empedrados (juntos ordinarios)	0.40 a 0.50
Pavimentos de macadam	0.25 a 0.60
Superficies no pavimentadas	0.10 a 0.30
Parques y jardines	0.05 a 0.25

Considerando áreas en conjunto de una zona por drenar, se pueden fijar valores medios del coeficiente de escurrimiento o impermeabilidad para diseños que no requieran un ajuste preciso de este coeficiente y que dependen del carácter general de la zona.

Zonas comerciales y densamente construidas	0.70 a 0.90
Zonas adyacentes a las anteriores	0.50 a 0.70
Zonas residenciales con casas separadas	0.25 a 0.50
Zonas suburbanas no desarrolladas totalmente	0.11 a 0.25

DETERMINACION DE C POR MEDIO DEL ANALISIS

DE LAS ISOCRONAS

Quando se supone que C es variable, se deberá tomar un valor medio, calculado por el principio zonal del escurrimiento o análisis de contornos de tiempo o isocronas. La línea de las isocronas es aquella que conecta todos los puntos de los cuales el agua escurrirá al punto de salida en igual tiempo. Por lo tanto el agua que escurre de cualquier zona en cualquier momento proovendrá de la parte correspondiente de la tormenta mientras que el escurrimiento de las zonas inmediatas se derivará de la porción anterior o posterior de la tormenta.

Es indudable que las isocronas pueden ser muy irregulares, siendo afectadas por irregularidades de la superficie, por pendientes, localización de las entradas, pendiente y longitud de los drenes y otros factores.

Para fines prácticos se considera sin embargo únicamente y se estima que sea suficiente que el área drenada total se puede adaptar a una figura geométrica regular. Estas figuras generalmente son el cuadrado, el rectángulo, el triángulo o sector y las zonas son áreas de igual anchura, comprendidas entre arcos de círculos concéntricos que tiene por centro la salida.

Una área drenada que tuviera velocidades uniformes tanto de entrada como en los drenes, tendrá el coeficiente más bajo de escurrimiento si tuviera una forma aproximada de un sector de círculo con la salida en el centro.

Si consideramos una superficie, triangular con salida al centro del lado menor, también el coeficiente de escurrimiento es el de la razón de la superficie. Se puede explicar esto diciendo que si se vi...

El caso del cuadrado con salida al centro de uno de sus lados...

El caso del cuadrado con salida al centro de uno de sus lados...

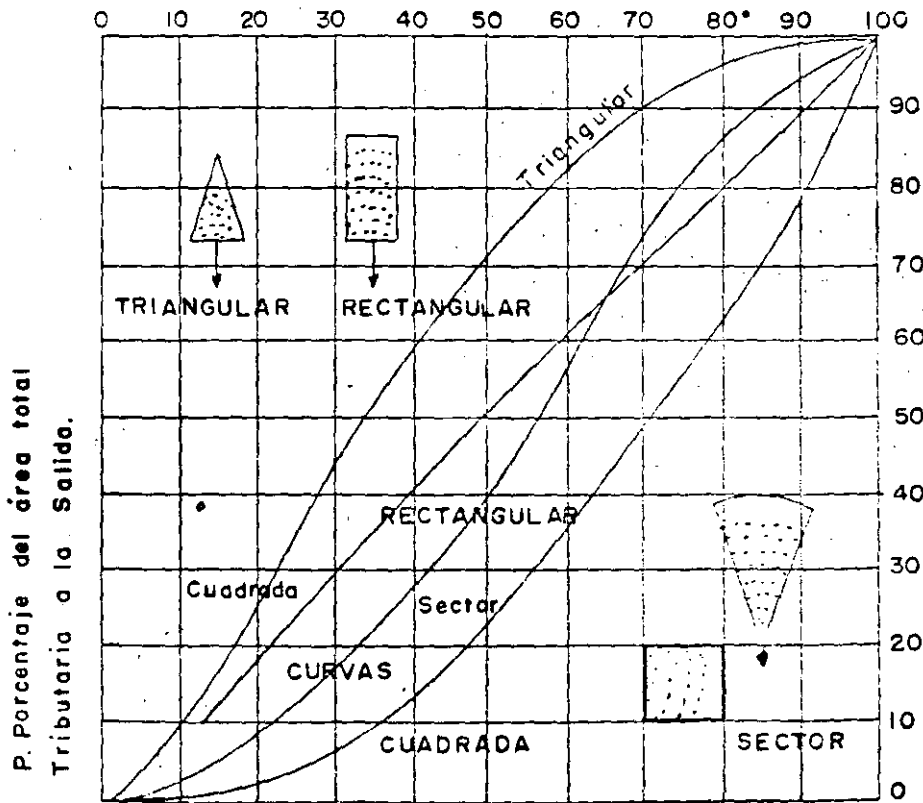


Fig. 1.

Porcentaje del tiempo total de escurrimiento a la salida.

Relación del área tributaria a la salida al tiempo de escurrimiento para superficies geométricas regulares y con velocidad constante.

En la Fig. (1.1) puede verse la relación entre el porcentaje

de las áreas tributarias y el tiempo de salida para las formas

rectangulares, triangulares y circulares. Los coeficientes de escurrimiento, dependiendo de los tiempos relativos de escurrimiento de diferentes porciones a la salida.

La mayoría de las áreas con que tratamos en la realidad en el diseño de alcantarillados pluviales, se asemejan a rectángulos en la forma efectiva.

Los coeficientes básicos de escurrimiento o impermeabilidad deben elegirse de acuerdo con resultados de la experiencia o empleando alguna de las fórmulas, teniendo especial cuidado de tomar en cuenta las características y desarrollo de la zona.

A continuación se da una tabla devida a Hornor con los coeficientes de escurrimiento básicos basados en la experiencia y medida directa del escurrimiento y se han usado en varias poblaciones americanas de los E. U.

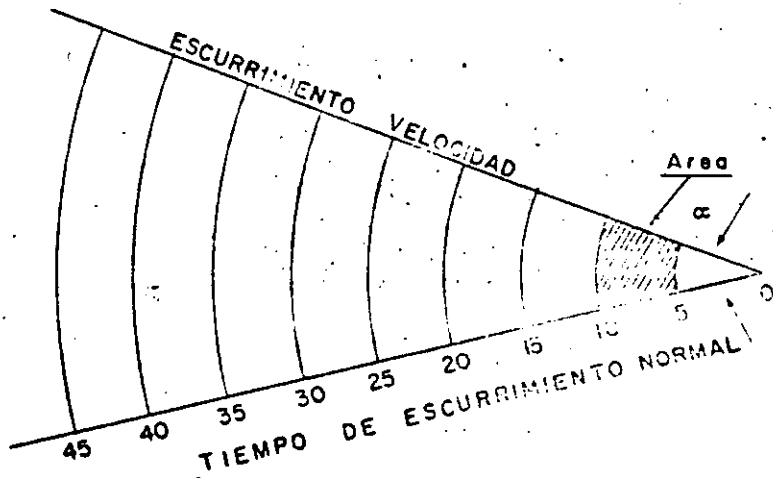
La experiencia indica que los coeficientes para superficies impermeables dan resultados bastante aproximados en tanto que para las superficies permeables se aplican solamente en suelos compactos ya que en suelos arenosos deben tomarse valores menores.

las distintas zonas en las cuales los coeficientes decrecen progresivamente de 0.80 a 0.50 a medida que el tiempo de concentración aumenta.

El valor medio del coeficiente de escurrimiento para cualquier zona se obtiene por el tanteo de la distribución relativa de las áreas y de la contribución efectiva de las áreas permeables y impermeables que existan en cada zona y estas condiciones pueden variar considerablemente.

Partiendo de ciertos coeficientes básicos para áreas elementales, se pueden obtener coeficientes medios de escurrimiento empleando al escurrir de zonas entre isocronas, para cualquier área de forma regular es muy simple.

A continuación se presenta un ejemplo de como determinar el coeficiente medio C por el análisis de curvas isocronas para una superficie en forma de sector circular.



En el área anterior tenemos las siguientes relaciones geométricas para la zona indicada.

$$\text{Radio} = t \cdot v = \text{tiempo} \times \text{velocidad}$$

$$\text{Area} = \frac{\pi \cdot \alpha}{360} (10^2 v^2 - 5^2 v^2) = k (10^2 - 5^2)$$

puesto que se supone una velocidad de escurrimiento uniforme

Ejemplos:

$$C = \frac{\sum C_a}{\sum a} = \frac{0.10}{15} = 0.0067$$

$$C = \frac{0.50}{25} = 0.02$$

$$\Sigma C_a = 6.0 \quad \Sigma a = 25 \quad \Sigma C_a = 6.50$$

Tomemos el ejemplo del sector circular, consideremos un tiempo de concentración de 45 minutos.

Zona	Duración lluvia minutos	C	a	C _a
5	40 - 45	0.45	25 K	11.3 K
10	35 - 40	0.433	75 K	32.5 K
15	30 - 35	0.417	125 K	52.1 K
20	25 - 30	0.400	175 K	70.0 K
25	20 - 25	0.375	225 K	84.4 K
30	15 - 20	0.350	275 K	96.2 K
35	10 - 15	0.300	325 K	97.5 K
40	5 - 10	0.200	375 K	75.0 K
45	0 - 5	0.100	425 K	42.5 K
			2025 K	561.5 K

El coeficiente medio de escurrimiento será :

$$C = \frac{\Sigma C_a}{\Sigma a} = \frac{561.5 \text{ K}}{2025 \text{ K}} = 0.277$$



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

DEPARTAMENTO DE CURSOS INSTITUCIONALES

**DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
COORDINACION GENERAL DE ADMINISTRACION
DEPARTAMENTO DE RECURSOS HUMANOS**

DRENAJE EN CARRETERAS

26-28 octubre de 1994
Oaxaca, Oax.

- Determinación de los caudales de aportación de aguas pluviales -

Ing. Jesús Manuel Albo Lara

HIDRAULICA DEL ALCANTARILLADO

EL ESCURRIMIENTO CRITICO.

12.01.-

ENERGIA ESPECIFICA Y ENERGIA TOTAL.

Se llama energía específica de escurrimiento en una sección cualquiera de un canal a la suma de la energía potencial y cinética de las partículas del agua en la misma sección, cuando se toma como plano de comparación el horizontal que pasa por la base de la sección.

Cuando se toma como base un plano cualquiera situado abajo del fondo de la sección, se le añadirá la carga de altura obteniéndose en esta forma la energía total.

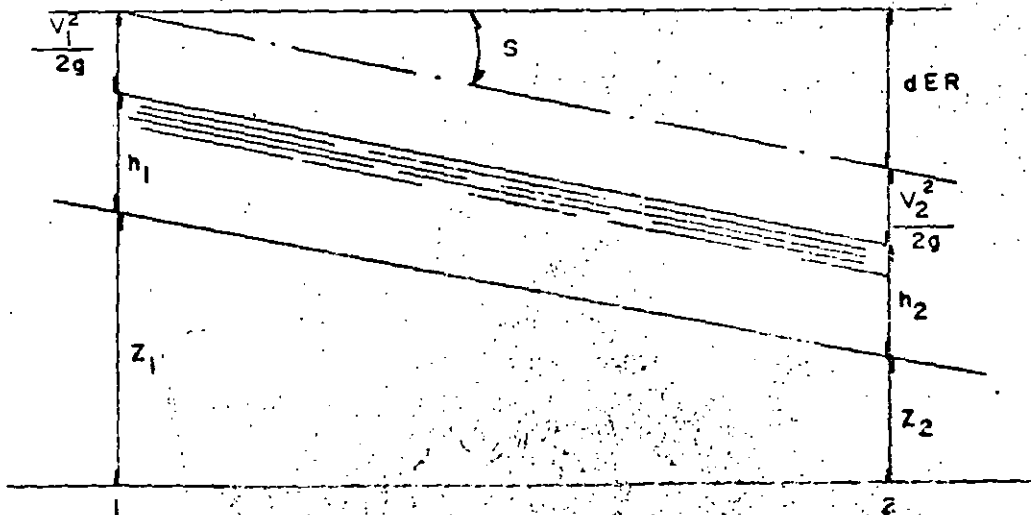


FIG. 1.

Refiriéndonos a la fig. 1, la energía total disponible por unidad de peso del líquido.

$$E = z_1 + h_1 + \frac{v_1^2}{2g}$$

$$E_2 = z_2 + h_2 + \frac{v_2^2}{2g}$$

La energía disipada entre las secciones 1 y 2 a causa de las resistencias hidráulicas, será $E_1 - E_2 = dER = Sdx$

En movimiento uniforme $h_1 = h_2$; $v_1 = v_2$.

$$\frac{dE}{dx} = S \quad \text{lo cual significa que}$$

en unidades métricas, S mide el trabajo en Kgm. del agua al recorrer un mt. Por lo tanto la potencia (trabajo por unidad de tiempo) necesaria para el escurrimiento Q a lo largo de un recorrido, lo será $N = W Q S L$ siendo W = peso específico del líquido y $SL = h$.

Si referimos el escurrimiento al plano del fondo para cada sección, la energía específica será $E_s = h + \frac{v^2}{2g}$ que indica por lo tanto, la distancia entre el plano de energía total y el fondo del canal.

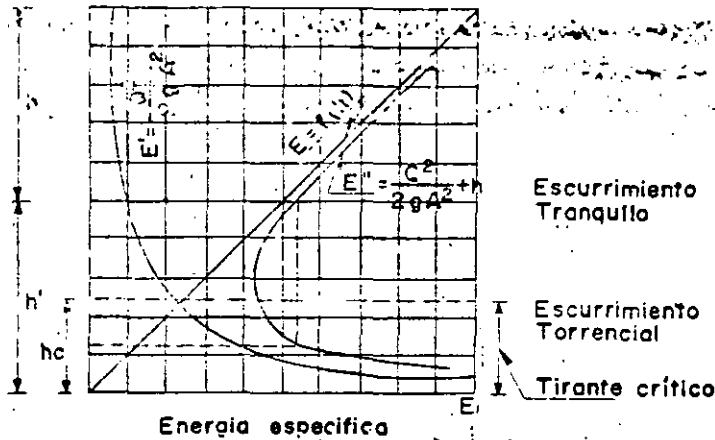
Evidentemente para un caudal constante $E = f(h)$ y dentro del régimen uniforme, las variaciones de h deben suponerse provocadas por modificación de la pendiente S, o por cambio de la rugosidad y por lo tanto de C.

Para un determinado caudal Q puede escribirse sustituyendo el valor de v por Q/A .

$$E = h + \frac{Q^2}{2g A^2}$$

Para obtener el gráfico de la función anterior, procederemos por tanteos.

La ecuación $E = f(h)$ evidentemente estaría representada por una parábola.



La función $E' = \frac{C^2}{2gA^3}$ estaría representada por una hipérbola asíntota al eje de las h y al eje de las E (energía específica).

La energía específica, sería la suma en las abscisas de las dos funciones y nos daría la curva de la energía específica del escurrimiento como se muestra en la gráfica.

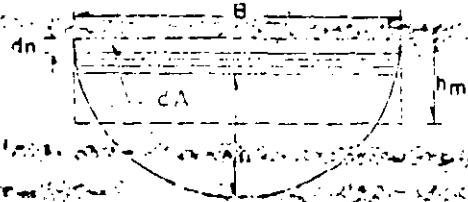
El valor de E pasa por un mínimo para un cierto valor de h - denominado tirante crítico, el cual depende exclusivamente de las características geométricas de la sección, pudiendo considerarse como un parámetro de las mismas.

El tirante crítico divide a todas la formas de escurrimiento de un mismo caudal Q en dos grupos bien diferenciados, y se puede observar que a un mismo contenido de energía corresponden dos tirantes h y h_1 que se llaman tirantes conjugados.

12.02.-

ANÁLISIS DE SECCIONES

Consideremos una sección de un canal de un tipo cualquiera.
 h = altura de la lámina de agua.
 E = Energía específica de la lámina de agua.
 h_m = Profundidad real de la lámina.
 A = Área de la sección.



$E = h + \frac{Q^2}{2gA^2}$ para encontrar el mínimo de la función derivamos con respecto a h , e igualamos a cero.

$$\frac{dE}{dh} = 0; \quad \frac{dE}{dh} = 1 - \frac{4 Q^2 A g}{4 C g^2 A^4} \frac{dA}{dh}$$

$\frac{dA}{dh} = B$; dA es el incremento del área debida a un incremento de la profundidad dh ; $dA = B dh$

por lo tanto $\frac{dE}{dh} = 1 - \frac{Q^2 B}{gA^3} = 0$

$$\frac{Q^2 B}{gA^3} = 1 \quad \therefore \quad gA^3 = Q^2 B \quad \text{ó} \quad \frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{B} \quad (1)$$

Es decir que el tirante crítico que hace mínima la energía específica en una sección dada para un caudal fijo Q es aquel para el cual la relación A^3/B dependiente exclusivamente de la profundidad h se hace igual Q^2/g

$\frac{Q^2}{g} = \frac{Q^2}{v_{cr}^2 B}$
 $v_{cr} = \sqrt{\frac{g h_c}{3}}$

en la cual h_c es la profundidad media de la sección rectangular.

La expresión (3) puede escribirse.

$$v_{cr} = \frac{\sqrt{\frac{g h_c}{3}}}{1} = \frac{\sqrt{g h_c}}{\sqrt{3}}$$

velocidad de la sección
 ancho de la lámina

De la ecuación (3) $\frac{v_{cr}^2}{2g} = \frac{A}{2B}$ o sea que la carga de velocidad = $\frac{1}{2}$ la profundidad de escurrimiento crítico.

Si $\frac{v_{cr}^2}{2g} > \frac{1}{2}$ la profundidad media, el escurrimiento es subcrítico.

3.- SECCION RECTANGULAR

$$E = h + \frac{Q^2}{2gA^3}; \text{ pero si } A = bx$$

$$E = h + \frac{Q^2}{2gb^2h^3} \quad (1) \quad \underline{b = \text{ancho de la sección}}$$

diferenciando e igualando a cero.

$$\frac{dE}{dh} = 1 - \frac{Q^2}{g b^2 h^3} = 0 \Rightarrow 1 - \frac{Q^2}{g b^2 h^3} = 0$$

$$1 - \frac{Q^2}{g b^2 h^3} = 0 \Rightarrow \frac{Q^2}{g b^2 h^3} = 1 \Rightarrow Q^2 = g b^2 h^3 \Rightarrow h c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}}$$

$$h = 0, 81 h_c = 0, 468 \left(\frac{Q}{g b^2}\right)^{2/3}$$

$$1 - \frac{v^2}{g h} = - \frac{dE}{dh} \Rightarrow v_c = \sqrt{g h_c} \quad (4)$$

La ecuación (1) podemos escribirla

$$E = h + \frac{Q^2}{2 g b^2 h^2} \Rightarrow h^3 - E_s h^2 + \frac{Q^2}{2 g b^2} = 0$$

Esta es una ecuación cúbica que tendrá tres raíces, 2 positivas y una imaginaria.

Las raíces positivas corresponden a dos profundidades conjugadas; considerando $b = 1$.

$$Q = \sqrt{2 g (E_s h^2 - h^3)} \quad Q^2 = 2 g (E_s h^2 - h^3) \quad (5)$$

empleando la variable u para hacer la diferenciación.

$$\frac{dQ}{du} \cdot \frac{du}{dh} = \sqrt{2g} \cdot \frac{1}{2} \frac{2E_s h - 3h^2}{(E_s h^2 - h^3)^{1/2}} = 0$$

$$\frac{dQ^2}{dh} = 4Q^2/h - 16g'h^2 = 0$$

$$Q^2/h = 4g'h^2$$

$$Q = \frac{2}{3} E_s \quad (6)$$

Por lo tanto este valor de h hace a Q el mínimo para un C dado, lo que significa que en los canales rectangulares la cantidad crítica vale $2/3$ de la energía específica y la altura de velocidad es la mitad del tirante correspondiente.

La pendiente crítica se obtiene combinando la de Chezy con la (4).

Fórmula de Chezy $v = C \sqrt{RS}$

$$S = \frac{v^2}{C^2 R}; \quad v_c = \sqrt{gh_c}; \quad v_c^2 = gh_c$$

$$Q = bh_c \sqrt{gh_c} \quad \therefore S = \frac{g h_c}{C^2 R_c}$$

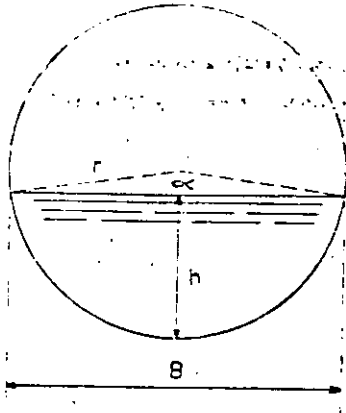
La ecuación 4 puede emplearse para determinar las condiciones de escurrimiento en un canal dado.

- a.- Si la velocidad es igual a $\sqrt{gh_c}$ el escurrimiento es crítico.
- b.- Si la velocidad es menor que $\sqrt{gh_c}$ el escurrimiento es tranquilo.
- c.- Si la velocidad es mayor que $\sqrt{gh_c}$ el escurrimiento es torrencial o rápido.

C.- SECCION CIRCULAR.

Se pueden aplicar los mismos principios que se emplearon para -

... factores circulares, el cálculo es más complicado porque sus secciones...



... El área de la sección mojada vale:

El área de la sección mojada vale:

$$A = r^2 \left(\frac{\alpha}{2} - \frac{1}{2} \text{sen} \alpha \right) \quad (1)$$

y el ancho en la superficie,

$$B = 2r \text{ sen} \frac{\alpha}{2}$$

El gasto crítico será:

$Q = AV$ siendo V como ya vimos al hablar de la generalización.

$$V = \frac{Ag}{1B}$$

$$\therefore Q = r^2 \left(\frac{\alpha}{2} - \frac{1}{2} \text{sen} \alpha \right) \sqrt[5]{g \frac{(\frac{\alpha}{2} - \frac{1}{2} \text{sen} \alpha)}{2 \text{sen} \frac{\alpha}{2}}}$$

si dividimos la ecuación por $r^{5/2}$ tenemos = $\frac{Q}{r^{5/2}} = \left(\frac{\alpha}{2} - \frac{1}{2} \text{sen} \alpha \right) \sqrt[5]{\frac{g}{2 \text{sen} \frac{\alpha}{2}}}$

podemos determinar los valores de la función $Q/r^{5/2}$ y poder en esta forma obtener todos los datos hidráulicos de la sección.

En la tabla siguiente se muestran los valores tabulados para distintas relaciones de profundidad.

La tabla contiene las relaciones:

$$\frac{h}{r}, \frac{A}{r^2}, \frac{B}{r}, \frac{A}{rB}, \frac{R}{r}, \frac{V}{r}, \frac{Q}{r^{5/2}}$$

en la que h es la profundidad, r el radio del conducto. A el Q el caudal, B el ancho de la sección crítica en su punto crítico. El radio hidráulico R de la velocidad crítica v_c y el gasto Q .

Para usar la tabla, se parte del gasto, se divide en 57.2 y con el mismo renglón se obtiene los demás valores.

La profundidad crítica se obtiene mediante la expresión.

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB^2}}$$

La velocidad crítica

$$v_c = \sqrt{\frac{4g}{B}}$$

La pendiente crítica se obtiene combinando la anterior con la de Chezy.

$$v = C\sqrt{RS} \quad ; \quad S = \frac{v^2}{C^2R}$$

$$S = \frac{\frac{A_{cr}g}{B_{cr}}}{C_{cr}^2 R_{cr}} = \frac{A_{cr}g}{B_{cr} C_{cr}^2 R_{cr}}$$

TABLA No. 3

CONDUCTOS CIRCULARES.

ELEMENTOS PARA EL CALCULO DE ALTURAS CRITICAS.

$\frac{V}{\sqrt{gD}}$	$\frac{A}{B}$	$\frac{R}{r}$	$\frac{A}{B}$	$\frac{R}{r}$	$\frac{V_c}{r}$	$\frac{Q}{r^{5/2}}$
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000		
0,05	0,0209	0,624	0,0335			
0,10	0,0578	0,872	0,0663	0,025	0,905	0,047
0,15	0,1070	1,052	0,1039			
0,20	0,1635	1,200	0,136	0,127	1,151	0,188
0,25	0,2267	1,320	0,172			
0,30	0,2955	1,428	0,207	0,187	1,424	0,421
0,35	0,370	1,518	0,244			
0,40	0,447	1,600	0,2795	0,241	1,655	0,789
0,45	0,529	1,666	0,317			
0,50	0,614	1,732	0,354	0,293	1,862	1,143
0,55	0,702	1,785	0,393			
0,60	0,794	1,838	0,432	0,342	2,057	1,633
0,65	0,885	1,873	0,472			
0,70	0,980	1,905	0,5135	0,387	2,243	2,198
0,75	1,075	1,936	0,556			
0,80	1,173	1,960	0,599	0,429	2,423	2,842
0,85	1,272	1,976	0,646			
0,90	1,371	1,990	0,690	0,468	2,602	3,561
0,95	1,471	1,996	0,738			
1,00	1,571	2,000	0,7855	0,500	2,773	4,356
1,05	1,671	1,996	0,838			
1,10	1,771	1,990	0,891	0,530	2,955	5,233
1,15	1,870	1,976	0,946			
1,20	1,969	1,960	1,003	0,550	3,135	6,173
1,25	2,067	1,936	1,070			
1,30	2,162	1,908	1,133	0,576	3,322	7,182
1,35	2,257	1,873	1,202			
1,40	2,349	1,838	1,279	0,593	3,541	8,318
1,45	2,449	1,785	1,372			
1,50	2,528	1,732	1,456	0,603	3,780	9,556
1,55	2,613	1,668	1,568			
1,60	2,694	1,600	1,663	0,608	4,061	10,940
1,65	2,773	1,518	1,826			
1,70	2,846	1,428	1,996	0,608	4,423	12,588
1,75	2,915	1,320	2,210			
1,80	2,978	1,200	2,480	0,597	4,930	14,682
1,85	3,035	1,052	2,883			
1,90	3,083	0,872	3,550	0,593	5,900	18,190
1,95	3,121	0,624	5,015			
1,975	3,132	0,444	7,05			
1,99	3,140	0,282	11,11			
2,00	3,142	0,000		0,500	10,433	32,760

MEMORIA No. 13.

MECÁNICA DE LOS ALCANTRILLADOS.

13.01.-

CONDUCTOS PARCIALMENTE LLENOS.

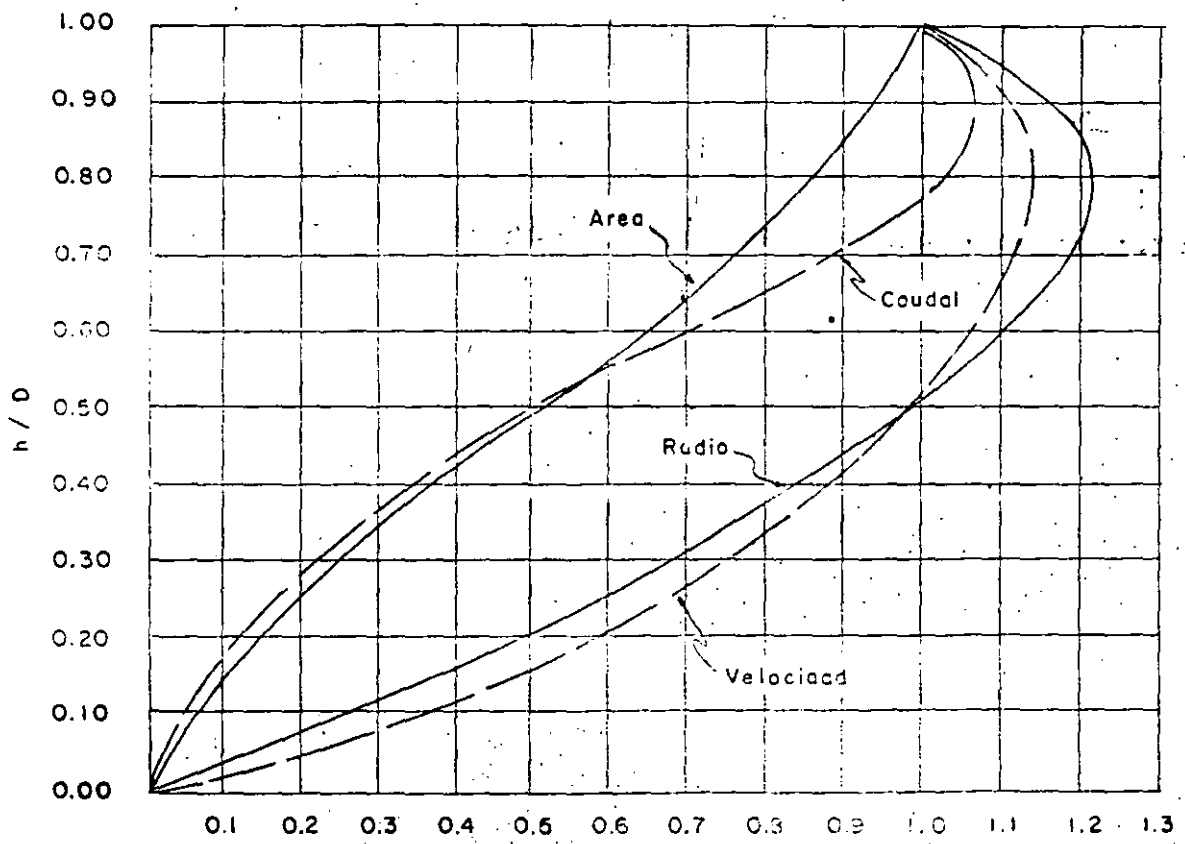
En muchos problemas relacionados con el diseño de alcantarillados, es necesario conocer el gasto y la velocidad cuando los conductos están parcialmente llenos. Las relaciones entre los elementos hidráulicos para escurrimientos a tupe lleno o a diferentes profundidades, pueden presentarse en forma de tablas o gráficas que faciliten los cálculos.

13.02.-

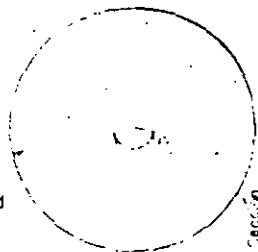
C O N D U C T O S C I R C U L A R E S .

A continuación tenemos una gráfica y una tabla con las relaciones de los elementos hidráulicos en conductos circulares para calcularlos a régimen parcialmente lleno.

RELACION DE LOS ELEMENTOS HIDRAULICOS CORRESPONDIENTES A UNA ALTURA DE AGUA A LOS DE LA SECCION LLENA



RELACIONES HIDRAULICAS DE UN CONDUCTO CIRCULAR



Sección
Excentricamente
Llena

$$\frac{a}{A} = \frac{\theta}{360} - \frac{\text{sen } \theta}{2\pi R}$$

Relación de áreas.

$$\frac{r}{R} = 1 - \frac{360 \text{ sen } \theta}{2\pi \theta}$$

Relación de radios
Hidráulicos

$$\frac{v}{V} = \left(\frac{r}{R}\right)^{2/3} \text{ para } n=N \text{ y } s=S$$

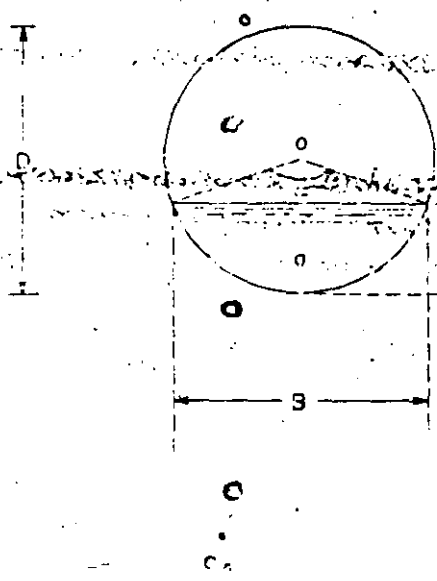
Relación de velocidades.

$$\frac{Q}{C} = \frac{a}{A} \left(\frac{r}{R}\right)^{2/3} \text{ para } n=N \text{ y } s=S$$

Relación de gastos

d/D	a/A	r/R	v/V	q/Q	d/D	a/A	r/R	v/V	q/Q
0.01	0.0019	0.0286	0.0090	0.0002	0.51	0.5128	1.0126	1.0034	0.5171
0.02	0.0040	0.0572	0.0180	0.0007	0.52	0.5235	1.0240	1.0115	0.5242
0.03	0.0061	0.0857	0.0270	0.0016	0.53	0.5381	1.0367	1.0245	0.5312
0.04	0.0134	0.1071	0.2220	0.0030	0.54	0.5505	1.0488	1.0370	0.5385
0.05	0.0167	0.1305	0.2550	0.0040	0.55	0.5635	1.0610	1.0502	0.5456
0.06	0.0245	0.1554	0.2830	0.0071	0.56	0.5763	1.0705	1.0655	0.5527
0.07	0.0308	0.1800	0.3190	0.0098	0.57	0.5889	1.0810	1.0817	0.5602
0.08	0.0375	0.2053	0.3430	0.0130	0.58	0.6013	1.0912	1.0900	0.5674
0.09	0.0446	0.2298	0.3750	0.0167	0.59	0.6135	1.1010	1.0963	0.5746
0.10	0.0520	0.2540	0.4010	0.0209	0.60	0.6264	1.1105	1.0724	0.6718
0.11	0.0598	0.2780	0.4260	0.0255	0.61	0.6390	1.1198	1.0783	0.6890
0.12	0.0680	0.3018	0.4500	0.0306	0.62	0.6513	1.1285	1.0840	0.7060
0.13	0.0764	0.3253	0.4730	0.0361	0.63	0.6636	1.1369	1.0891	0.7227
0.14	0.0851	0.3486	0.4960	0.0422	0.64	0.6760	1.1450	1.0940	0.7395
0.15	0.0940	0.3724	0.5180	0.0487	0.65	0.6880	1.1525	1.0990	0.7561
0.16	0.1032	0.3941	0.5380	0.0555	0.66	0.7002	1.1599	1.1040	0.7730
0.17	0.1127	0.4167	0.5590	0.0629	0.67	0.7123	1.1668	1.1080	0.7892
0.18	0.1223	0.4387	0.5780	0.0707	0.68	0.7241	1.1732	1.1120	0.8052
0.19	0.1323	0.4607	0.5970	0.0790	0.69	0.7360	1.1793	1.1162	0.8215
0.20	0.1424	0.4824	0.6150	0.0876	0.70	0.7477	1.1850	1.1200	0.8375
0.21	0.1527	0.5039	0.6330	0.0966	0.71	0.7592	1.1902	1.1230	0.8527
0.22	0.1632	0.5249	0.6510	0.1062	0.72	0.7708	1.1950	1.1260	0.8679
0.23	0.1737	0.5457	0.6660	0.1161	0.73	0.7821	1.1993	1.1290	0.8830
0.24	0.1845	0.5662	0.6840	0.1262	0.74	0.7934	1.2033	1.1320	0.8981
0.25	0.1955	0.5865	0.7000	0.1369	0.75	0.8045	1.2067	1.1340	0.9123
0.26	0.2066	0.6065	0.7160	0.1479	0.76	0.8155	1.2097	1.1350	0.9255
0.27	0.2179	0.6263	0.7320	0.1595	0.77	0.8263	1.2123	1.1370	0.9395
0.28	0.2292	0.6458	0.7470	0.1712	0.78	0.8368	1.2143	1.1380	0.9523
0.29	0.2407	0.6649	0.7620	0.1834	0.79	0.8473	1.2158	1.1390	0.9651
0.30	0.2523	0.6837	0.7760	0.1958	0.80	0.8577	1.2168	1.1400	0.9777
0.31	0.2640	0.7024	0.7900	0.2086	0.81	0.8677	1.2172	1.1400	0.9892
0.32	0.2759	0.7207	0.8040	0.2218	0.82	0.8777	1.2171	1.1400	1.0005
0.33	0.2877	0.7387	0.8170	0.2351	0.83	0.8873	1.2164	1.1393	1.0109
0.34	0.2998	0.7565	0.8300	0.2488	0.84	0.8968	1.2150	1.1388	1.0212
0.35	0.3120	0.7741	0.8430	0.2630	0.85	0.9060	1.2131	1.1374	1.0305
0.36	0.3240	0.7911	0.8550	0.2771	0.86	0.9149	1.2104	1.1354	1.0388
0.37	0.3364	0.8081	0.8680	0.2920	0.87	0.9236	1.2070	1.1338	1.0472
0.38	0.3487	0.8247	0.8780	0.3062	0.88	0.9320	1.2029	1.1320	1.0551
0.39	0.3610	0.8408	0.8910	0.3217	0.89	0.9402	1.1980	1.1280	1.0605
0.40	0.3736	0.8570	0.9020	0.3370	0.90	0.9480	1.1921	1.1240	1.0655
0.41	0.3861	0.8726	0.9130	0.3525	0.91	0.9554	1.1853	1.1200	1.0701
0.42	0.3987	0.8881	0.9240	0.3684	0.92	0.9625	1.1775	1.1150	1.0732
0.43	0.4111	0.9030	0.9340	0.3840	0.93	0.9692	1.1684	1.1093	1.0752
0.44	0.4237	0.9178	0.9444	0.4001	0.94	0.9755	1.1579	1.1026	1.0756
0.45	0.4365	0.9324	0.9544	0.4166	0.95	0.9813	1.1458	1.0950	1.0745
0.46	0.4492	0.9466	0.9641	0.4330	0.96	0.9866	1.1316	1.0860	1.0715
0.47	0.4619	0.9604	0.9734	0.4496	0.97	0.9913	1.1148	1.0750	1.0656
0.48	0.4745	0.9738	0.9825	0.4662	0.98	0.9952	1.0941	1.0617	1.0566
0.49	0.4872	0.9871	0.9913	0.4830	0.99	0.9983	1.0693	1.0455	1.0420
0.50	0.5000	1.0000	1.0000	0.5000	1.00	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000

0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.100	0.052	0.205	0.256	0.403	0.021
0.200	0.144	0.295	0.484	0.616	0.088
0.300	0.252	0.369	0.684	0.772	0.195
0.400	0.375	0.436	0.856	0.900	0.336
0.500	0.500	0.500	1.000	1.000	0.500
0.600	0.626	0.564	1.111	1.075	0.675
0.700	0.748	0.631	1.18	1.122	0.83
0.800	0.858	0.705	1.22	1.138	0.98
0.900	0.949	0.795	1.119	1.128	1.07
1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.00



$$h = \frac{D}{2} (1 - \cos \frac{\alpha}{2}) ; \frac{h}{D} = \frac{1}{2} (1 - \cos \frac{\alpha}{2})$$

$$\text{Área } a = \frac{D^2}{4} \left(\frac{\pi \alpha}{360} - \frac{\text{Sen} \alpha}{2} \right) ; \frac{a}{A} = \frac{\alpha}{360} - \frac{\text{Sen} \alpha}{2 \pi}$$

$$\text{Perímetro mojado } P = \frac{D \pi \alpha}{360} ; \frac{p}{P} = \frac{\alpha}{360}$$

$$\text{Radio hidráulico } r = \frac{D}{4} \left(\frac{1 - \text{Sen} \alpha \times 360}{2 \pi \alpha} \right) ; \frac{r}{R} = \frac{1 - \text{Sen} \alpha \times 360}{2 \pi \alpha}$$

$$\text{Velocidad } v = \frac{r^{2/3} s^{1/2}}{n} ; \frac{v}{V} = \left(\frac{r}{R} \right)^{2/3} = \left(\frac{1 - \text{Sen} \alpha \times 360}{2 \pi \alpha} \right)^{2/3}$$

$$\text{Gasto } q = av ; \frac{q}{Q} = \frac{av}{AV} = \left(\frac{\alpha}{360} - \frac{\text{Sen} \alpha}{2 \pi \alpha} \right) \left(\frac{1 - \text{Sen} \alpha \times 360}{2 \pi \alpha} \right)^{2/3} \cos \frac{\alpha}{2} = 1 - 2 \frac{h}{D}$$

h será cualquier valor, lo mismo que D, si se emplea la fórmula de Manning.

La sección circular tiene la mayor área con el menor perímetro y por lo tanto da las mayores velocidades cuando se le llena y se la utiliza. En condiciones ordinarias la sección circular es la más económica por tener la cantidad de materiales que necesita ya sea sobre terreno ordinario o con cimentaciones especiales.

Para tener la menor sección por lo tanto la más económica, conviene tener la mayor velocidad siempre y que no se pase de la velocidad límite tolerable de acuerdo con la calidad de la tubería y -- que en general se le considera de 3.00 mts. por segundo.

La velocidad es proporcional a la pendiente. Esta en la mayoría de los casos es fija o puede variar dentro de límites muy restringidos.

La velocidad es también proporcional al radio hidráulico y por lo tanto en el caso de conductos circulares y para sistemas combinados principalmente; los gastos varían desde conductos llenos hasta el de aguas negras mínimas en estiaje; la velocidad será muy pequeña y es fácil de que se produzcan depósitos.

Por las razones antes expuestas, se ha buscado en secciones más o menos ideales, es decir que el radio hidráulico sea prácticamente constante para diferentes tirantes de escurrimiento.

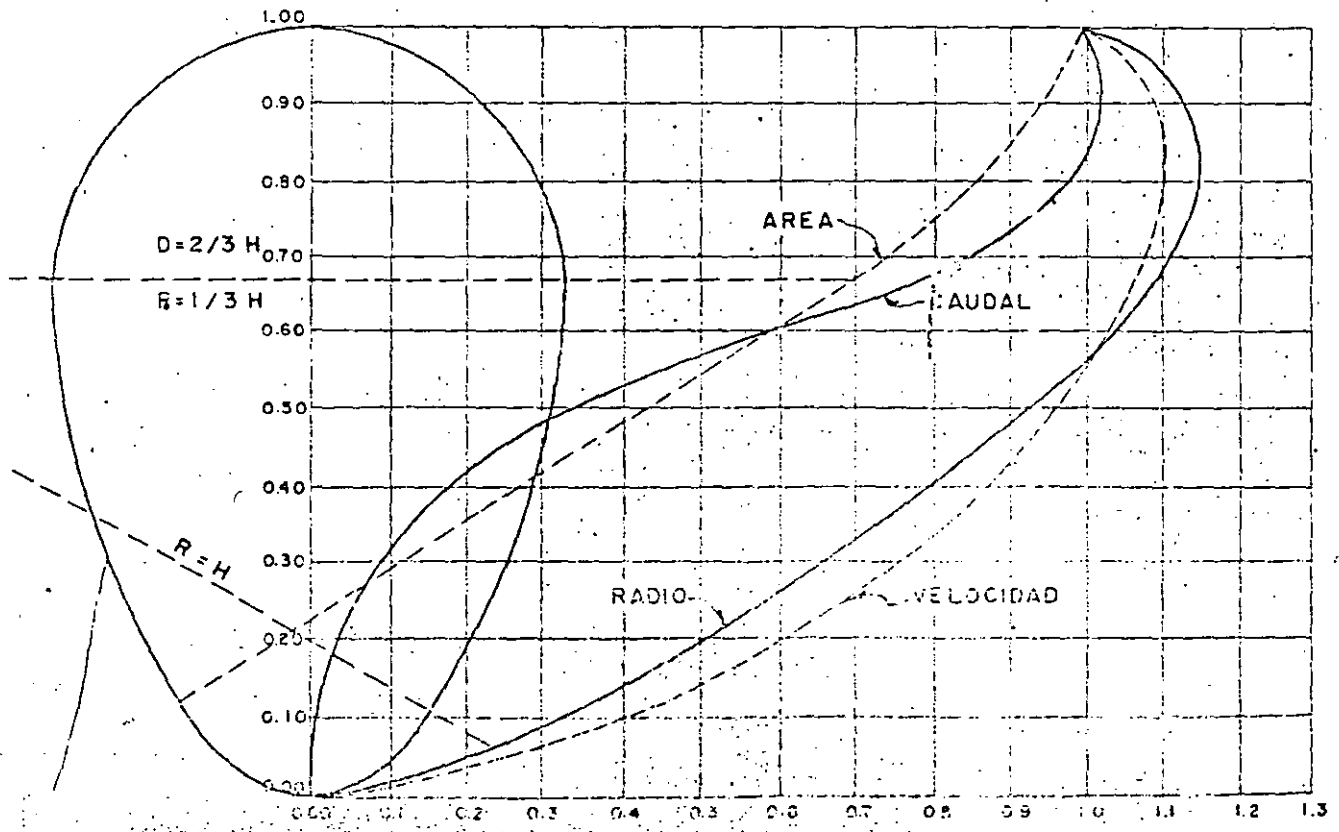
Las secciones ovoides son las que más se aproximan a este ideal. Todavía más, pueden presentarse casos especiales en que la forma circular no llene las necesidades de resistencia o constructiva

Por lo tanto otra sección resultará más económica.

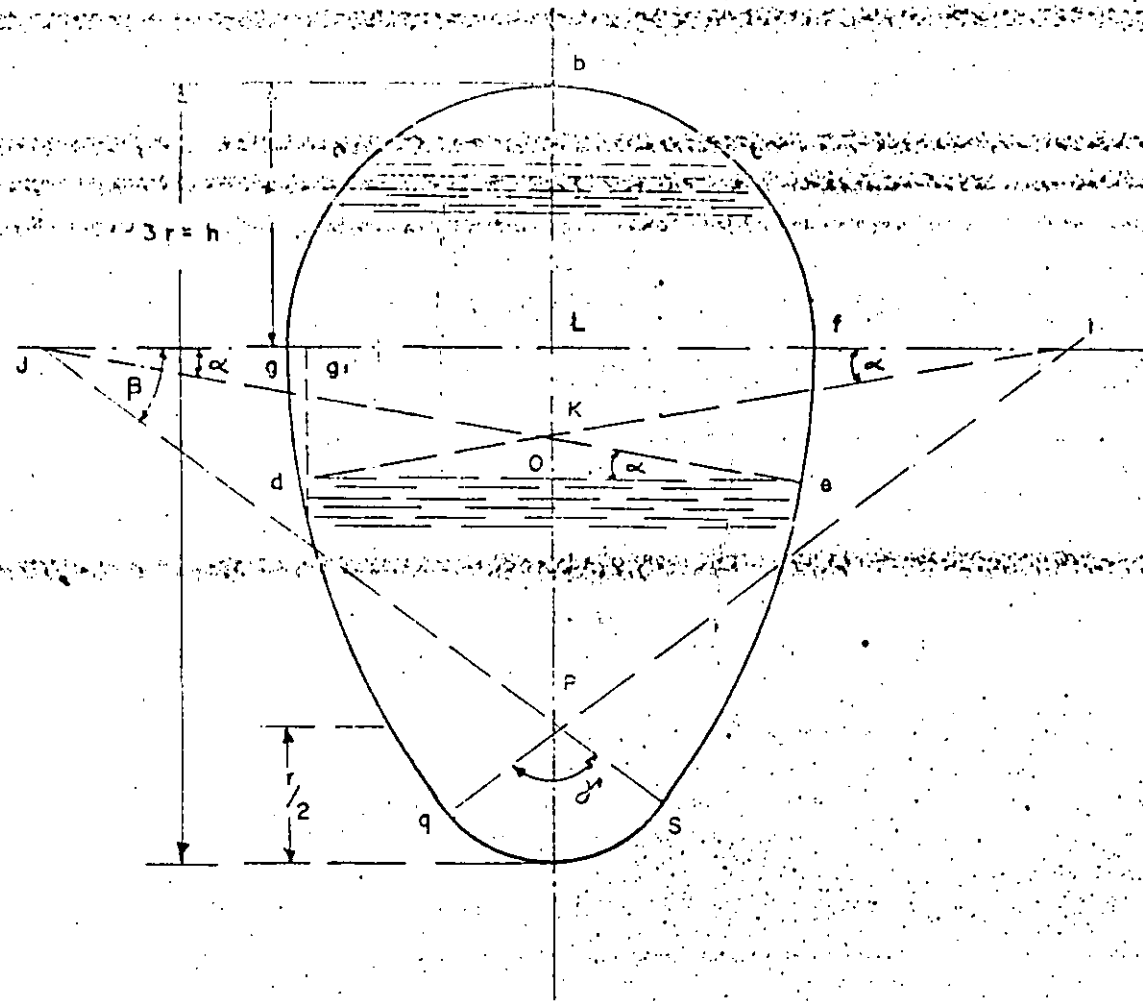
Las secciones especiales se emplean fundamentalmente en grandes colectores y que se construyan en el mismo lugar en que van a ser enterrados, pues en general para conductos pequeños el cons...

A continuación se presentan algunas de las secciones más importantes con las gráficas que muestran las relaciones de los elementos hidráulicos de la sección parcialmente llena a los de la sección llena.

A. OVOIDE NORMAL DE PUNTA INFERIOR.



ESQUEMA PARA EL CALCULO DE LOS ELEMENTOS HIDRAULICOS DE LA
SECCION OVOIDE NORMAL DE PUNTA INTERIOR.



Para el cálculo de los elementos hidráulicos de la sección ovalada en el punto inferior, se sigue la secuencia siguiente:

La parte del semicírculo superior se calcula por medio de las fórmulas del círculo. El área y el perímetro, además del sector, se calcula en el triángulo que se forma al cortar del área y del perímetro del semi-

La superficie abajo del segmento de fg, se calcula como se muestra en el diagrama, restando del total el área de defg.

$$\text{Area defg} = 2 \text{ sector idg} - \Delta ikj + \Delta dke$$

$$2 \text{ sector idg} = 2 (3r)^2 \frac{\pi \alpha}{360} = 2 (9r^2 \frac{\pi \alpha}{360})$$

$$\Delta ikj = (2r \cdot kl) \text{ pero } kl = 2r \tan \alpha$$

$$\therefore \Delta ikj = (4r^2 \tan \alpha)$$

$$\Delta dke = (ko \cdot \frac{1}{2} \times 2 \frac{ko}{\tan \alpha}) = \frac{ko^2}{\tan \alpha} = \frac{(dg - kl)^2}{\tan \alpha}$$

$$\text{pero } dg = 3r \sin \alpha \text{ y } kl = 2r \tan \alpha$$

$$\therefore \Delta dke = \frac{(3r \sin \alpha - 2r \tan \alpha)^2}{\tan \alpha}$$

La superficie total del segmento de fg valdrá

$$\text{defg} = 2 (3r)^2 \frac{\pi \alpha}{360} - (4r^2 \tan \alpha) + \frac{(3r \sin \alpha - 2r \tan \alpha)^2}{\tan \alpha}$$

$$\text{tenemos que: } - (4r^2 \tan \alpha) + \frac{(3r \sin \alpha - 2r \tan \alpha)^2}{\tan \alpha} = - (4r^2 \tan \alpha)$$

$$+ \frac{(9r^2 \sin^2 \alpha - 12r^2 \sin \alpha \tan \alpha + 4r^2 \tan^2 \alpha)}{\tan \alpha} = - (4r^2 \tan \alpha)$$

$$+ \frac{(9r^2 \sin^2 \alpha)}{\tan \alpha} - (12r^2 \sin \alpha) + (4r^2 \tan \alpha) = \frac{(9r^2 \sin^2 \alpha)}{\frac{\sin \alpha}{\cos \alpha}}$$

$$- (12 r^2 \operatorname{sen} \alpha) = (9 r^2 \operatorname{sen} \alpha \operatorname{coss} \alpha) - (12 r^2 \operatorname{sen} \alpha)$$

$$\text{pero } \operatorname{sen} \alpha \operatorname{coss} \alpha = \frac{\operatorname{sen} 2\alpha}{2}$$

$$(9 r^2 \operatorname{sen} \alpha \operatorname{coss} \alpha - 12 r^2 \operatorname{sen} \alpha) = (9 r^2 \frac{\operatorname{sen} 2\alpha}{2}) - 12 r^2 \operatorname{sen} \alpha$$

$$= \frac{(9 r^2 \operatorname{sen} 2\alpha)}{2} - 12 r^2 \operatorname{sen} \alpha$$

por lo tanto el área del segmento defg vale

$$\text{Area defg} = 2 (3r)^2 \frac{\pi \alpha}{360} + 3r^2 \left(\frac{3}{2} \operatorname{sen} 2\alpha - 4 \operatorname{sen} \alpha \right)$$

$$= 2 (9r^2) \frac{\pi \alpha}{360} + 3r^2 \left(\frac{\operatorname{sen} 2\alpha}{2} - 4 \operatorname{sen} \alpha \right)$$

$$= 3r^2 \left(\frac{6 \pi \alpha}{360} + \frac{3 \operatorname{sen} 2\alpha}{2} - 4 \operatorname{sen} \alpha \right)$$

$$= 3r^2 \left(\frac{6 \pi \alpha}{360} + \frac{3}{2} \operatorname{sen} 2\alpha - 4 \operatorname{sen} \alpha \right)$$

La superficie desde la plantilla del ovoide al arranque de la bóveda vale:

2 (sector igq - Δilp) + sector qps

$$\text{sector igq} = (3r)^2 \frac{\pi \beta}{360} = 9r^2 \frac{\pi \beta}{360}$$

$$\Delta ilp = r \times \frac{3}{2} r = \frac{3}{2} r^2$$

$$\text{Sector qps} = \left(\frac{r}{2}\right)^2 \frac{\pi \alpha}{360}$$

$$\tan \beta = 3/4 \quad \beta = 36^\circ 52' 12''$$

$$\alpha = 180^\circ - 2\beta = 106^\circ 15' 36''$$

$$s = 2\left(9r^2 \frac{\pi 36^\circ 52' 12''}{360^\circ} - \frac{3}{2} r^2\right) + \frac{r^2}{4} \frac{\pi 106^\circ 15' 36''}{360^\circ}$$

$$s = 18r^2 \frac{\pi 36^\circ 52' 12''}{360^\circ} - 3r^2 + \frac{r^2 \pi 106^\circ 15' 36''}{4 \cdot 360^\circ} =$$

$$= r^2 \frac{\pi 36^\circ 52' 12''}{20} - 3r^2 + \frac{r^2 106^\circ 15' 36'' \pi}{1440}$$

$$s = r^2 (5.79 - 3 + 0.232) = r^2 (2.79 + 0.232) = 3.02 r^2$$

Para una altura cualquiera del agua por debajo de los arranques de la bóveda, la superficie es:

$$3.02 r^2 - 3r^2 \left(\frac{6 \pi \alpha}{360} + \frac{3}{2} \sin 2\alpha - 4 \sin \alpha\right)$$

El perímetro mojado será:

$$2 \times 2 \times 3r \frac{\pi \beta}{360} + \frac{3}{2} r \frac{\pi \alpha}{360} - 2 \times 2 \times 3r \frac{\pi \alpha}{360}$$

$$= 4.79r - 2r \frac{\pi}{180} + r (0.05 - 0.105 \alpha)$$

En la que el ángulo estará dado en grados. La superficie total del ovoide estará dada por la ecuación

$$3.02 r^2 + \frac{2r^2 \pi}{2} = 7.93 r^2 + \frac{2r^2 \pi}{2} = 4.59 r^2 + 0.187 r^2 \pi$$

El perímetro mojado

$$r (4.79 + \pi) = 7.93 r = 2.64 h$$

El radio hidráulico para la sección completamente llena es.

$$r = \frac{A}{P} = \frac{4.59 r^2}{7.93 r} = 0.579 r = 0.193 h$$

La superficie hasta.

el arranque de la bóveda	=	$3.02r^2$	=	$0.336 h^2$
El perímetro hasta la bóveda	=	$4.79r$	=	$1.596 h$
El radio h hasta la bóveda	=	$0.63r$	=	$0.21 h$

Cuando el agua se tenga a una altura mayor que los arranques del arco, entonces el área de la sección total y el perímetro mojado total, se le restan los correspondientes al segmento circular a, b, c.

13.04.- RELACIONES DEL CAUDAL A DIFERENTES PENDIENTES.

La formula fundamental de Chezy para la velocidad es:

$$v = C \sqrt{RS}$$

En la cual, C, coeficiente, que depende de la rugosidad de las paredes del conducto, Radio hidráulico, y S, pendiente.

Si empleamos el coeficiente C de Manning tenemos:

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \text{ si para una pendiente determinada}$$

como 0.001 se obtiene la tabla de valores de la velocidad y -- las velocidades de las secciones que hayan de emplearse con -- más frecuencia, se pueden obtener los valores de Q_1 y v_1 para -- otra pendiente como sigue:

$$\frac{Q_1}{Q} = \frac{\frac{AR^{2/3} S_1^{1/2}}{n}}{\frac{AR^{2/3} S^{1/2}}{n}}$$

Si para una altura igual del agua suponemos n que sea el mismo.

Se tendrá que la relación de gastos será

$$Q_1 = Q \sqrt{\frac{S_1}{S}}$$

y para las velocidades.

$$v_1 = v \sqrt{\frac{S_1}{S}}$$

Para dos alcantarillas tubulares de diámetros d y d_1 completamente llenas y con igual pendiente la relación de los gastos Q y Q_1 será

$$\frac{Q}{Q_1} = \frac{A_1 \frac{2.3 S^{1/2}}{n}}{A_1 \frac{r^{2/3} S^{1/2}}{n}} = \frac{\frac{\pi d^2}{4} r^{2/3} S^{1/2}}{\frac{\pi d_1^2}{4} r^{2/3} S^{1/2}} \quad \text{pero} \quad r = \frac{d}{4}$$

$$\frac{Q}{Q_1} = \frac{d^2 \left(\frac{d}{4}\right)^{2/3}}{d_1^2 \left(\frac{d_1}{4}\right)^{2/3}} = \frac{d^2 \frac{d^{2/3}}{4^{2/3}}}{d_1^2 \frac{d_1^{2/3}}{4^{2/3}}} = \left(\frac{d}{d_1}\right)^{8/3}$$

$$d_1 = d \left(\frac{Q_1}{Q}\right)^{3/8} \quad \text{y} \quad Q_1 = Q \left(\frac{d_1}{d}\right)^{8/3}$$

Capacidades relativas de secciones circulares y otras secciones.

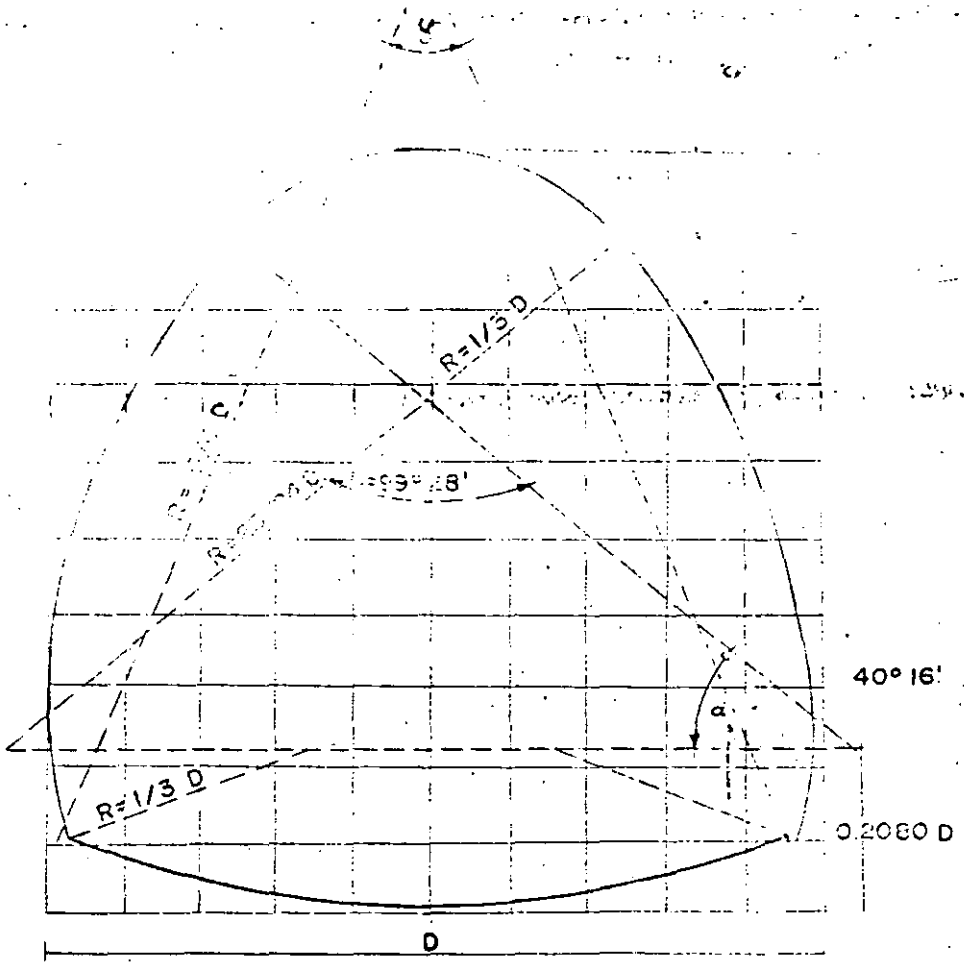
El valor máximo de la velocidad en una alcantarilla circular viros que no corresponde a tubo lleno sino cuando se tiene el nivel de agua a 0.33 del diámetro y en el ovoide normal de punta inferior a 0.35 h.

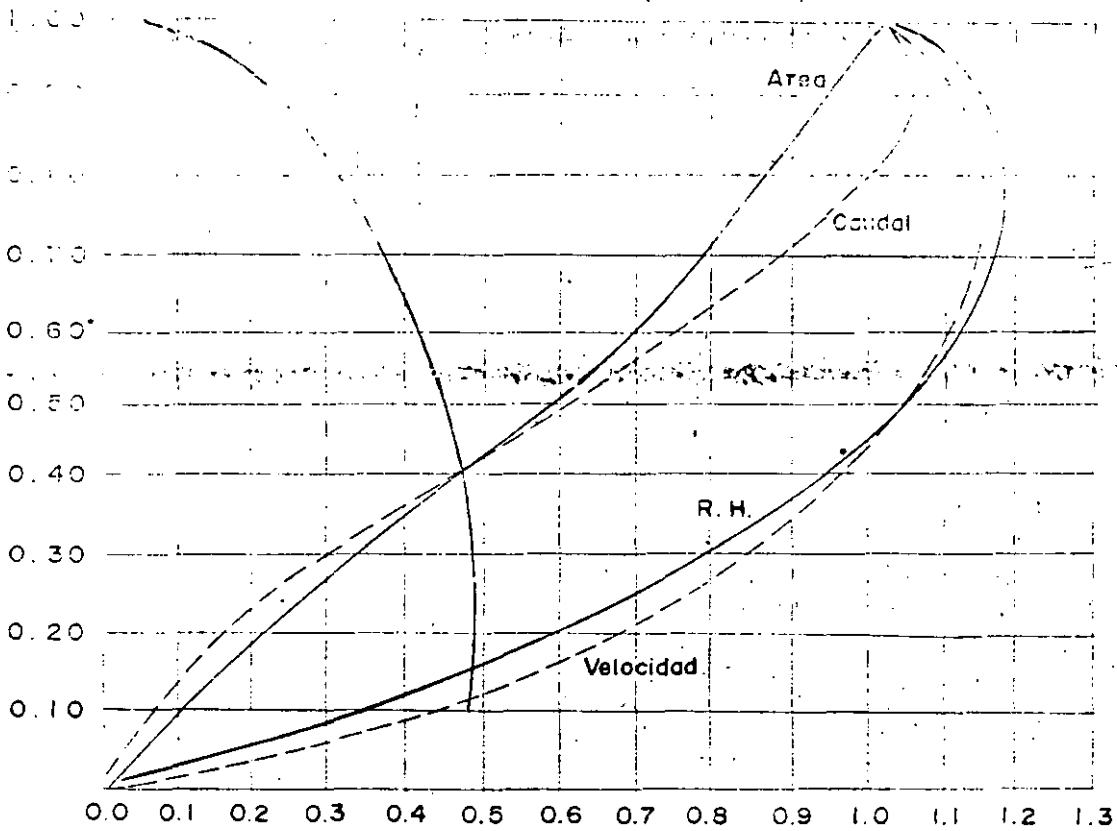
Si d es el diámetro del conducto circular y d_1 el ancho de un ovoide normal de punta inferior que tenga la misma área transversal.

$$d_1 = 0.9269 d$$

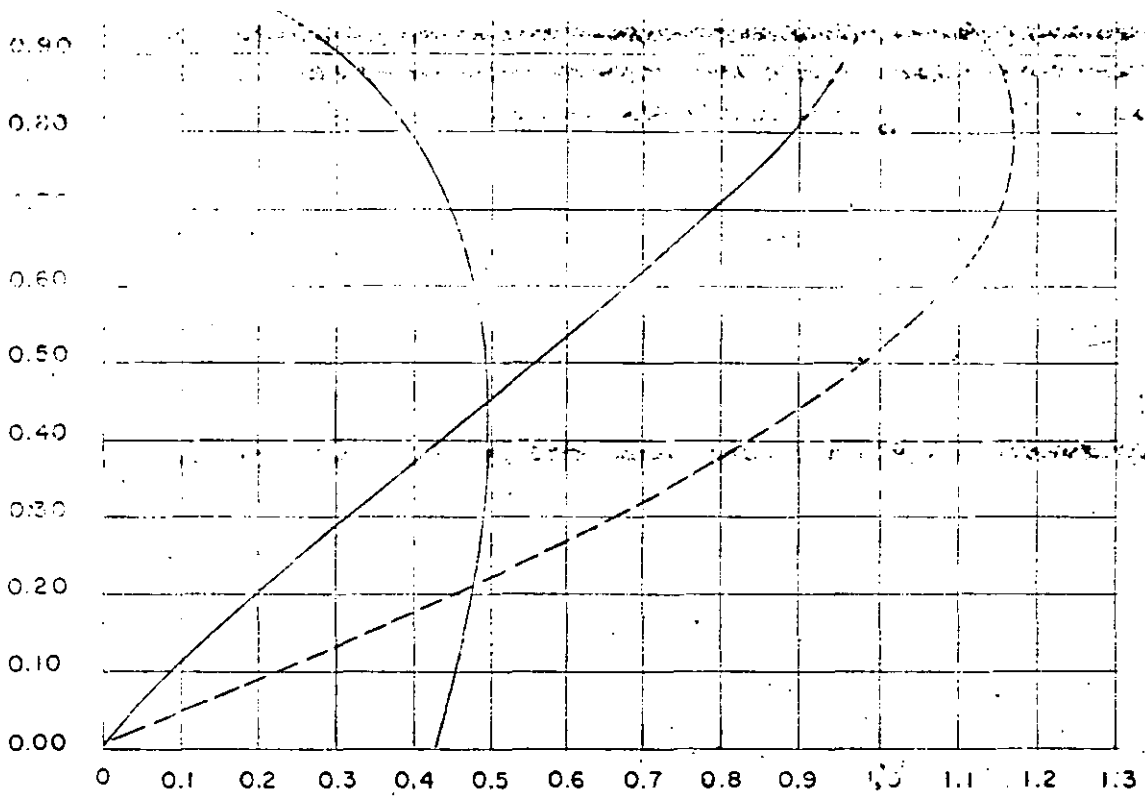
El radio hidráulico para un ovoide normal de punta inferior --

SECTION 1.13.104 NORMAL





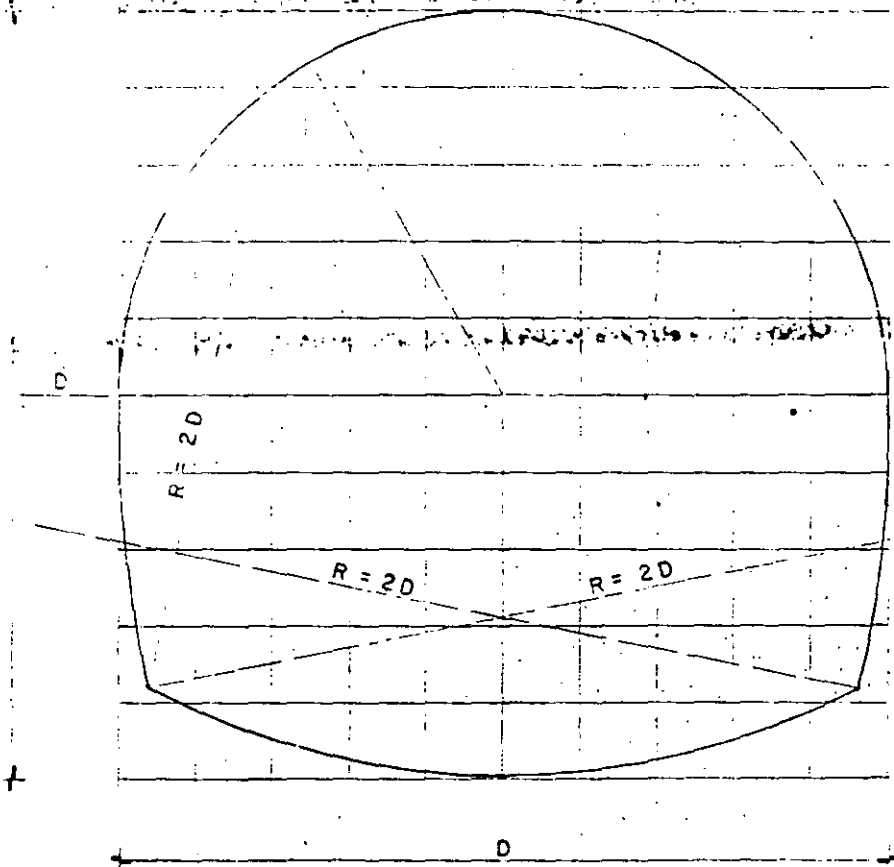
RELACION DE LOS ELEMENTOS DE LA SECCION PARCIALMENTE LLENA A LA TOTAL



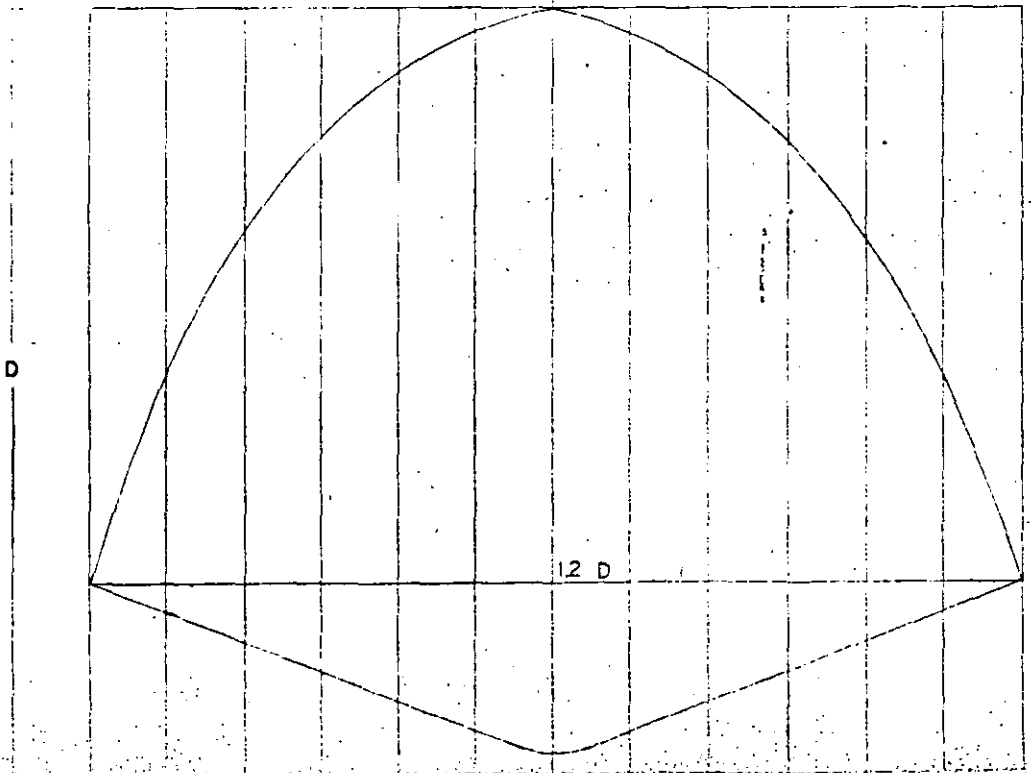
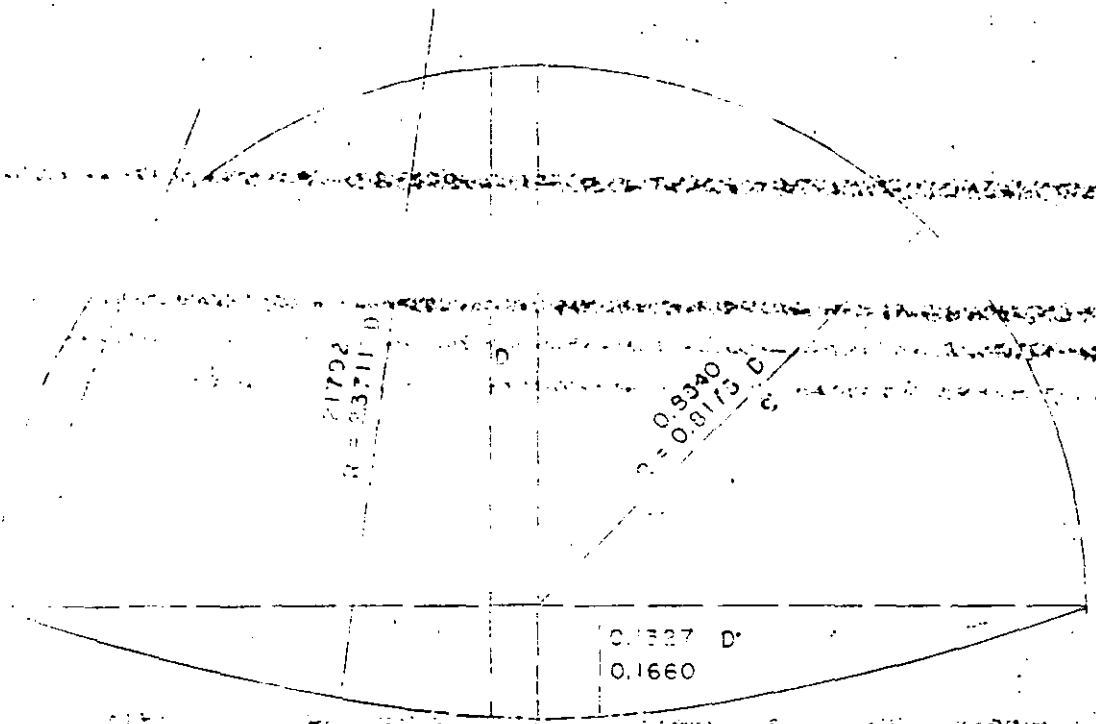
RELACION DE AREA, RADIO HIDRAULICO, VELOCIDAD Y CAUDAL

AREA = $3.429 (D/2)^2$
= 1.0915 x $(D/2)^2 \pi$
PERIMETRO = 3,3859 D
RADIO h = 0.2532 D
GASTO LLENO = 1,1003 POR DESCARGA DE CIRCULO DE DIAMETRO D.

SECTION HERRADURA NORMAL

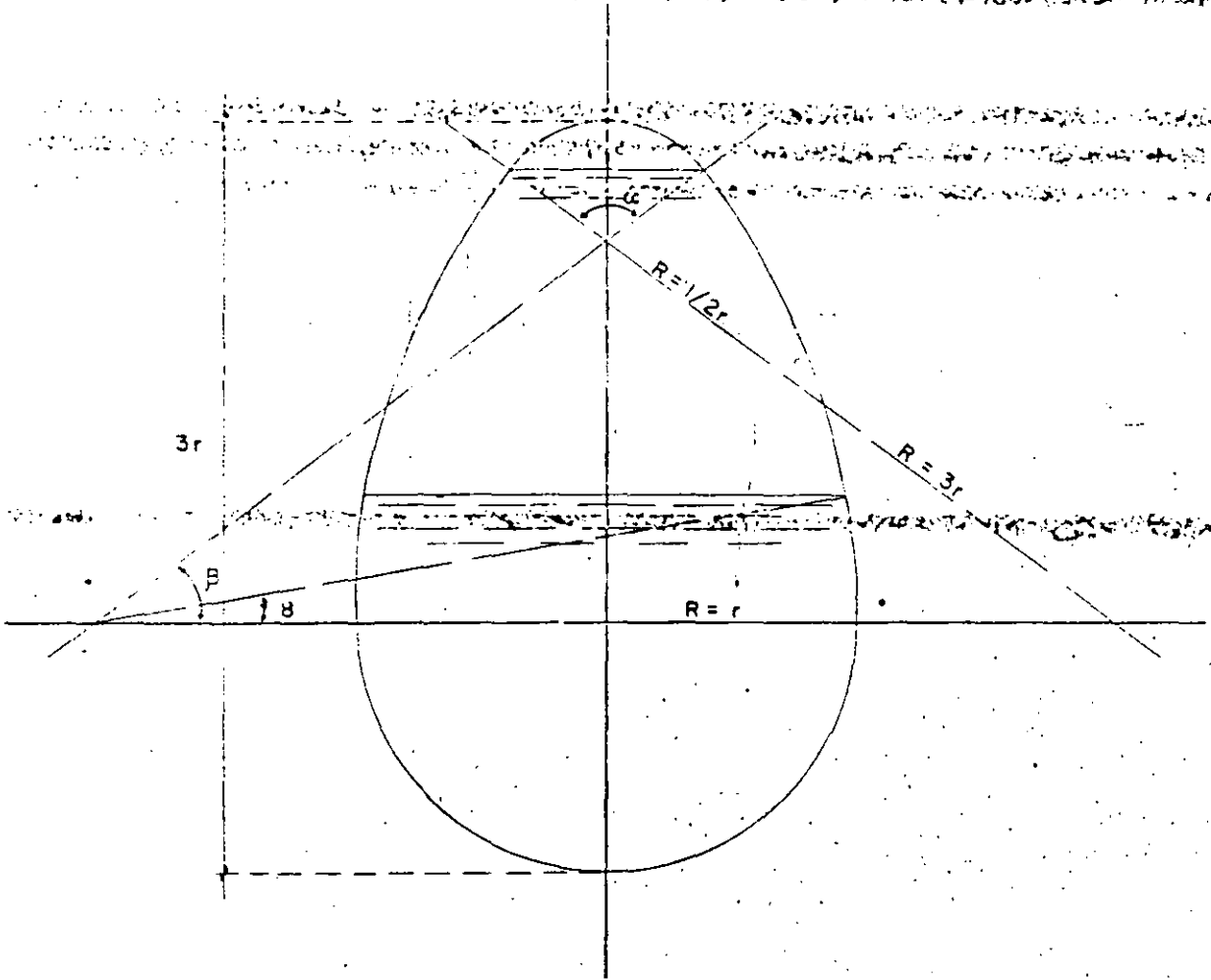


SECCION SEMI-CIRCULAR



$$\beta = 36^\circ 50' 12''$$

$\theta = \text{variable}$



CALCULAR LOS ELEMENTOS HIDRAULICOS
DE LA SECCION A REGIMEN PARCIALMENTE LLENO



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

DEPARTAMENTO DE CURSOS INSTITUCIONALES

**DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
COORDINACION GENERAL DE ADMINISTRACION
DEPARTAMENTO DE RECURSOS HUMANOS**

DRENAJE EN CARRETERAS

**26-28 octubre de 1994
Oaxaca, Oax.**

- Método gráfico alemán -

Ing. Jesús Manuel Albo Lara

APORTACION DE AGUAS DE LLUVIA

METODO GRAFICO ALEMAN.

3.01.-

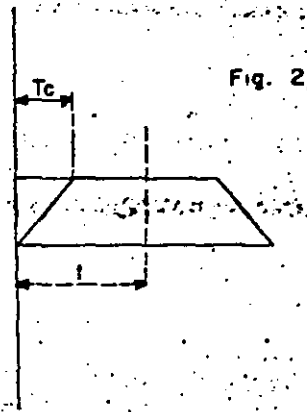
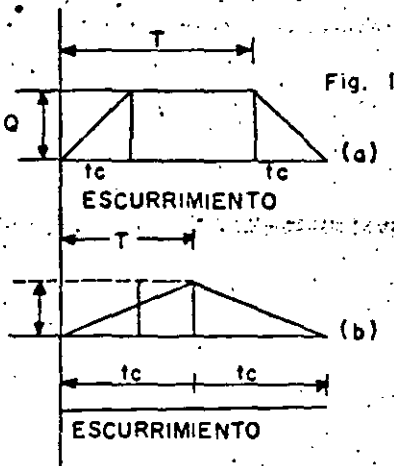
Se le llama también método racional Alemán, ya que se basa también en la expresión axiomática $Q = A c i$. - La diferencia fundamental con el método Racional Americano, estriba en que en lugar de un método analítico se emplea un artificio gráfico para determinar la influencia del retardo en el escurrimiento en los distintos tramos de una red de alcantarillado.

Consideremos un área cualquiera A, cuyo coeficiente de escurrimiento sea C y sobre la que lloverá un tiempo T mayor que el tiempo de concentración t, si observamos los gastos que pasan por el desfogue notaremos lo siguiente:

Al empezar la lluvia, empieza un cierto escurrimiento que va aumentando hasta convertirse en el gasto total $Q = A c i$, si la lluvia dura el mismo tiempo de concentración del área. Si como se ha supuesto la duración de la lluvia es mayor que el tiempo de concentración, el gasto máximo $Q = A c i$ se mantendrá durante un tiempo igual a la diferencia entre la duración T y el tiempo de concentración t. Cuando la lluvia termina, el caudal empieza a -

disminuir hasta llegar a cero cuando transcurre el tiempo de concentración después de que terminó la lluvia.

La representación gráfica de los gastos que pasan por el punto de salida o sea el hidrógrafo de los escurrimientos sería como se muestra en la Fig. 1a y en la Fig. 1b estaría el hidrógrafo cuando la lluvia tuviera una duración igual al tiempo de concentración.



En el caso que la duración de la lluvia fuera menor que el tiempo de concentración, es un caso hipotético puesto que el mayor caudal que se acumula es menor que el máximo que puede escurrir en el área. Esto se representa en la Fig. 2.

Cuando se estudia una red de alcantarillado pluvial o combinado, se presentan dos situaciones:

- 1º.- Que los tramos sean consecutivos.
- 2º.- Que los tramos sean concurrentes.

Supongamos las áreas A \bar{B} y C como se indica en la figura.

$T = 8 \text{ min.}$

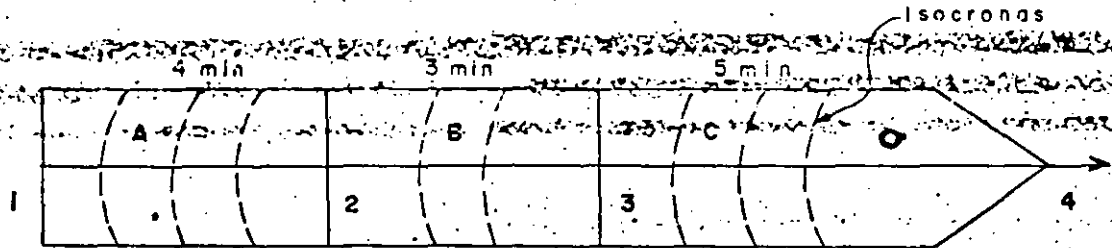


Fig 3.

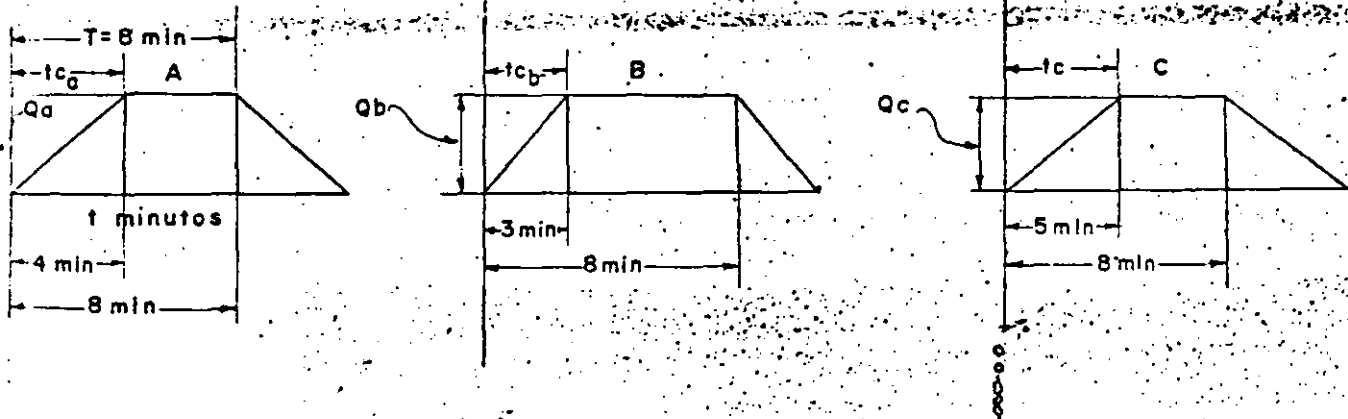


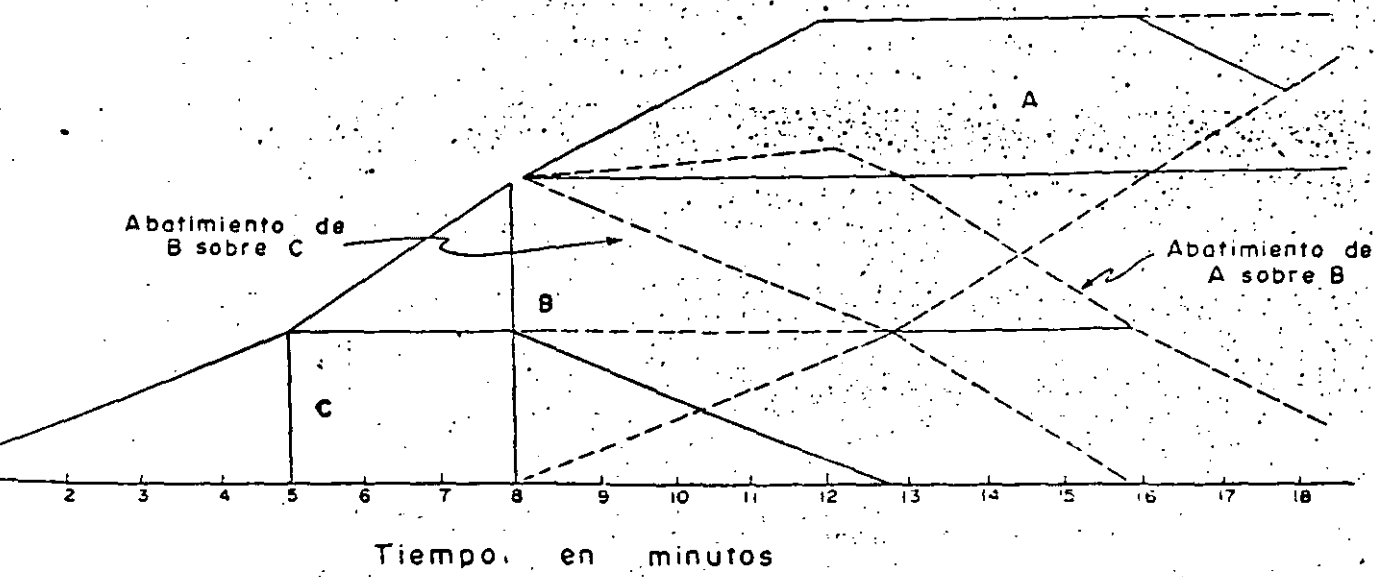
Fig 4.

El área A desagua en el tramo 1-2 que tiene un tiempo de concentración de 4 minutos, al área B por 2-3 con $t = 3$ minutos y la C por 3-4 con $t = 5$ minutos.

La duración de la lluvia se ha supuesto de 8 minutos para que pueda alcanzar el gasto máximo en todos los tramos. En la Fig. 4 se tiene el hidrógrafo de cada una de las áreas.

Si hacemos un perfil esquemático de la tubería 12 - 34 podemos ver como se han modificado los gastos cuando el agua ha dejado de escurrir, por toda el área o sea la que tiene el mayor tiempo de concentración (12 minutos).

Fig. 5



Al empezar a llover, el agua en la zona C empezará a escurrir hasta alcanzar un valor máximo igual al tiempo de concentración correspondiente al área o sea de 5 minutos y se mantiene constante durante 3 minutos que es la diferencia de tiempo entre la duración total de la lluvia que es de 3 minutos y el tiempo de concentración de 5 minutos de la zona superior. En el instante en que el agua de la zona B empieza a pasar por el punto 4 sumándose al escurrimiento del área C. El escurrimiento del área B aumenta hasta llegar a su valor máximo en el tiempo de concentración que es de 3 minutos.

A los 8 minutos a partir del tiempo inicial empieza la aportación de la lluvia proveniente del área o superior aumentando hasta llegar a su valor máximo a los 4 minutos, pero al mismo tiempo el caudal de la zona C empieza a disminuir hasta desaparecer, quedando como caudales los proporcionados por las zonas B y C, disminuyendo luego el gasto aportado por la zona B hasta desaparecer.

Para determinar el mayor gasto que pasa por el punto 4 de las atarjeas consecutivas, se mide la mayor ordenada comprendida en los diagramas acumulados sin considerar los espacios vacíos.

Para efectuar la medición de las ordenadas se facilita abatiendo los diagramas como lo vamos a explicar adelante.

2º.- Caso de atarjeas concurrentes.

Cuando se tengan atarjeas concurrentes, el escurrimiento proporcionado por cada una de ellas empezará simultáneamente y por lo tanto la gráfica que corresponde al escurrimiento por el punto de concurrencia se tiene sobreponiendo los diagramas, pero empezando en el mismo tiempo como se puede observar en la Fig. 6.

El gasto máximo que pasa por el punto en donde concurren las atarjeas.

El abatimiento de los diagramas consiste en suprimir los espacios

libras que quedan entre un diagrama y otro y poder obtener un hidrógrafo total en el punto deseado de la red y por lo tanto poder determinar el caudal fácilmente.

Para efectuar el abatimiento simplemente se suman los valores de las ordenadas de cada diagrama situados en una misma ordenada y colocando el nuevo valor. La unión de todos los puntos así determinados nos dará el hidrógrafo total y por lo tanto su ordenada máxima dará el gasto máximo en el punto considerado.

A continuación se presenta el caso de abatimiento de un diagrama para atarjeas concurrentes.

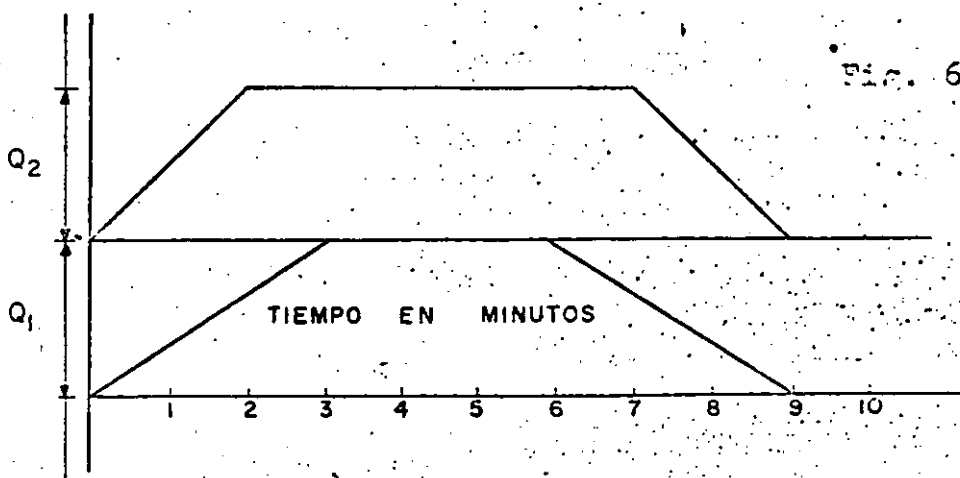


Fig. 6.

En la figura 7 el diagrama B se ha abatido sobre el A. - El gasto máximo corresponde a la ordenada máxima del diagrama abatido que es la h.

En la fig. 5 puede observarse el abatimiento de los diagramas cuando se trata de atarjeas consecutivas.

3.04.-

A P L I C A C I O N DEL M E T O D O .

La determinación de los gastos por medio del método gráfico alemán se efectúa haciendo las operaciones siguientes:

- 1.- Dividase las manzanas en zonas tributarias a cada atarjea.
- 2.- Calcúlese las áreas tributarias a cada atarjea.
- 3.- Se hace el trazo del sistema comprendido colectores y atarjeas. Esto es lógico que dependerán de la topografía, del sitio del vertido, etc.
- 4.- Determinése el tiempo de concentración para cada tramo independientemente, de acuerdo con el tiempo de entrada y de escurrimiento en el tramo correspondiente de atarjea o colector.
- 5.- Si ya se conoce el tiempo de concentración, se le supone a la lluvia una duración del promedio de los tiempos de concentración máximo, para toda la red.

No deben considerarse casos aislados de tiempos de concentración muy grandes porque se tendrían intensidades de lluvia correspondientes, demasiado pequeños.

6.- Una vez determinada la duración del aguacero, se fija la intensidad i correspondiente, por medio de la gráfica o ecuación que se haya obtenido para el lugar. En el método gráfico alemán se emplea un solo valor de i y se estima que se tengan por lo tanto menos errores que en el método americano.

7.- Se toma el valor del coeficiente de escurrimiento " C " - adecuado.

8.- Con todos los datos anteriores se calcula el valor Q del gasto en cada tramo.

Es conveniente llevar el registro de los valores Q y t , de cada tramo, en el plano general del trazo del alcantarillado.

9.- Se considerará el tiempo T de duración del aguacero.

3.05.-

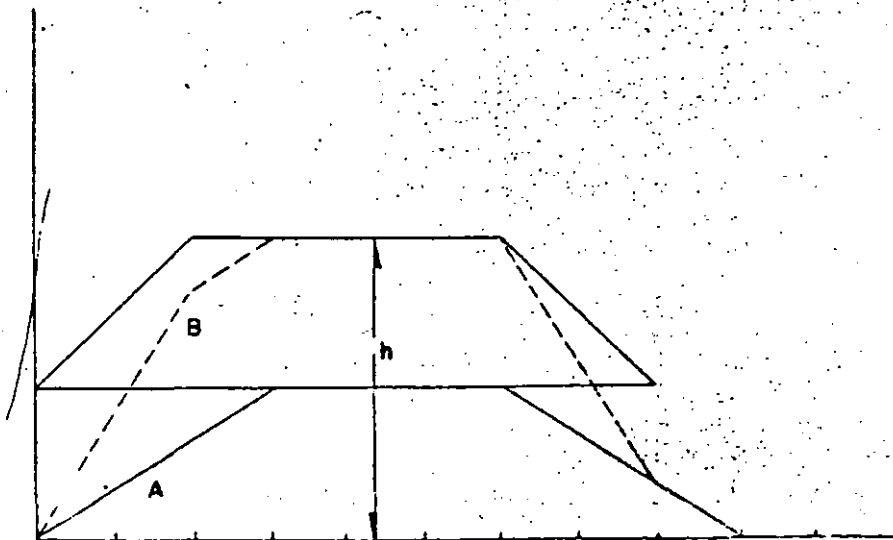
EJEMPLO DE APLICACION DEL METODO GRAFICO ALEMAN.

Supongamos un sistema de alcantarillado con un colector como se muestra en la figura 6. En esta figura se tiene el trazo general del sistema, la división de áreas, los gastos y tiempos de concentración para cada tramo independiente.

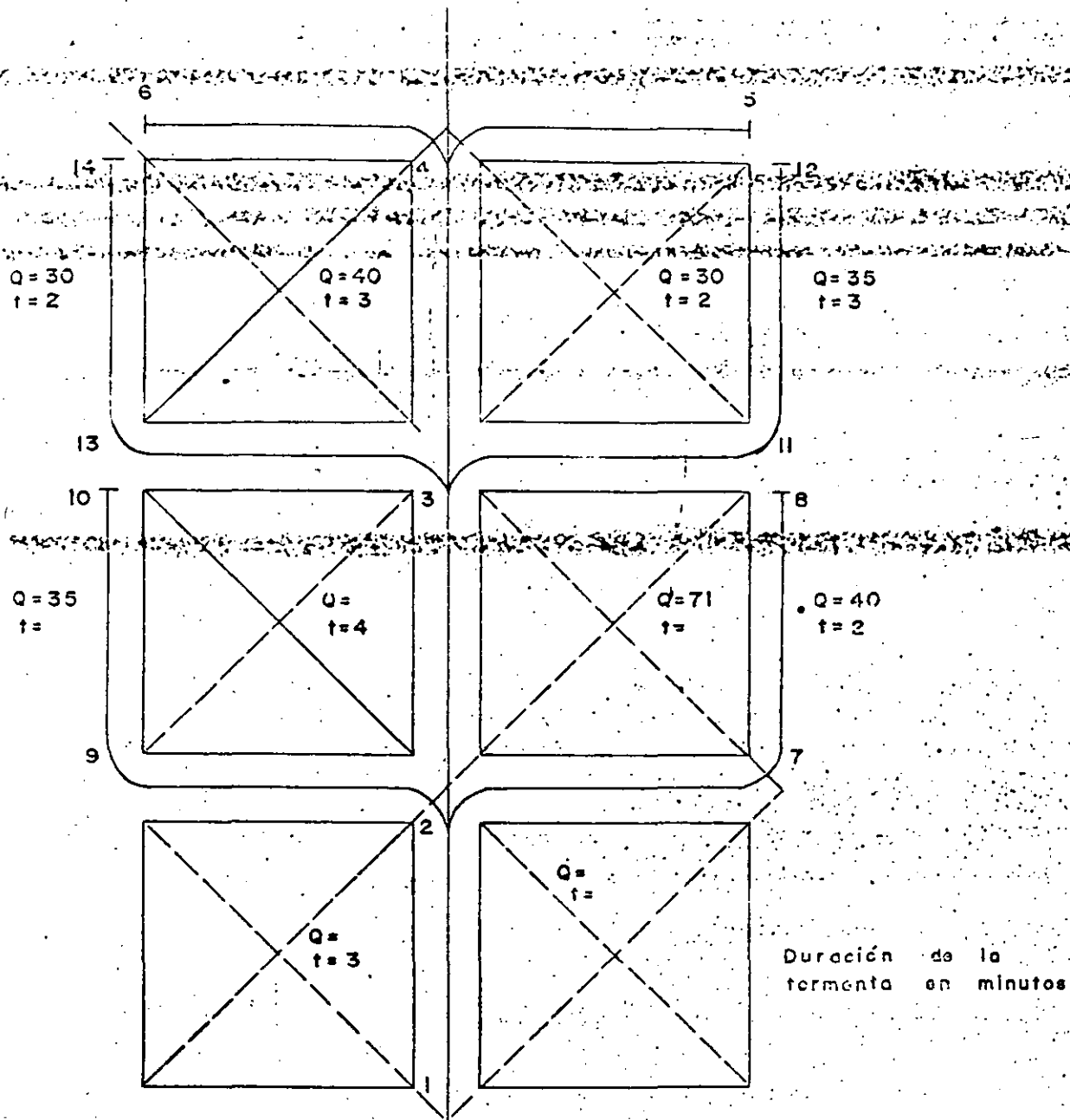
Se comienza por construir el diagrama del tramo 1-2 (Fig. 9) después el 2-3, se sigue con el 3-4 y el 4-5. El 4-6 concurre con el 4-5, por lo tanto empieza en la misma abscisa de tiempo.

El 3-21 y el 11-12 son concurrentes con el 13-13 y 13-14 en el punto 3 con el 3-4, finalmente el 2-7 y 7-8 y el 2-9 y 9-10 vienen con el 2-3 en la misma abscisa de los tiempos 2.

Los abatimientos aunque el ejemplo sea muy sencillo se efectuaron conforme a las indicaciones dadas para que se pueda apreciar con facilidad como se hacen y los abatimientos y los resultados que se tienen.



TEMA No. 8



Duración de la tormenta en minutos

figura 8

Gasto en litros por segundo

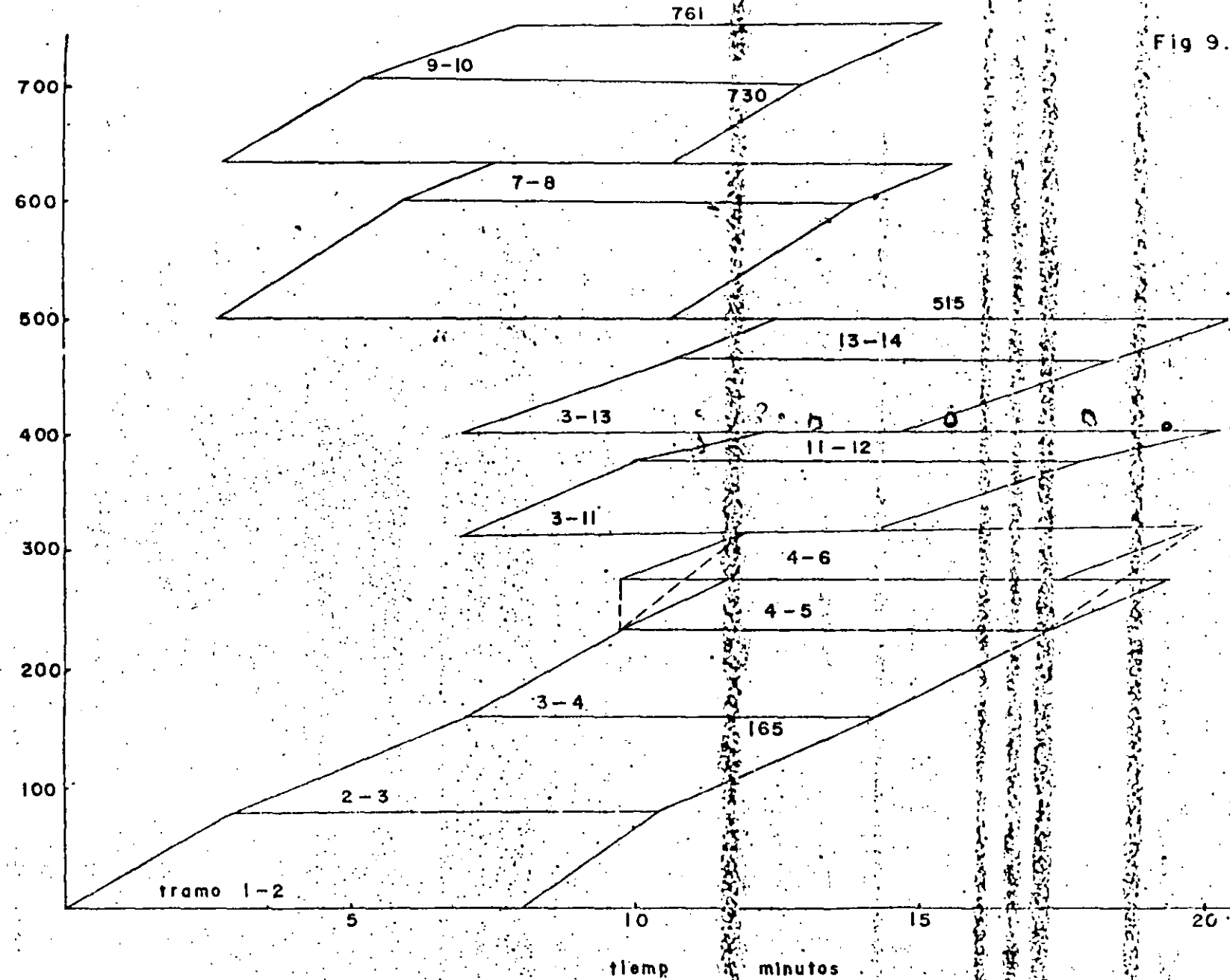
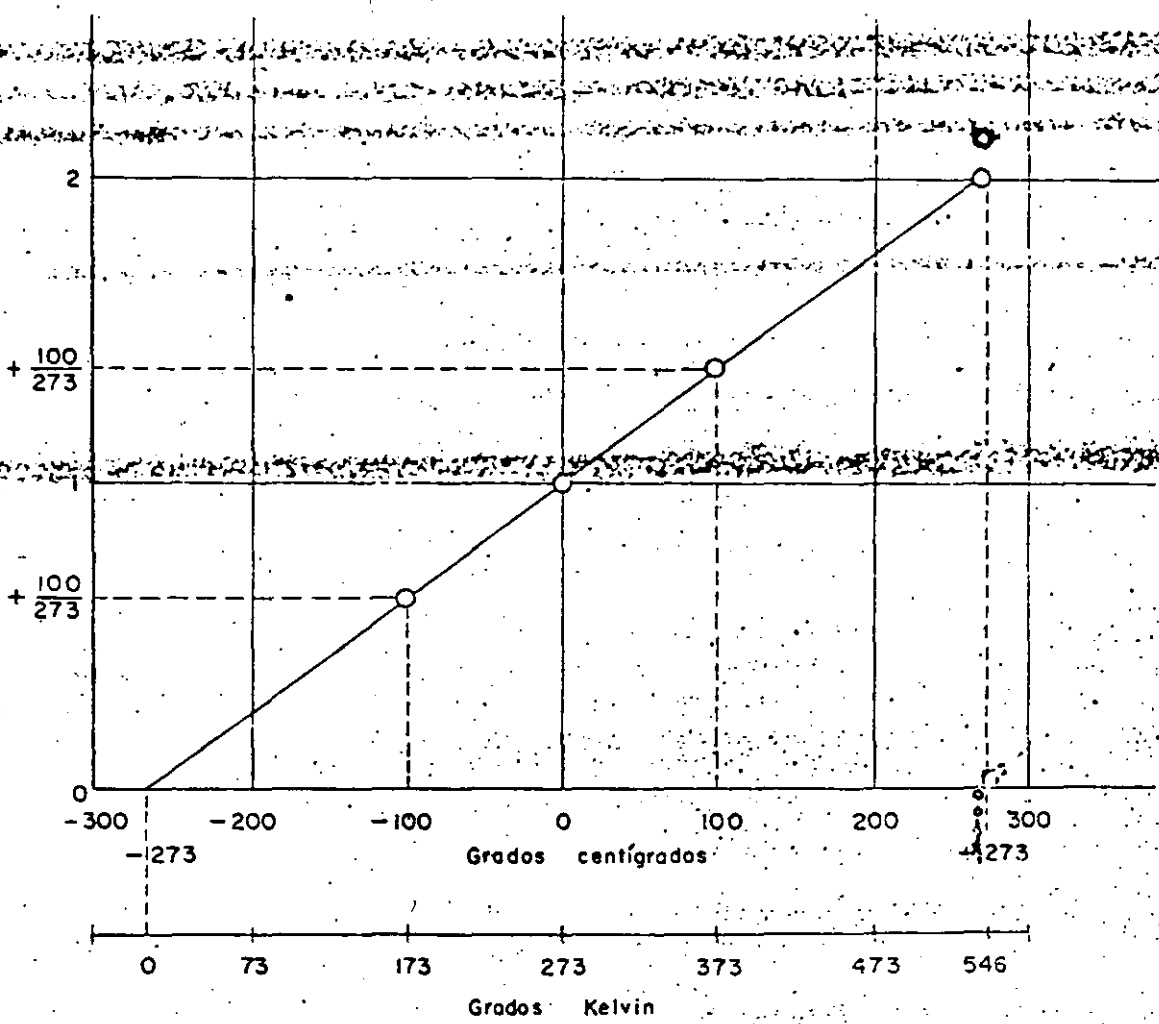


Fig 9.

GASTO EN LITROS POR SEGUNDOS.



GRAFICA TOMADA DEL TRATADO. SECOND YEAR OF COLLEGE CHEMISTRY CHARL STEINER

TRAZO GENERAL DE LA RED Y PUNOS DE

DESAGUE

0.01: - INFORMACION PRELIMINAR.

A.- Levantamientos Topográficos.

El tener un plano acotado de la población es el primer dato importante con que debe contar el proyectista de sistemas de alcantarillado. Si no se cuenta con este plano, es necesario efectuar los levantamientos topográficos necesarios.

Es necesario tener presente que si bien todos los trabajos topográficos tienen por finalidad presentar en última instancia planos o mapas con distancias, elevaciones, etc., en el caso de diseño de alcantarillados, se deben tomar ciertos datos que posiblemente para otros trabajos no interesen y viceversa. Sin embargo, en términos generales un buen trabajo topográfico será la base fundamental sobre la que se apoye el resto del proyecto. En otras palabras, la calidad del diseño será función de la calidad del plano topográfico que se obtenga.

El método o métodos que se emplean para llevar a cabo los levantamientos topográficos dependerán de los siguientes factores:

- 1.- Magnitud de la población en estudio.
- 2.- Pendientes generales que se tengan.
- 3.- Carácter, naturaleza y actividades de la población.

El levantamiento de las poblaciones deberá hacerse con tránsito y cinta, haciendo poligonales de primer orden. Solamente en - - -

noblaciones muy pequeñas y localizadas en terrenos con fuertes pendientes se podrá emplear la antedicha.

En términos generales puede decirse que se trazará una poligonal de circunvalación que sirva de apoyo y la que se efectuará con toda precisión. El relleno de poligonales secundarias se podrá efectuar ~~después de haber construido y verificado con esta~~

Aunque lo que más interesa para el diseño de los alcantarillados son los cruces de las calles, con objeto de tener un plano completo, se tomarán los paramentos exteriores de las casas.

La nivelación se hará con nivel fijo y con la precisión de nivelaciones diferenciales de primer orden.

Se nivelará primeramente la poligonal de base y posteriormente las poligonales de relleno.

Se deberán tomar cotas de todos los cruces de las calles y de los cambios de pendientes notables que se observen en las mismas.

Además se deben tomar puntos suficientes para poder obtener curvas de nivel con equidistancia de un metro si la pendiente general del terreno es mayor de 5%. Cuando esta pendiente general sea menor de 5% la equidistancia de las curvas de nivel deberá ser de 50 cms.

Es muy importante la elección del banco de nivel. Es conveniente por todos conceptos que el banco principal de apoyo tenga su cota referida al nivel del mar. Generalmente se cuenta con esta información con precisión, refiriéndolos a bancos de nivel de los ferrocarriles o carreteras y las respectivas direcciones podrán proporcionar los datos necesarios.

Cuando no se cuente con la información arriba indicada, entonces se sugiere que se tome la altura con barómetro de precisión y la cual se le hayan hecho las correcciones necesarias y adóptar la cota obtenida para el banco principal de apoyo de toda la nivelación.

El banco principal deberá situarse en un punto estratégico con objeto de acortar la distancia de las nivelaciones, generalmente el sitio más adecuado es el jardín principal de la población.

Además se deberán situar bancos de nivel durante los levantamientos topográficos que servirán para la construcción de las obras.

La distancia máxima entre dos bancos no deberán ser mayor de 1 Km.

Las cotas de los bancos de nivel deberán ajustarse al m. Todas las demás cotas del levantamiento pueden estar ajustadas al cm.

En los planos topográficos deberán localizarse los bancos de nivel con sus cotas en una lista y con las referencias necesarias para localizarlos.

B.- D E S A G U E S .

Deberán efectuarse un levantamiento especial de las zonas susceptibles de desagüe de las aguas negras y pluviales y de la zona en donde pudieran localizarse las obras de purificación de las aguas negras si las hubiera.

Para estas obras tanto la planimetría como las nivelaciones deberán ser de precisión. Se dejarán también bancos de nivel convenientemente situados.

Tanto del emisor como de los colectores deberán hacerse perfiles con todos sus datos importantes.

Deberán así mismo levantarse todas las zanjas, alcantarillas puentes o arroyos que haya tanto dentro de la población como en el trayecto del emisor y lugar del desagüe o planta de tratamiento.

Deberán anotarse la localización y elevaciones de las tuberías de alcantarillado y agua potable que existen con objeto de ver si en las ampliaciones o modificaciones al sistema de drenaje se pueden aprovechar en su totalidad o en parte. Lo mismo puede decirse con respecto a conductos de redes de gas o eléctricos.

C. CONSTRUCCION DE PLANOS.

A medida que se van efectuando los levantamientos deberán irse construyendo los planos necesarios, se recomienda que los planos generales topográficos se construyan a escala 1:2000 y cuando se trate de poblaciones grandes, se harán con escalas de mayor tamaño adecuado, pero todas iguales. Deberá procurarse construir los planos orientados y con una cuadrícula de coordenadas referidas ya sea al meridiano cero, o bien al meridiano principal del país de que se trate. Así mismo se tendrá la latitud, la cual se puede referir al centro más importante de actividades de la población en estudio. Los datos relativos a la longitud y latitud, pueden obtenerse de las direcciones o servicios geográficos y todos los levantamientos referirse a triangulaciones geodésicas generales del país. Esto acarreará una sistematización muy ventajosa en todos los trabajos topográficos. Los perfiles pueden dibujarse a escala 1:2000 horizontal y 1:200 vertical o mayores según sea el caso.

D. PLANO DE AREAS.

Una vez terminado el plano topográfico general, se hace un plano marcando las áreas tributarias a cada atarjea y con indicaciones de la longitud respectiva.

La división de las manzanas en áreas tributarias, se efectuará como se explica a continuación:

Si las manzanas son cuadradas, o aproximadamente cuadradas se dividen en diagonales, teniendo como lados los ejes de las calles que las circundan. Si son rectangulares o paralelogramos, se les divide en triángulos y trapecios. Los lados menores de las manzanas son las bases de los triángulos y los lados adyacentes forman ángulos aproximados de 45°.

En seguida se hace el trazo general del alcantarillado, empezando con el emisor, después los colectores y subcolectores y finalmente las atarjeas, de acuerdo con la disposición general que se haya adoptado.

Finalmente se marca con una flechita cercana al extremo inferior de cada atarjea el sentido del escurrimiento.

9.02.-

G E O L O G I A

Se hará un estudio geológico aunque sea somero, de los suelos de la población; indicando la clase de las atarjeas que se requieran en las distintas zonas.

Esto se efectúa haciendo sondeos convenientemente localizados y a la profundidad máxima que vayan a quedar las alcantarillas.

Indíquese la profundidad de la capa freática, ya que la capacidad de las atarjeas se verá alterada por el agua de infiltración, cuyo caudal dependerá de la profundidad dentro del manto del agua freática a la que queden localizados las atarjeas.

9.03.-

SERVICIOS PUBLICOS EXISTENTES

A.- AGUA POTABLE.- Es necesario conocer la superficie que cubre la red de agua potable y con servicio domiciliario, pues no puede pensarse en extender el servicio de alcantarillado a zonas que no tengan el servicio de agua en la fase de construcción inmediata, porque representaría una inversión ociosa por un número grande de años.

Es conveniente indicar en términos generales el número de horas de servicio que tiene al día y la dotación de que se disponea así como el número de conexiones que hay y las que sea factible instalar una vez que esté el servicio de drenaje y alcantarillado en funcionamiento.

En el caso de que el desagüe se vaya a tener cerca de la fuente de abastecimiento de agua se deberá saberse de la forma de evitar la contaminación.

B.- DRENAJE.- Se explicó al hablar de los levantamientos topográficos, de que es necesario contar con un plano de los servicios de alcantarillado existentes y su estado de conservación.

Cuando existan atarjeas que puedan aprovecharse en el nuevo diseño, deberá indicarse la razón que justifique esta determinación.

Conviene mencionar si la eliminación de los desechos humanos se hace por medio de letrinas o fosas sépticas ya que este tipo de servicios para que en el futuro se pueda establecer a medida que crezca la red de alcantarillado la influencia que tenga en la reducción de los índices de mortalidad y morbilidad de las enfermedades del aparato digestivo de origen hídrico y de contaminación del suelo.

C.- PAVIMENTOS.- Se indicará la clase y las calles en donde exista pavimentos, se podrá indicar en el plano general con signos convencionales.

Los pavimentos significan un aumento en el costo de instalaciones de las atarjeas y albañales y por otra parte una carga económica para la institución gubernamental o privada que los reponga.

D.- ALUMBRADO ELECTRICO PRIVADO.- El alumbrado en general es un índice de la potencialidad económica de los que gozan o no de este servicio. Será muy poco probable que en una casa en donde no tengan el servicio de luz eléctrica, instalen los servicios

sanitarios. Conviene conocer las horas de que se dispone de energía eléctrica, el voltaje que tiene y el número de ciclos para el caso de que se requiera el uso de equipo mecánico en las plantas de tratamiento o de bombeo.

P A R Q U E S Y J A R D I N E S .

Se indicarán en el plano general la ubicación y dimensiones de los parques y jardines que existan y su estado de conservación.

Si se cuenta con el dato de consumo de agua, es conveniente tomarlo.

9.05.-

I N S T I T U C I O N E S P U B L I C A S .

A. Se anotarán en el plano general la ubicación y capacidad de hospitales centro de higiene, escuelas, cuarteles.

Quando estas instituciones sean de gran capacidad y que por consiguiente puedan aportar aguas negras en abundancia, deberá investigarse su capacidad en el caso de que no se encontraran en la zona de construcción inmediata que deberá justificar la extensión del sistema de alcantarillado para servirlas.

B. R A S T R O .

Esta es una de las instituciones más importantes que existen en una población y debe pensarse en la necesidad de servirlo, aunque en la general estén situados a extramuros de la población.

C. M E R C A D O

Se indicará en el plano general la ubicación y dimensiones. Se hará una estimación de las cantidades de agua que consumirá, que de ésta dependerá a su vez el estado de limpieza y conservación en que se encuentre.

9.06.-

I N D U S T R I A S

En el plano general se indicarán aquellas que por su magnitud y naturaleza tengan desechos líquidos abundantes o que sean nocivos al funcionamiento de una planta de tratamiento o al mismo sistema de alcantarillado.

Entre ellas pueden considerarse: tenerías, fundiciones, fábricas de sustancias químicas, ingenios, industrias de leche y derivados, fábricas de vinos y licores, industrias de galvanoplastia, fábricas de jabón, refinerías de petróleo y gasolineras, si no cuentan con las plantas adecuadas para extraer los aceites y grasas.

Cuando se trata de una industria muy grande que obligue al uso de atarjeas de gran capacidad para servirla, deberán conocerse el volúmen y gasto de los desechos.

Debe tenerse presente que los desechos de algunas industrias atacan las tuberías y obras de concreto hasta llegar a inutilizarlas.

9.07.-

A L B E R C A S Y B A Ñ O S P U B L I C O S.

Cuando se descarguen las albercas al sistema de alcantarillado, deberá tenerse presente el caudal que produzcan y que puede perjudicar el funcionamiento de la red. Cuando los baños públicos sean de gran capacidad pueden ocasionar esta misma dificultad.

CLASIFICACION DE ZONAS DE LA POBLACION

Para justificar la construcción de las atarjeas de una zona determinada de la población deben tenerse en consideración los siguientes factores:

1. El número de casas de construcción permanente debe ser alto
2. Deben tener servicio de agua potable con tomas domiciliarias

Para poder hacer la clasificación de las construcciones en dos o tres tipos distintos.

- 1). Casas y edificios permanentes.
- 2). Jacales y chozas.

Es necesario conocer el número de construcciones que hay en cada frente de manzana y su correspondiente clasificación.

Desde un punto de vista práctico se necesita saber el número de casas que harán sus conexiones a las atarjeas y que se supone sea igual al número de casas y edificios permanentes.

Las zonas se clasificarán de acuerdo con lo que sigue:

- 1.- Zona A. Será la que cuente con servicio domiciliario o hasta donde se extienda la red de agua potable al momento de hacer los trabajos de alcantarillado.
- 2.- Zona B. Debe ser la zona que en un futuro inmediato tenga el servicio de agua potable. En términos generales será una zona que circundea a la anterior o nuevas colonias.

3.- Zona C. Será aquella que por la pobreza de sus habitantes, la baja calidad de las construcciones y su baja densidad no justifique la instalación en un periodo corto de tiempo, a pesar de que existan líneas de distribución de agua potable.

4.- Zona D. Será la zona de probable crecimiento que se deduce de la experiencia de otras poblaciones que han sufrido cambios de dirección de las nuevas líneas de comunicación o nuevos centros industriales, en algunos casos la extensión de la población se efectúa hacia las partes altas, ya sea buscando un clima más fresco o para protegerse de las inundaciones.

Esta zona tiene capital importancia cuando se obligue a bajar los colectores porque se encuentren en una parte más baja.

9.09.-

Z O N A S D E C O N S T R U C C I O N I N M E D I A T A .

La red deberá proyectarse para todas las zonas existentes y aún tomando en cuenta las zonas de crecimiento durante la vida útil del sistema.

A los colectores y atarjeas se les deberá dar la profundidad necesaria para que puedan recibir las inserciones de las atarjeas que no se proyecten. La zona de construcción inmediata se determinará por el número de construcciones permanentes y que pueden dentro de las clasificaciones de las zonas 1 y 2.

T E M A No. 10.

TRAZO GENERAL DE LA RED DE ALCANTARILLADO .

10.01.- Procedimiento para efectuar el trazo.

Para efectuar el trazo de un sistema de alcantarillado se procederá como se explica a continuación:

En el plano topografico obtenido como se indico en el tema anterior, se marcará el limite de la zona de construcción inmediata. Es natural y económico que las atarjeas sigan hasta donde sea posible la pendiente del terreno con objeto de tener las excavaciones mínimas. Se marca con flechas entre cruces y cruceros, hacia donde baja el terreno teniendo cuidado de marcar en forma adecuada las flechas comprendidas entre cruceros, cuya diferencia de cotas sea menor de 25 cms. Hecho lo anterior, se tendrá el trazo que deben seguir las atarjeas del sistema.

Generalmente una vez efectuado el trazo de las atarjeas se acusa el trazo de los colectores en la zona de construcción inmediata. En los casos en que no se acusan, deberán localizarse lo más próximo a ella evitando hasta donde sea posible conducciones largas fuera de la zona.

En las zonas de construcción futuras se localizaran los colectores de acuerdo con el trazo indicado por las flechas.

Una vez obtenido el trazo general, se deberá modificar procurando lo siguiente:

- 1.- Que las atarjeas sigan el sistema de bayonetas preferentemente para evitar los tramos de cabeza, en los cuales se presentan caudales muy pequeños que no aseguran el fácil arrag

tró de los abidos centrados en las aguas negras.

Quando se efectúa la modificación anterior, se observará que en aquellas calles cuyo desnivel entre cruceo y arroyo, fuera menor de 25 cm. las atarjeas se llevan en contradiendo la excavación no resultará con un costo excesivo, sin embargo no deberá abusarse del número de atarjeas que vayan en contradiendo, masino se procurará que su número sea mínimo.

2.- Que la red sea regular en su trazo hasta donde sea posible.

3.- Que las atarjeas sirvan correctamente a los lotes de ambos lados de la calle y a las instituciones aisladas de que se habló en Tema anterior y no se tengan excavaciones excesivas ni desarrollo innecesario.

Quando en la población de que se trate se tengan arroyos, ríos y otros arroyos naturales, deberá tenerse en cuenta al cruzar los, si el cruce se puede efectuar sin profundizar demasiado las atarjeas adyacentes, o afectando toda la profundidad del sistema.

Quando se trate de cauces muy grandes, es necesario muchas veces modificar el trazo y tratar de efectuar el mínimo número de cruzamientos posibles.

Aunque existe la posibilidad de efectuar el cruce arriba del fondo del cauce, debe considerarse que la obstrucción pueda afectar el régimen hidráulico de la corriente ya sea reduciendo su capacidad o sobreelevando el tirante del agua arriba de la obstrucción.

Por último, cuando no exista otra alternativa, se puede resolver el cruce por medio de un sifón invertido, pero debe procurarse evitarse hasta donde sea posible el hacer esta clase de estructuras que además de ser costosas requieren muchas veces grandes gastos de conservación y mantenimiento.

Terminando el trazo general del sistema, se procede a localizar los pozos de visita, estos se obligan en los siguientes lugares:

- 1º En todos los cruceos de las calles.
- 2º En inflexiones de calles o trazos de la atarjea.
- 3º En todos los cambios de pendiente obligada por economía.

en la excavación, o para evitar que la atarjea se salga del terreno. La distancia máxima entre pozos de visita, será de 100 metros hasta diámetro de 60 cms. cuando entre dos cruceros se exceda esta distancia, se deberán colocar pozos intermedios. Estos pozos se que-
 ran aprovechar para mayor alcance de trazo si se va a bajar al nivel del terreno. En colectores de 60 cms. y mayores, la distancia mínima de pozos de visita será de 120 mts. solamente en colectores muy grandes se puede aumentar esta distancia.

cuando en la forma antes indicada se haya adoptado un trazo de-
 pués de hacer varios tanteos, se compararán las variantes estudiadas y se exponen claramente las razones que haya habido para desear las no empleadas.

10.02.-

D E S A G U E .

Cuando ya se tenga el trazo más conveniente, deberá estudiarse el punto de vertido de las aguas ya se trate de aguas negras o plu-
 viales indicándose las razones para su elección. Debe tomarse en cuenta que muchas veces el punto de vertido puede modificar totalmen-
 te el trazo general del sistema.

Deberá procurarse que el vertido o descarga se haga a una distan-
 cia de la población tal, que asegure que las aguas negras no provo-
 quen molestias debido a malos olores o procreación de moscas.

Si la descarga se hace a un río, deberá procurarse que la tube-
 ría no quede abajo de la cota de aguas medias, por lo tanto, es nec-
 sario tener información alguna sea aproximada de la hidrología de la
 corriente a donde se haga el vertido de los desechos. Entre los da-
 tos más importantes estarán:

cotas de aguas máximas.

cotas de aguas medias.

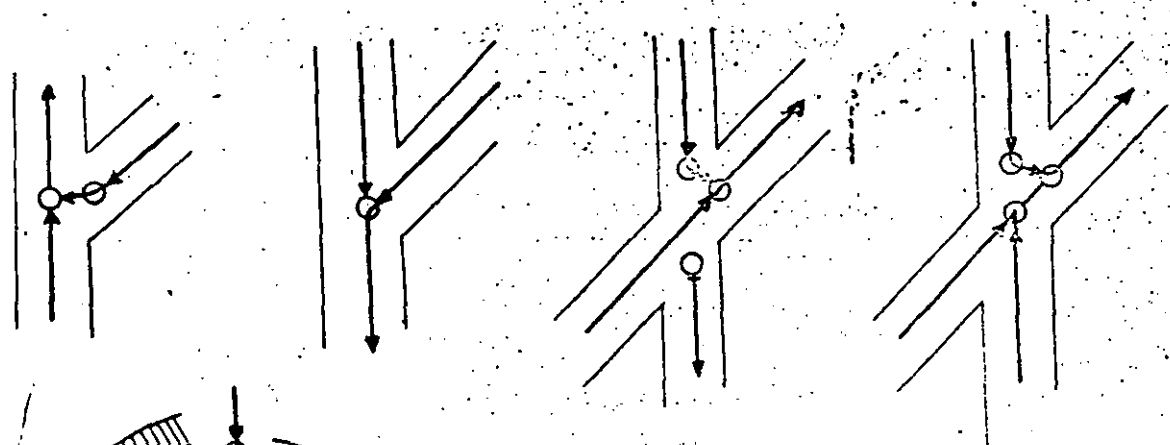
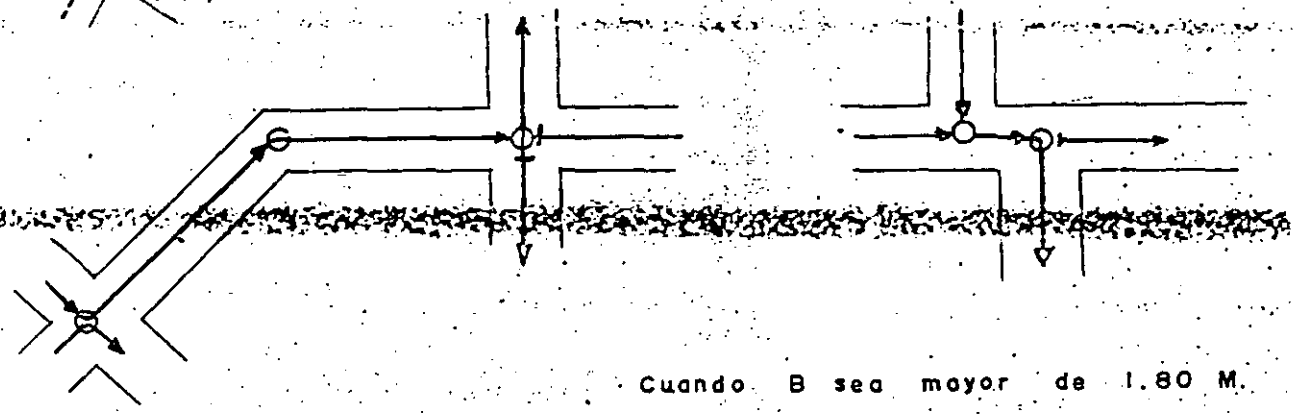
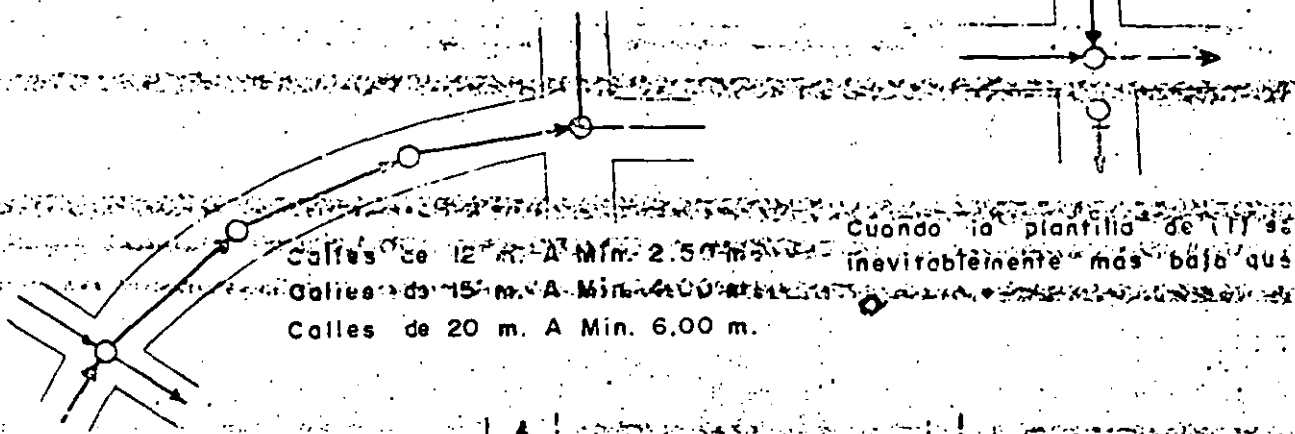
... también el aprovechamiento que se ha de...
 ... el suministro de agua potable...
 ... que por lo tanto pueden traer como consecuencia...
 ... producción de enfermedades del aparato digestivo debido a la...
 ... contaminación de aguas negras. No debe olvidarse la necesidad de...
 ... que exista de tratar las aguas negras para evitar los perjuicios...
 ... señalados.

1953

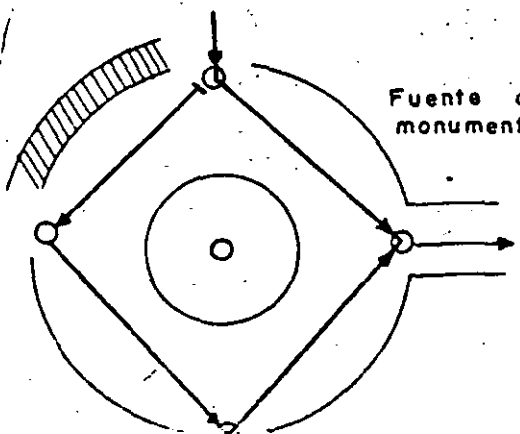
ESQUEMAS DE LOCALIZACIÓN DE POZOS DE VISITA Y
ESTRUCTURAS

Se explicó ya que los pozos de visita se colocarían en cada caso de dirección o pendiente, además de la especificación sobre su cota máxima; con objeto de que esto se entienda más claramente se acompaña en hoja separada una serie de esquemas sobre la localización de los pozos de visita en cruceros. Estos esquemas fueron hechos en la Dirección de Ingeniería Sanitaria por los años de 1944.

LOCALIZACION DE POZOS. DE VISITA.



Fuente ó monumento



Los tramos de atarjea en pozos y pozo, siempre van en línea recta

13. 24.-

Una vez tomada la red general y sus accesorios importantes como caídas o de visita, de caída o de lámpara, se completa el plano después de haberse efectuado los cálculos respectivos y haberse calculado las cotas de plantillas, anotando todos los datos que se mencionan a continuación:

1.- Numeración de los cruceros o su localización en cualquier otra forma.

2.- Cota del terreno.- Esta es conveniente encerrarla en un círculo y se pondrá únicamente con aproximación hasta el centímetro.

3.- Cota de la plantilla de los tubos en los pozos de visita, caída o lámpara.- Esta se encierra en un círculo doble y la cota correspondiente se aproxima hasta el milímetro.

La diferencia entre la cota del terreno y la cota de la plantilla, es la que se toma como profundidad teórica de excavación.

En algunos cruceros será necesario tener dos o más cotas de plantilla por quedar situados pozos de caída o las atarjeas insertarse a distintos niveles, en cuyo caso deberán colocarse los datos en forma tal, que no den lugar a confusión.

4.- Pendiente geométrica de la alcantarilla.- Con ésta se puede conocer la cota del fondo de la tubería en cualquier punto.

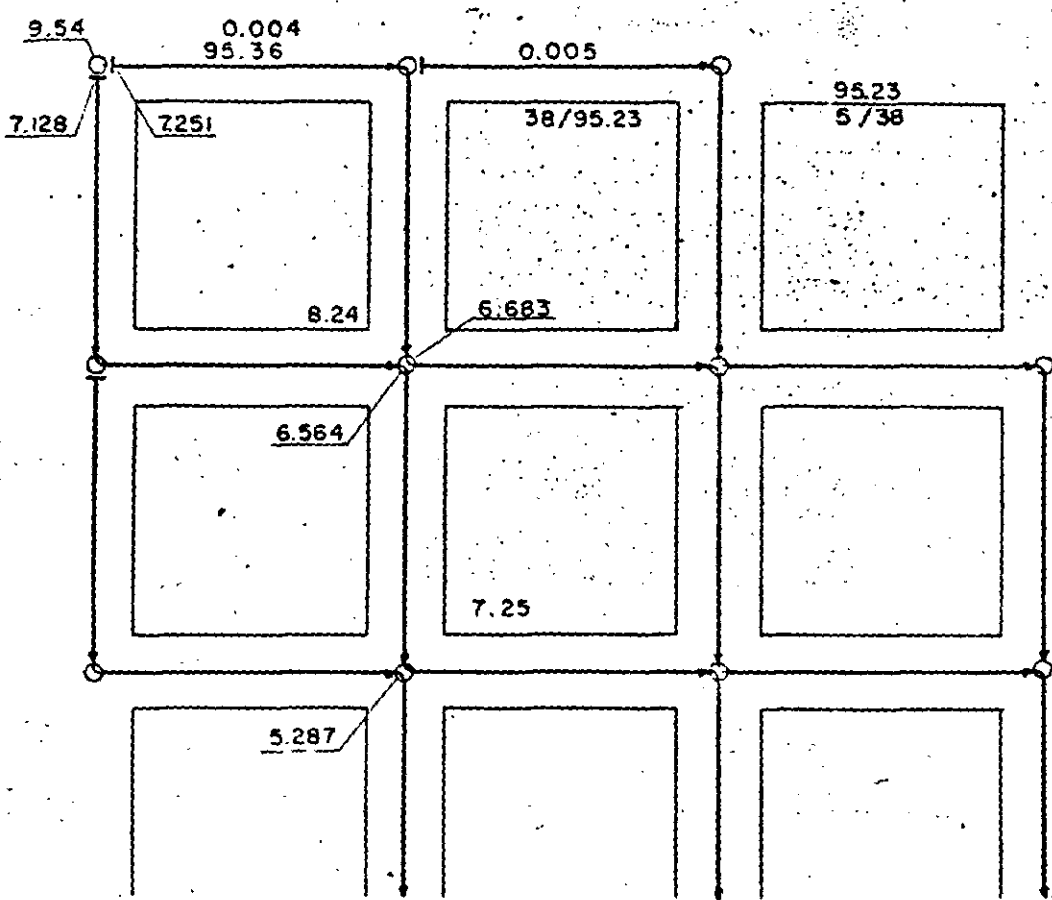
5.- Diámetro de la tubería que se expresará en centímetros.

6.- Longitud del tramo entre pozos de visita.- La longitud se expresa en mts. y se aproxima a centímetros.- En algunas ocasiones se aproximará nada más al decímetro.

Los datos de 4, 5 y 6 es conveniente colocarlos al centro de la tubería y empleando una disposición especial que evite malas instalaciones o un mantenimiento excesivo de datos.

Para distinguir fácilmente el trazado general de la red, se emplearán símbolos convencionales que diferencian los colectores, manzanas, etc.

En el plano deberán indicarse así mismo, la posición de la manzana de la vista; de cada una de ellas y cuando se trate de sistemas para aguas pluviales, se indicarán las coladeras pluviales y su correspondiente albañal. En el esquema de esta página se presentan varias manzanas con todos los datos que debe llevar un plano de proyecto de alcantarillado para ser útil para su construcción. Debe comprenderse que entre más completos y precisos estén los datos necesarios, en el proyecto, menores posibilidades habrá de cometerse errores en la obra de su ejecución.





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

DEPARTAMENTO DE CURSOS INSTITUCIONALES

**DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
COORDINACION GENERAL DE ADMINISTRACION
DEPARTAMENTO DE RECURSOS HUMANOS**

DRENAJE EN CARRETERAS

26-28 octubre de 1994
Oaxaca, Oax.

- Especificaciones de diseño de conductos y carreteras -

Ing. Jesús Manuel Albo Lara

10.35.-

ESPECIFICACIONES DE

DISEÑO

PENDIENTES MÍNIMAS Y MÁXIMAS

Experimentos. Llevados a cabo en los ... Europa ...
ciudad de arrastre del agua, de parte las ... en ...
han demostrado que una velocidad mayor de 30 cms/seg. evita el
depósito de arena fina, transportada por el agua.

En los alcantarillados sanitarios, comunmente no se tiene arena,
pero en algunas ocasiones puede estar presente, por lo tanto pa-
ra que en un sistema de alcantarillado sanitario no se tengan de
satisfactoria de escurrimiento.

Generalmente el escurrimiento en sistemas sanitarios, varía de
0.25 a 0.40 del gasto máximo para el que se diseña el sistema.

Así mismo se supone que el mínimo absoluto es aproximadamente la
mitad del gasto medio. Puesto que la velocidad varía con el ti-
rante, se ha llegado a establecer que una velocidad mínima de
0.60 mts./seg. cuando el conducto trabaje lleno, permitirá obte-
ner una velocidad mínima de .30 mts./seg. en el gasto mínimo.

Se debe procurar que el diámetro que se elija permita un tirante
con el gasto mínimo no menor de 0.05 mts.

En la tabla siguiente se muestran las pendientes mínimas necesari-
as de acuerdo con las fórmulas de Manning y Chezy para tener
una velocidad de 0.60 mts./seg. cuando el conducto está lleno,
con un coeficiente de rugosidad $n = 0.013$.

MEMA No. 10

Diámetro en cms.	PENDIENTE		Pendientes que deben ser
	Manning	Chezy	
20	0.0033	0.0041	0.003
25	0.0025	0.0028	0.0025
30	0.0019	0.0022	0.002
38	0.0014	0.0016	0.0015
45	0.0011	0.0012	0.002
60	0.00077	0.00080	0.0008
76	0.00057	0.00059	0.0006
91	0.00045	0.00046	0.0005
1.07			0.0004
1.22			0.0003
1.52			0.0003
1.83			0.0002
2.13			0.0002
2.44			0.0002

La pendiente máxima será aquella que produce una velocidad tal, arriba de la cual se empiece a tener una acción erosiva del agua en las tuberías o conductos. En los de concreto se ha obtenido experimentalmente, que no debe sobrepasarse una velocidad de 3.00 mts/seg.

D. E. M. A. No. 10

Diámetro en mts.	Módulo de fricción n = 0.015	Caudal en lts/seg.	Pendientes que deben adoptarse
20	0.0033	0.0047	0.0033
25	0.0025	0.0028	0.0025
30	0.0019	0.0022	0.002
38	0.0014	0.0016	0.0015
45	0.0011	0.0012	0.002
60	0.00077	0.00080	0.0008
76	0.00057	0.00059	0.0006
91	0.00045	0.00046	0.0005
1.07	0.0004	0.00028	0.0004
1.22	0.0003	0.00024	0.0003
1.52	0.0003	0.00018	0.0003
1.83	0.0002	0.00014	0.0002
2.13	0.0002	0.00011	0.0002
2.44	0.0002	0.000095	0.00011

La pendiente máxima será aquella que produzca una velocidad tal arriba de la cual se empieza a tener una acción erosiva del agua en las tuberías o conductos. En los de concreto se ha obtenido experimentalmente, que no debe sobrepasarse una velocidad de 3.00 mts/seg.

La tabla siguiente da las pendientes máximas que deberán darse a los conductos.

DIAMETRO	PENDIENTE	Escantillón de la plantilla recomendable
20	0.075	1.25
25	0.056	1.30
30	0.045	1.35
38	0.038	1.40
45	0.027	1.50
60	0.019	1.65
76	0.014	1.85
91	0.011	2.00
1.07	0.009	2.15
1.22	0.008	2.35
1.52	0.006	2.65
1.83	0.004	3.00
2.13	0.004	3.30
2.44	0.004	3.60

3.- PROFUNDIDAD MINIMA DE LOS CONDUCTOS

La profundidad mínima estará dada por los siguientes factores:

- 1.- Colchón mínimo para evitar rupturas por cambios vivos.
- 2.- Aislamiento contra el frío en los países de clima frío.

Deberá estar a una profundidad a donde ya no se hacen sentir las heladas.

3.- Permitir el drenaje de los lotes de terreno situados a ambos lados y desde el fondo de los mismos, y con la pendiente mínima recomendada por las autoridades locales para los alcantarales.

El colchón mínimo para satisfacer los requisitos 1 y 2 deberá ser de .30 mts.

C. ELEVACIONES DE LAS PLANTILLAS EN LAS INTERSECCIONES

Teóricamente el mejor escurrimiento se obtiene de acuerdo con las cargas disponibles cuando todas las plantillas de los conductos descargan al mismo nivel. Sin embargo, si un tubo de diámetro pequeño entra en uno de diámetro grande a la misma altura de la plantilla, se producirá un remanso cuando el conducto pequeño no vaya a su máxima capacidad y puedan formarse depósitos que taponeen completamente el lateral, por esta razón se acostumbra poner la plantilla del lateral arriba de la del principal. También se puede obtener el mismo efecto dando una pendiente fuerte en el lateral tal, que absorba la diferencia de diámetros en una distancia corta digase entre dos pozos de visita inmediatos.

En la unión de dos atarjeas ya sea en ángulo o continuas, deben colocarse las plantillas en forma que los niveles del agua estén al mismo nivel en condiciones ordinarias de escurrimiento.

La diferencia de elevación entre las plantillas dependerá de las dimensiones relativas de las atarjeas y de los niveles medios del agua.

La práctica aconseja que se pongan las plantillas en tal forma, para que la diferencia de elevaciones sea cuando menos de $\frac{1}{4}$ (D-d) para tuberías menores de 60 cms. y de $\frac{3}{4}$ (D-d) para tuberías mayores de 60 cms.

Si las pendientes son fuertes, es preferible tener las clevas a la misma altura.

La regla general será como sigue:

- < de 60 cms. Ø con < de 60 cms. Plantilla con plantilla.
- < de 60 cms. Ø con > de 60 cms. Eje con eje.
- > de 60 cms. Ø con > de 60 cms. Eje con eje.

D. LOCALIZACION DE LAS ATARJEAS

Las atarjeas y colectores es conveniente localizarlos en el eje de las calles.

Cuando se tiene un terreno inclinado, es preferible colocarla atarjea abajo de la banqueta del lado más bajo.

Cuando las calles sean mayores de 20 mts. de ancho y sobre todo que tengan pavimento costoso, es económico colocar dos atarjeas cercanas a las banquetas de ambos lados, por que los albañales resultarían muy costosos en otra forma por su longitud.

TEMA No. 11

HIDRAULICA DE LAS ALCANTARILLAS

11.01.-

APLICACION DE PRINCIPIOS DE HIDRAULICA, AL DISEÑO DE ALCANTARILLADOS

Para poder efectuar un diseño correcto de un sistema de alcantari llado, es requisito indispensable contar con el conocimiento completo de los principios de hidráulica que se aplican al escurri riento de líquidos en conductos cerrados o abiertos. Ya hemos di cho que aunque las aguas negras contienen hasta 0.2% de materia sólidas, obedecen en su comportamiento las leyes del escurriemien to del agua y por lo tanto se emplean los mismos principios - - -

y fórmulas.

Aunque se supone que ya se cuenta con los conocimientos necesarios de hidráulica y que además se han visto en ciclos anteriores de este curso, se verán ahora los principios y fórmulas que deberán emplearse en el diseño de alcantarillados a guisa de recordatorio.

11.02.-

FORMULAS DE HIDRAULICA PARA OBTENER LA VELOCIDAD.

En el cálculo de las alcantarillas aunque en casos excepcionales, pueden trabajar como conductos a presión, se les considera en su trabajo normal como canales.

A.-

FORMULA DE CHEZY

Sea una sección de un conducto con una área a , en el cual escurre agua con una velocidad v . Si llamamos p al perímetro mojado de la sección h al desnivel o caída en una longitud L . P será el gasto en peso que pase por la sección y F la fricción por unidad de superficie que se oponga al movimiento.

Podemos establecer racionalmente las siguientes igualdades:

La potencia debida a la caída es $= a \cdot Ph$.

La fricción que se opone al movimiento será Fpl . La energía consumida por segundo es la fuerza o fricción por la velocidad.

$\therefore Fplv = Ph \cdot \rho \cdot g \cdot h$ ρ densidad n del agua.

luego $Fpl = \frac{Ph \cdot \rho \cdot g \cdot h}{v}$

pero sabemos que $\rho \cdot g \cdot h = \gamma$ γ peso específico

y fórmulas.

Aunque se supone que ya se cuenta con los conocimientos necesarios de hidráulica y que además se han visto en ciclos anteriores de este curso, se verán ahora los principios y fórmulas que deberán emplearse en el diseño de alcantarillados a guisa de recordatorio.

11.02.-

FORMULAS DE HIDRAULICA PARA OBTENER LA VELOCIDAD.

En el cálculo de las alcantarillas aunque en casos excepcionales, pueden trabajar como conductos a presión, se les considera en su trabajo normal como canales.

A.-

FORMULA DE CHEZY

Sea una sección de un conducto con una área a , en el cual escurre agua con una velocidad v . Si llamamos p el perímetro mojado de la sección h al desnivel o caída en una longitud L . P será el gasto en peso que pase por la sección y F la fricción por unidad de superficie que se oponga al movimiento.

Podemos establecer racionalmente las siguientes igualdades:

La potencia debida a la caída es $= a \cdot Ph$.

La fricción que se opone al movimiento será Fpl . La energía consumida por segundo es la fuerza o fricción por la velocidad.

$\therefore Fplv = Ph$ para $\rho = \text{densidad } n \text{ del agua.}$

luego $Fpl = \frac{Ph}{v}$

pero sabemos o

$$\frac{Q}{P} = \text{radio hidr\u00e1ulico} = R$$

$$F = wRS = RS$$

Los experimentos efectuados por Chezy indicaron que F era aproximadamente proporcional al cuadrado de la velocidad.

$$v = C \sqrt{RS} \quad \text{siendo } C \text{ una constante.}$$

La f\u00f3rmula puede emplearse directamente determin\u00e1ndose el coeficiente C para una velocidad y una secci\u00f3n conocidas.

Investigadores posteriores a Chezy han determinado los valores del coeficiente C. que depende la pendiente y del coeficiente de rugosidad n del material de que est\u00e9 hecho el conducto.

B.-

FORMULA DE GANGUILLET Y KUTTER.

$$C = \frac{23 + \frac{0.00155}{S} + \frac{1}{n}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{S}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}}$$

Se dice que la f\u00f3rmula anterior es una de las m\u00e1s exactas por tomar en cuenta la pendiente. Sin embargo, la influencia de \u00e9sta es muy peque\u00f1a de tal manera que la mayor parte de las veces no es justificado su empleo por ser de estructura muy poco simple.

Sustituyendo el valor de este coeficiente en la f\u00f3rmula general de Chezy tendremos el valor de la velocidad.

$$v = \frac{23 + \frac{0.00155}{S} + \frac{1}{n}}{1 + \frac{n}{\sqrt{R}} \left(23 + \frac{0.00155}{S}\right)} \sqrt{RS}$$

en la que n es el coeficiente de rugosidad, R el radio hidr\u00e1ulico y s la pendiente.

Es un coeficiente que depende de la rugosidad.

$$v = \frac{100 \sqrt{R}}{m + R} \sqrt{RS}$$

D. -

FORMULA DE BAZIN

$$C = \frac{87}{1 + \frac{8}{\sqrt{R}}}$$

en la que γ es un coeficiente que depende exclusivamente de la naturaleza de las paredes del conducto.

E. -

FORMULA DE MANNING

$$C = \frac{R^{1/6}}{n}$$

$$v = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

En esta fórmula el coeficiente n de rugosidad tiene el mismo valor que en la de Ganguillet y Kutter.

F. -

FORMULA DE KING.

La fórmula siguiente fué desarrollada por King para tuberías de concreto fundamentalmente. Es por esta razón que en el cálculo de alcantarillas en que comúnmente se emplea tuberías de concreto se le use con frecuencia. Sin embargo no debe olvidarse que se comete un mayor error en la elección del coeficiente de rugosidad que la diferencia que puedan dar las fórmulas para el cálculo de tuberías.

La fórmula de King es:

$$S = 0.001097 \frac{v^2}{D^{1.25}}$$

$$S = 0.001097 \frac{v^2}{D^{1.25}}$$

$$v = \sqrt{\frac{S D^{1.25}}{0.001097}}$$

en la que v = velocidad en mts/seg.

D = diámetro en mts y S pendiente del conducto.

Para encontrar la equivalencia entre los coeficientes n , m y δ hacemos $R = 1$ entonces la fórmula de Ganguillet y Kutter se reduce a:

$$C = \frac{1}{n}$$

La de Kutter.

$$C = \frac{100}{1+m}$$

La de Manning.

$$C = \frac{1}{n}$$

y la de Bazin.

$$C = \frac{87}{1+\delta}$$

Por lo tanto al comparar las relaciones anteriores, se puede llegar a establecer $m = 100 n - 1$ y $\delta = 87 n - 1$. - Estas ecuaciones permiten pasar de un coeficiente a otro.

VALORES DE LOS COEFICIENTES n, m, y δ

<u>Naturaleza de las paredes</u>	<u>n</u>	<u>m</u>	<u>δ</u>
1.- Madera Cepillada	0.009	- 0.10	- 0.22
2.- Madera sin cepillar	0.012	0.20	0.03
3.- Aplanados cemento lisos	0.010	0.00	- 0.13
4.- Aplanados cemento ordinarios	0.011	0.10	- 0.04
5.- Mampostería ladrillo o piedra	0.014	0.40	0.22
6.- Concreto colado en el lugar	0.016	0.60	0.39
7.- Lámina de acero y galvanizado	0.011	- 0.10	- 0.09
8.- Revestimiento en seco.	0.019	0.90	0.65
9.- <u>Tubos de concreto y barro vitri</u>	<u>0.013</u>	<u>0.30</u>	<u>0.13</u>
10- Metal corrugado	0.019	0.90	0.65
11- Canales de arcilla o tierra	0.020	1.00	0.74
12- Canales de grava	0.021	1.10	0.83
13- Ríos en condiciones medias	0.027	1.70	1.35

De las fórmulas anteriores la más recomendable por su sencillez y que da resultados satisfactorios es la de Manning.

11.03.-

CLASIFICACION DE LOS PROBLEMAS COMUNES EN EL DISEÑO

En el diseño de alcantarillados intervienen cuatro cantidades fundamentales que son:

El diámetro. d.
El caudal Q.
La velocidad v.
La pendiente S.

En cualquier problema de hidráulica se tienen que conocer dos de ellos o suponerse para poder determinar los otros dos.

Los problemas comunes que se presentan en el cálculo de alcantarillados son los siguientes:

- 1.- Dados el caudal Q y el diámetro d, determinar la velocidad v y la pendiente S.
- 2.- Dados el caudal Q y la pendiente S, determinar el -- diámetro d y la velocidad v.
- 3.- Dados el diámetro d y la pendiente S, determinar la velocidad v y el caudal Q.
- 4.- Dados el caudal Q y la velocidad v, determinar el -- diámetro d y la pendiente S.

11.04.-

C A L C U L O D E L A V E L O C I D A D Y E L C A U D A L

La velocidad se calcula con las expresiones ya vistas de las que ya dije que la más recomendable de usar es la de Manning.

El caudal se calcula simplemente obteniendo el producto.

$Q = Av$ siendo A el área de la succión del agua.

11.05.-

FORMULAS PARA OBTENER EL DIAMETRO DE SECCIONES CIRCULARES

Una fórmula que permita obtener el diámetro de un conducto circular en función de la capacidad y de la pendiente, se puede obtener substituyendo los valores de A y v en la fórmula $Q = Av$ y despejando de la ecuación obtenida el diámetro:

Tenemos que $A = \frac{\pi d^2}{4} = 0.7854 d^2$

$r = \text{Radio hidráulico} = d/4 = 0.25 d$

Si se determina el valor C_e v por medio de la fórmula de Chezy, -- tendremos:

$$Q = 0.7854 d^2 \times c \times \sqrt{0.25 d \times s}$$

$$Q^2 = 0.61685 d^4 \times c^2 \times 0.25 d \times s$$

$$Q^2 = 0.1542 d^5 c^2 s$$

$$d = \sqrt[5]{\frac{6.484}{s} \left(\frac{Q}{c}\right)^2}$$

c es el coeficiente en la fórmula de Chezy.

Si empleamos el coeficiente C de G y Kutter.

$$d = \left(\frac{8 Q}{c s^{1/2}}\right)^{2/3}$$

$$d = \left(\frac{2.54 Q}{c s^{1/2}}\right)^{2/3}$$

Para calcularlo se procede por tanteos.

Se supone un valor a C y se obtiene d, se determina un C más exacto con el valor de d obtenido y se obtiene un nuevo d. Se calcula R que es igual a d/4 y con éste la pendiente; se en cuenta en la fórmula de G y Kutter, obteniendo el C. definitivo que empleado en la fórmula anterior se determina el diámetro con la fórmula de Chezy y el coeficiente C de Manning.

$$v = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

$$Q = Av = \frac{\pi d^2}{4} \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n} = \frac{d^2 \pi}{4} \times \frac{(d/4)^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

$$Q = \frac{3.1416 \times S^{1/2} \times d^{8/3}}{4^{5/3} n}$$

$$d = \left(\frac{10.24 n Q^{3/8}}{3.1416 \times S^{1/2}} \right) = \left(\frac{3.25 n Q^{3/8}}{S^{1/2}} \right)$$

Esta expresión tiene la ventaja de que es muy sencilla de calcular empleando tablas con los exponentes: 3/8 y 1/2,

11.06.-

FORMULA PARA CALCULAR LA PENDIENTE

Cuando se conoce el caudal y el diámetro de una sección circular que escurre llena o a la mitad. El área de la sección líquida puede calcularse del diámetro y la velocidad de escurrimiento puede obtenerse resolviendo $v = Q/A$. La pendiente puede calcularse resolviendo.

ESCURRIMIENTO PERMANENTE CON REGIMEN VARIADO.

Ya vimos que el escurrimiento en un canal se considera uniforme cuando la profundidad, la sección transversal y otros elementos hidráulicos como la velocidad se mantienen constantes de una sección a otra.

Cuando la profundidad, la velocidad, la sección transversal y la pendiente hidráulica ~~varían de una sección a otra~~, el escurrimiento no es uniforme o que es variado. En estas condiciones la superficie del agua en un canal no es paralela al fondo del mismo.

Los ejemplos más comunes de escurrimiento variado en los alcantarillados son los siguientes:

1.- La curva de abatimiento o depresión que ocurre en la descarga libre de atarjeas o colectores, como en el caso de caída libre a una planta de bombeo o de otro sitio.

2.- La curva de remanso que es causada por una obstrucción en la tubería como una presa o el nivel del agua en la descarga si este es superior al nivel normal del escurrimiento en el conducto. Una disminución de pendiente de una pendiente pequeña a una menor, también puede producir la curva de remanso. En estos casos la velocidad y la pendiente hidráulica decrecen a medida que la profundidad del agua aumenta, hacia la obstrucción o la disminución de la pendiente.

2.- El salto hidráulico que se produce al pasar el agua por la superficie de un obstáculo que se encuentra en un canal de pendiente uniforme y que en el punto de salto el flujo es turbulento y que en el punto de salida del salto el flujo es laminar.

Este fenómeno es muy importante ya que frecuentemente puede producirse en obras de las atarjeas.

El salto hidráulico es poco común, pero puede ser muy importante en ciertas condiciones especiales:

En el estudio hidráulico de las curvas de abatimiento o remanso se puede obtener partiendo de la aplicación de la fórmula general para el flujo uniforme en canales.

$$Q = A_m C \sqrt{R_m S} V$$

En la que A_m y R_m sean los valores medios del área y el radio hidráulico de las secciones extremas del conducto en estudio.

Por supuesto que deberán tomarse en cuenta la forma y la pendiente, el caudal, el coeficiente de rugosidad y la profundidad del escurrimiento en algún punto conocido.

En la selección de un problema específico se siguen en general -- los casos que se indican a continuación:

- 1.- Se calcula la profundidad de escurrimiento en la descarga.
- 2.- Se supone la profundidad en otra sección aguas arriba a una distancia determinada.
- 3.- Se calcula la pérdida de carga entre las dos secciones anteriores indicadas.
- 4.- La distancia entre las dos secciones se relaciona a la diferencia total de carga (profundidad más carga de velocidad) en cada sección. Si los valores calculados en los puntos anteriores son iguales, se puede considerar que el salto hidráulico se produce en el punto indicado.

5.- El cálculo se repite para otra sección, hasta que se tenga un número adecuado de puntos para poder trazar la curva de abastecimiento o raras.

El procedimiento se repite e reiterar y se aplica a todas las condiciones de escurrimiento variado. La precisión con que se tengan las hipótesis en que se basa.

En general el procedimiento consiste fundamentalmente en proceder por incrementos finitos pequeños de una de las variables que intervengan en el escurrimiento; generalmente es la profundidad.

14-02

DERIVACION DE LA ECUACION GENERAL DEL MOVIMIENTO VARIADO

Supongamos un conducto con descarga libre como se ilustra en la figura.

H es la altura del gradiente de energía.

d_1 y d_2 profundidad del agua en las secciones A y B.

v_1 y v_2 velocidad del agua en las secciones A y B.

$L_1 = h_1 =$ Descenso de la plantilla en el tramo L .

$L_s = h_s =$ Descenso del nivel del agua en el tramo L .

$A =$ Area de la sección del agua.

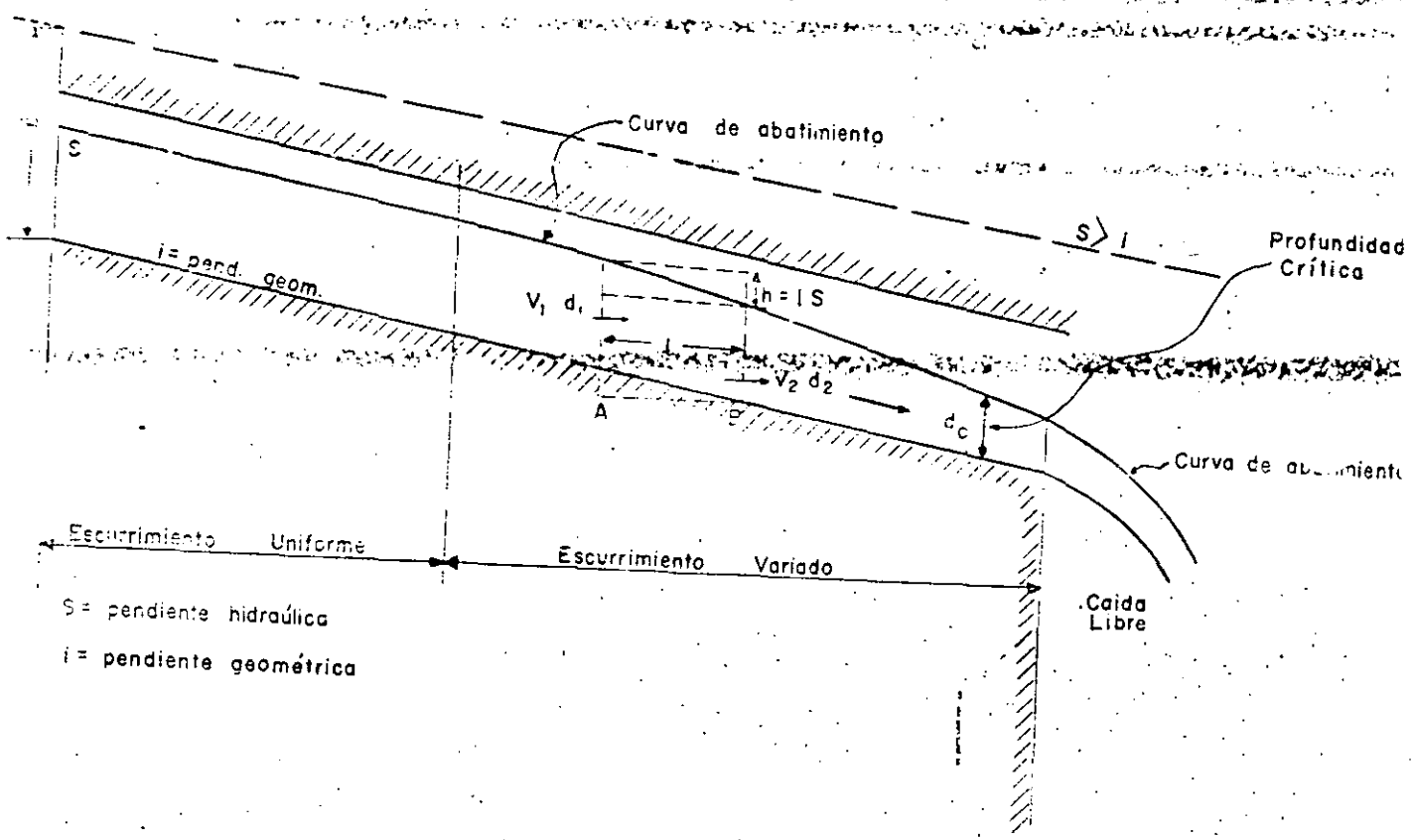
En general tenemos que :

para movimiento permanente $Q =$ constante.

para movimiento permanente uniforme $A =$ cte.

para movimiento permanente uniforme $v =$ cte.

} $av =$ cte.



S = pendiente hidráulica
i = pendiente geométrica

En movimiento variado:

$a = av =$ constante, pero a y v separadamente no son constantes.

La misma situación se tendrá cuando se tenga una curva de remanso. Si tomamos dos secciones infinitamente cercanas tenemos:

$$\frac{\delta H}{\delta L} = \frac{\delta z}{\delta L} + \frac{\delta z}{\delta L} + \frac{\delta hv}{\delta L} = S = \text{gradiente hidr\u00e1ulico}$$

Aproximadamente $S =$
gradiente de energ\u00eda.

Carga de altura

Carga de presi\u00f3n.

Carga de velocidad

δH es el descenso en el gradiente de energ\u00eda.

Aqu\u00ed supondremos que este gradiente y la pendiente hidr\u00e1ulica son iguales aunque no es exacto, pero si suficientemente aproximado.

$$S - i = \frac{\delta d + \delta hv}{\delta L}$$

mado.

$$\therefore AL = \frac{A(d + hv)}{S - i};$$

por lo tanto, la longitud de la curva

estar\u00eda dada por el cambio en el gradiente de energ\u00eda.

$d + hv =$ altura del gradiente de energ\u00eda sobre la plantilla.

Si escribimos el Bernoulli para las dos secciones tendremos:

$$L_1 + d_1 + \frac{v_1^2}{2g} = d_2 + \frac{v_2^2}{2g} + LS$$

Carga de altura

Carga de presi\u00f3n

Carga de velocidad

$$L(S-1) = (d_1 + \frac{v_1^2}{2g}) - (d_2 + \frac{v_2^2}{2g}) \quad \therefore L = \frac{(d_1 + \frac{v_1^2}{2g}) - (d_2 + \frac{v_2^2}{2g})}{S-1}$$

altura de gradiente de energía

$$L = \frac{d_1 + \frac{v_1^2}{2g} - d_2 - \frac{v_2^2}{2g}}{S-1}$$

que es la expresión básica del movimiento variado.

Con la expresión anterior se puede calcular la distancia entre dos secciones en las que el cambio de profundidad sea $d_1 - d_2$ con la aproximación que se desee.

Si la pérdida por fricción la calculamos con una de las fórmulas de escurrimiento uniforme como la de Manning.

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2} \quad \text{y} \quad s = \left(\frac{vn}{r^{2/3}} \right)^2$$

Tendremos las siguientes posibilidades para determinar S.

1er. Método:

- a.- Determinación de S con el medio aritmético de v_1 y v_2 .
- b.- Determinación de S con el medio geométrico de v_1 y v_2 .

puesto que s varía con v^2 y $r^{4/3}$

$$v = \sqrt{v_1 v_2} \quad ; \quad v^2 = v_1 v_2 \quad ; \quad r = \sqrt{r_1 r_2} \quad ; \quad r^{4/3} = r_1^{2/3} r_2^{2/3}$$

2o. Método:

- a.- Determinése S para cada sección y obtengase el medio geométrico.
- b.- Determinése S para cada sección y obtengase el medio armónico.

El medio armónico vale $\frac{1}{S} = \frac{\frac{1}{S_1} + \frac{1}{S_2}}{2}$

La transición de "acurrimiento uniforme a acurrimiento crítico en un conducto con salida libre, se efectúa por un abatimiento brusco de la superficie del agua, semejante a lo que ocurre en un vertedor.

Si el conducto contiene una pendiente nula o muy pequeña, la diferencia entre la profundidad a acurrimiento normal y la profundidad crítica, puede ser considerable y por lo tanto la curva de abatimiento será ~~la consecuencia y extenderse a una gran longitud~~ considerable y significativa. En estos casos podría ser posible obtener una economía reduciendo las dimensiones del conducto al disminuir la curva de abatimiento o se puede bajar la cuspide del conducto dejando el ancho sin cambio.

Si por otra parte el conducto se tiene en una pendiente fuerte, de tal manera que la velocidad sea alta y que la profundidad crítica sea muy poco menor que la profundidad normal, entonces la curva de abatimiento no tiene ningún significado práctico ya que no se puede efectuar una reducción material en las dimensiones del conducto.

Por último tenemos aquellos casos en que los conductos acurran a presión con los caudales máximos y por lo tanto no es recomendable una reducción en la sección que pudiera alterar la curva de abatimiento.

La distancia desde la sección de control (sección de profundidad crítica) hasta en donde la curva se extingue, se llama --

aproximadamente efectuando pasos sucesivos con la ecuación básica del escurrimiento variado.

En seguida se presenta un ejemplo que ayudará al aprendizaje del procedimiento.

D A T O S .

Canal Rectangular de
Concreto .

Ancho = 3.00 mts. .

Q = 7.00 mts³/seg. $Q = b\sqrt{gd_c^3}$

q = 2.33 m³/seg/m.

i = 0.001

$\therefore d_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2g}}$

s > i n = 0.015

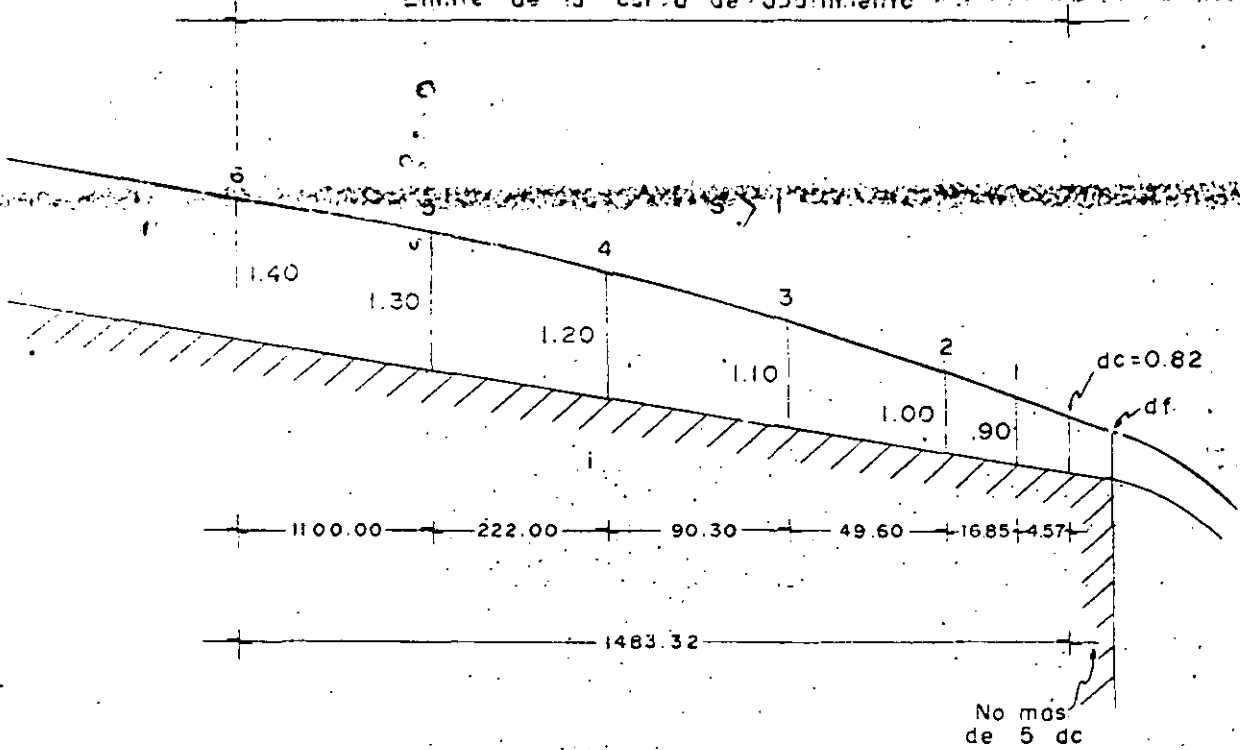
g = 9.81 mts/seg²

$$d_c = \frac{q^{2/3}}{g^{1/3}} = \frac{2.33^{2/3}}{9.81^{1/3}} = \frac{1.75}{2.14} = 0.82 \text{ mts.}$$

d normal $v = \frac{r^{2/3} s^{1/2}}{n}$ la profundidad normal se resuelve por tanteos con la fórmula de Manning.

d = 1.38 = 1.40

Límite de la curva de abatimiento



ESCURRIMIENTO VARIADO EN CANAL RECTANGULAR
CURVA DE ABATIMIENTO

1 2 3 4 No: 11

seccion	d	a	p	$\frac{c}{p}$	$v = \frac{c}{A}$	$\frac{v^2}{2g}$	util v
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7) = (4) + (6)
d	0.80	2.46	3.8	0.53	2.84 = V _c	0.113	1.233
1	0.90	2.70	4.80	0.56	2.60 = V ₁	0.346	1.246
2	1.00	3.00	5.00	0.60	2.33 = V ₂	0.277	1.277
3	1.10	3.30	5.20	0.64	2.12 = V ₃	0.230	1.330
4	1.20	3.60	5.40	0.67	1.95 = V ₄	0.191	1.394
5	1.30	3.90	5.60	0.70	1.80 = V ₅	0.165	1.465
6	1.40	4.20	5.80	0.72	1.67 = V ₆	0.142	1.542

d	$r = \frac{r_c + r_1}{2}$	$v = \frac{v_c + v_1}{2}$	$S = \left(\frac{vn}{r^{2/3}}\right)^2$	S - I	Δ	$L = \frac{\Delta}{S - I}$
(1)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
0.82						
0.90	0.54	2.72	0.00385	0.00285	0.013	4.57
1.00	0.58	2.46	0.00284	0.00184	0.031	16.85
1.10	0.62	2.22	0.00207	0.00107	0.053	49.60
1.20	0.65	2.04	0.00171	0.00071	0.064	90.30
1.30	0.68	1.88	0.00132	0.00032	0.071	222.00
1.40	0.71	1.73	0.00107	0.00007	0.077	1100.00
						1483.32

1371 No. 14

d	v media	n	nv	r	$r^{2/3}$	$S = \left(\frac{nv}{r^{2/3}}\right)^2$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
0.82						
0.90	2.72	.015	0.041	0.54	0.664	0.00385
1.00	2.46	.015	0.037	0.58	0.690	0.00384
1.10	2.22	.015	0.033	0.62	0.726	0.00207
1.20	2.04	.015	0.031	0.65	0.750	0.00171
1.30	1.88	.015	0.028	0.68	0.772	0.00132
1.40	1.73	.015	0.026	0.71	0.796	0.00107

PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DE LA OBRERA DE LA OBRERA.

La primera obra que se construye en un canal cuando se tiene una obstrucción en un curso como una presa o un cuerpo de agua, es un canal que esté a un nivel superior que el tirante normal en el canal, de

En algunas ocasiones es necesario determinar la altura del canal en ciertos puntos específicos a la distancia que se arriba hasta la que se hace sentir el efecto del resaca por las consecuencias que pudiera tener al anegar las atarjeas o obstrucciones.

En el caso del resaca la pendiente hidráulica va disminuyendo hasta el punto de la obstrucción y por lo tanto la velocidad también disminuye constituyéndosele que se llama un movimiento retardado.

Tomemos el ejemplo del canal dado para la curva de distribución.

Ancho del canal, $b = 3.00$ mts.

Pendiente de la plantilla $= i = 0.001$

Caudal $= Q = 7.00$ m³/seg.

$v = \frac{Q}{b} = \frac{7}{3} = 2.33$ m³/seg/m.

El canal desahoga en un cárcamo de bombeo con un tirante máximo de escurrimiento de 1.40 m.

La velocidad normal de escurrimiento en el conducto, se puede determinar con la fórmula de Manning

La longitud de la curva de remanso será igual al cambio en el gradiente de energía específica

$$\frac{d + hv}{s-1} = \frac{\Delta}{s-1}$$

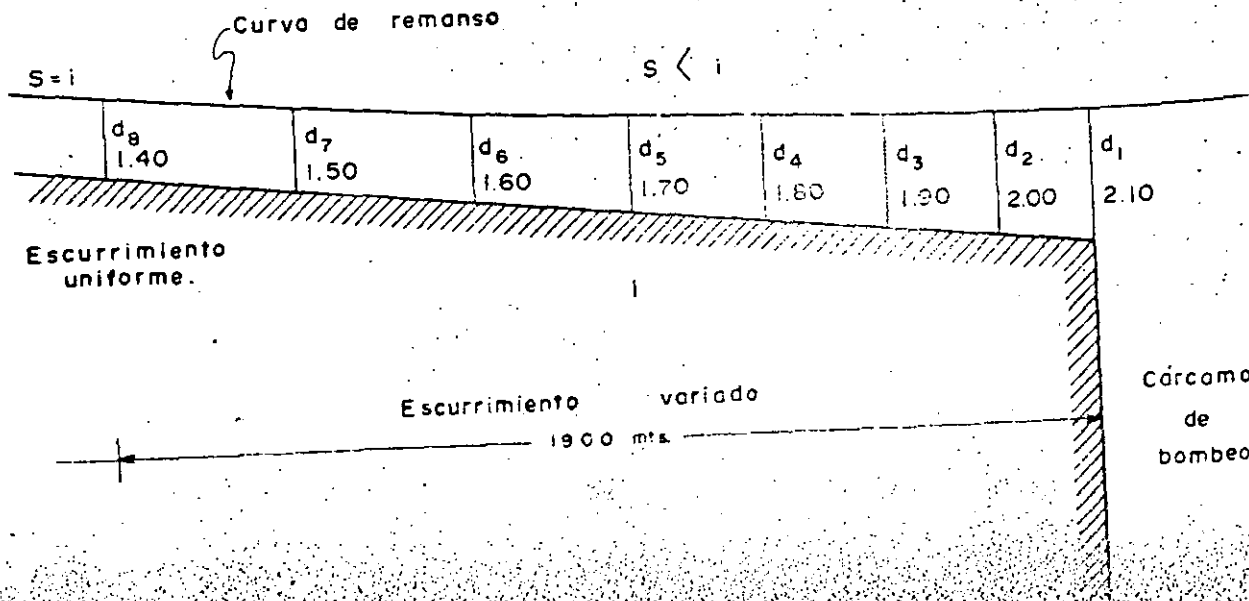
En la que hv es la caída de velocidad y s la pendiente del gradiente hidráulico.

A = Área de la sección.

r = radio hidráulico = $\frac{A}{P}$

v = radio hidráulico = $\frac{R}{n}$

$$v = \text{velocidad} = \frac{r^{2/3} s^{1/2}}{n} = \frac{Q}{A}$$



CURVA DE REMANSO EN CANAL RECTANGULAR

TABLA PARA EL CALCULO DE LA PENDIENTE HIDRAULICA
 EN TODOS LOS METODOS

d	media	$\frac{2}{3}d$	$\frac{1}{2}d$	media	$\frac{1}{3}d$	$\frac{1}{4}d$
2.10	0.		0			
2.00	0.87	0.911	0.015	1.19	0.0171	0.000352
1.90	0.85	0.897	0.015	1.20	0.0180	0.000404
1.80	0.83	0.883	0.015	1.26	0.0189	0.000455
1.70	0.81	0.869	0.015	1.33	0.0199	0.000529
1.60	0.79	0.855	0.015	1.41	0.0212	0.000618
1.50	0.76	0.832	0.015	1.50	0.0224	0.000728
1.40	0.73	0.811	0.015	1.60	0.0240	0.000878

METODO B.— Se toma el producto de $v_1 \times v_2$ como promedio de v^2 y $(r_1, r_2)^{2/3}$ como promedio de $(r)^{4/3}$

d	$(r_1, r_2)^{2/3}$	v_1, v_2	$S = \frac{n \cdot v_1 \cdot v_2}{(v_1 + v_2)^{2/3}}$
(1)	(8) = (4)	(7) = (6)	(11)
2.10	0.831	1.25	0.000350
2.00	0.805	1.44	0.000424
1.90	0.778	1.59	0.000459
1.80	0.754	1.77	0.000530
1.70	0.725	1.99	0.000618
1.60	0.693	2.25	0.000732
1.50	0.662	2.58	0.000877
1.40	0.631	3.00	0.001050

METODO C.— Medio geométrico de S.

d	r	v	$r^{2/3}$	$S = \left(\frac{n \cdot v}{r^{2/3}} \right)^2$	$\sqrt{S_1 S_2}$
(1)	(8) = (4)	(5) = (9)	(10)	(11)	(12)
2.10	0.88	1.10	0.98	0.000334	
2.00	0.86	1.17	0.904	0.000372	0.000353
1.90	0.84	1.23	0.890	0.000430	0.000400
1.80	0.82	1.29	0.876	0.000485	0.000456
1.70	0.80	1.37	0.862	0.000568	0.000525
1.60	0.77	1.45	0.840	0.000670	0.000616
1.50	0.75	1.55	0.825	0.000792	0.000727
1.40	0.72	1.66	0.803	0.000955	0.000872

Metodo "D"

MEDICO ARMONICO DE S

J	r	(5)	(9)	10	11	12
2.10	0.88	1.10	0.870	0.000384	0.000384	0.000384
2.00	0.86	1.17	0.860	0.000372	0.000372	0.000372
1.90	0.84	1.23	0.850	0.000453	0.000453	0.000453
1.80	0.82	1.30	0.876	0.000485	0.000485	0.000485
1.70	0.80	1.37	0.862	0.000560	0.000521	0.000521
1.60	0.77	1.45	0.840	0.000670	0.000610	0.000610
1.50	0.75	1.55	0.825	0.000792	0.000728	0.000728
1.40	0.72	1.65	0.803	0.000955	0.000865	0.000865

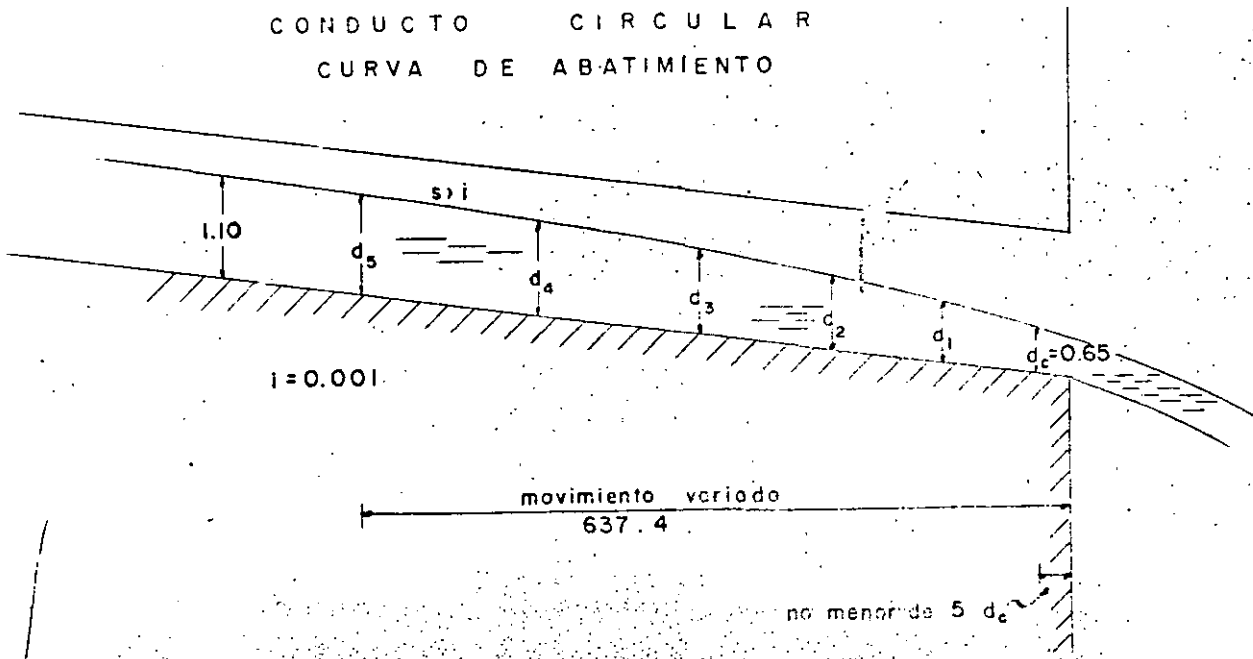
PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DE LA
CALLE DE LA CIRCUNVALACION

En conductos circulares o conductos en forma de tubo de sección rectangular, el problema de la erosión puede ser observado al principio o cuando se ha producido ordinariamente debido precisamente a la erosión que se produce con la profundidad.

Para determinar los puntos de las curvas, vamos a proceder -- como en las secciones rectangulares, tomando incrementos finitos pequeños de la profundidad.

Hechos preparados tablas adecuadas al respecto para poder hacer las determinaciones.

CONDUCTO CIRCULAR
CURVA DE ABATIMIENTO



$S = 0.001 ; S^{1/2} = 0.0316 ; r = \frac{1.83}{4} = 0.457 ; r^{2/3} = 0.594 ; n = 0.015$

$Q_1 = A \frac{r^{2/3} S^{1/2}}{n} = A \frac{0.594 \times 0.0316}{0.015} = A \times 1.25 = 2.635 \times 1.25 = 3.29 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$Q = 2.2 \text{ m}^3/\text{seg.} = 0.670 \text{ de } Q \text{ total.}$

sección hidráulica normal al diámetro de

sección hidráulica normal al diámetro de

sección hidráulica normal al diámetro de

$\frac{z}{D} = 0.60 \quad 0.60 \times 1.83 = 1.098 \text{ mts. digase } 1.10 \text{ mts.}$

sección hidráulica normal al diámetro de $= 0.564 \times \pi d = 0.564 \times 3.1416 \times 1.83 = 1.92 \text{ mts.}$

$r = 1.11 \times 0.457 = 0.507 \text{ mts.}$

Velocidad $= 1.075 \times 1.25 = 1.342 = \frac{Q}{A} = \frac{2.20}{1.65} = 1.39 \text{ m/seg.}$

$e = 0.625 \times 2.635 = 1.65 \text{ m}^2$

tirante crítico. - $r = 0.92 \text{ mts. } r^{3/2} = 0.818$

$r^2 = 0.92^2 = 0.859$

$\frac{Q}{r^{5/2}} = \frac{2.20}{0.8118} = 2.71$

Tabla No. 3 $= \frac{B}{r} = 1.95 \quad B = 1.95 r = 1.95 \times 0.92 = 1.79 \text{ mts.}$

Tirante crítico $= hc = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^3}} = \sqrt[3]{\frac{2.20^2}{9.81 \times 1.79}} = \sqrt[3]{0.276} = 0.65$

$$h_c = 0.65 \text{ mts.}$$

$$\frac{A}{D} = 0.62 \therefore A = 0.62 \quad e = 0.62 \times 1.79 = 1.11 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{2.20}{1.11} = 1.98 \text{ mts./seg.}$$

CURVA DE ABATIMIENTO EN CONDUCTO CIRCULAR

$$Q = 2.20 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad V = 1.83 \text{ mts.} \quad f = 0.001$$

$$n = 0.015 \quad d^2 = 3.55$$

SECCION	d	a m ²	p mts.	r = $\frac{a}{p}$	$V = \frac{Q}{a}$	$h_v = \frac{V^2}{2g}$	d + h _v
0.65 d ₀	0.65	0.822	2.310	0.353	2.675	0.360	1.010
0.70 d ₁	0.74	0.931	2.500	0.392	2.240	0.256	0.996
0.45 d ₂	0.83	1.15	2.695	0.426	1.915	0.188	1.018
0.50 d ₃	0.92	1.32	2.88	0.456	1.670	0.142	1.062
0.55 d ₄	1.01	1.48	3.060	0.485	1.485	0.113	1.123
0.60 d ₅	1.10	1.65	3.241	0.506	1.345	0.0925	1.193


d		$r^{2/3}$	$S = \left(\frac{nv}{r^{2/3}}\right)^2$	$\sqrt{S_1 S_2}$	$\frac{1}{S}$		$L = \frac{\Delta}{S-1}$	nv	$S = \left(\frac{nv}{r^{2/3}}\right)^2$
(1)		(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(5)
0.35	d_c	0.65	0.497	0.00640				0.0006	0.00640
0.40	d_1	0.74	0.534	0.00397	0.00404	0.014	3.27	0.0006	0.00397
0.45	d_2	0.83	0.570	0.00254	0.00318	0.022	10.10	0.0007	0.00254
0.50	d_3	0.92	0.596	0.00176	0.00212	0.044	39.30	0.0008	0.00176
0.55	d_4	1.01	0.613	0.00132	0.00152	0.061	117.30	0.0008	0.00132
0.60	d_5	1.10	0.638	0.00101	0.00115	0.070	467.00	0.0008	0.00101
							637.7		

TABLA No. 65 AREA, PERIMETRO MOJADO Y RADIO HIDRAULICO PARA CONDUCTOS DE SECCION CIRCULAR

$\frac{d}{D}$	Area	Peri. mojado	Rad. Hid.
0.01	0.0013	0.2003	0.0036
0.02	0.0037	0.2836	0.0132
0.03	0.0059	0.3492	0.0197
0.04	0.0105	0.4027	0.0262
0.05	0.0147	0.4510	0.0328
0.06	0.0192	0.4949	0.0389
0.07	0.0242	0.5355	0.0451
0.08	0.0294	0.5735	0.0513
0.09	0.0350	0.6094	0.0574
0.10	0.0409	0.6435	0.0635
0.11	0.0470	0.6761	0.0696
0.12	0.0534	0.7075	0.0754
0.13	0.0600	0.7377	0.0813
0.14	0.0668	0.7670	0.0871
0.15	0.0739	0.7954	0.0929
0.16	0.0811	0.8230	0.0986
0.17	0.0885	0.8500	0.1042
0.18	0.0961	0.8763	0.1097
0.19	0.1039	0.9020	0.1152
0.20	0.1118	0.9273	0.1206
0.21	0.1199	0.9521	0.1259
0.22	0.1281	0.9764	0.1312
0.23	0.1365	1.0003	0.1364
0.24	0.1449	1.0239	0.1416
0.25	0.1535	1.0472	0.1466
0.26	0.1623	1.0701	0.1516
0.27	0.1711	1.0928	0.1566
0.28	0.1800	1.1152	0.1614
0.29	0.1890	1.1373	0.1662
0.30	0.1982	1.1593	0.1709
0.31	0.2074	1.1810	0.1755
0.32	0.2167	1.2025	0.1801
0.33	0.2260	1.2239	0.1848
0.34	0.2355	1.2451	0.1891
0.35	0.2450	1.2661	0.1935

$\frac{d}{D}$	Area D^2	Peri. Mojado D	Radio Hid D
0.30	0.2548	1.2870	0.1978
0.37	0.2642	1.3078	0.2020
0.38	0.2739	1.3284	0.2061
0.39	0.2836	1.3490	0.2102
0.40	0.2934	1.3694	0.2142
0.41	0.3032	1.3899	0.2181
0.42	0.3130	1.4101	0.2220
0.43	0.3229	1.4303	0.2257
0.44	0.3328	1.4505	0.2294
0.45	0.3428	1.4706	0.2331
0.46	0.3527	1.4907	0.2366
0.47	0.3627	1.5108	0.2400
0.48	0.3727	1.5308	0.2434
0.49	0.3827	1.5508	0.2467
0.50	0.3927	1.5708	0.2500
0.51	0.4027	1.5908	0.2531
0.52	0.4127	1.6108	0.2561
0.53	0.4227	1.6308	0.2591
0.54	0.4327	1.6509	0.2620
0.55	0.4426	1.6710	0.2649
0.56	0.4526	1.6911	0.2676
0.57	0.4625	1.7113	0.2703
0.58	0.4723	1.7315	0.2728
0.59	0.4822	1.7518	0.2753
0.60	0.4920	1.7722	0.2776
0.61	0.5018	1.7926	0.2797
0.62	0.5115	1.8132	0.2818
0.63	0.5212	1.8338	0.2839
0.64	0.5308	1.8546	0.2860
0.65	0.5404	1.8755	0.2881
0.66	0.5499	1.8965	0.2899
0.67	0.5594	1.9177	0.2917
0.68	0.5687	1.9391	0.2935
0.69	0.5780	1.9606	0.2950
0.70	0.5872	1.9823	0.2962

$\frac{d}{D}$	Area D^2	Peri. Molado D	Radio Hid. D
0.71	0.5964	2.0042	0.2973
0.72	0.6054	2.0264	0.2984
0.73	0.6143	2.0488	0.2995
0.74	0.6231	2.0714	0.3006
0.75	0.6318	2.0944	0.3017
0.76	0.6404	2.1176	0.3025
0.77	0.6489	2.1412	0.3032
0.78	0.6573	2.1652	0.3037
0.79	0.6655	2.1895	0.3040
0.80	0.6736	2.2143	0.3042
0.81	0.6815	2.2395	0.3044
0.82	0.6893	2.2653	0.3043
0.83	0.6969	2.2915	0.3041
0.84	0.7043	2.3186	0.3038
0.85	0.7115	2.3462	0.3033
0.86	0.7186	2.3746	0.3026
0.87	0.7254	2.4038	0.3017
0.88	0.7320	2.4341	0.3006
0.89	0.7384	2.4653	0.2993
0.90	0.7445	2.4981	0.2980
0.91	0.7504	2.5322	0.2963
0.92	0.7560	2.5681	0.2944
0.93	0.7642	2.6061	0.2922
0.94	0.7662	2.6467	0.2896
0.95	0.7707	2.6906	0.2864
0.96	0.7749	2.7389	0.2830
0.97	0.7785	2.7934	0.2787
0.98	0.7816	2.8578	0.2735
0.99	0.7841	2.9412	0.2665
1.00	0.7854	2.1416	0.2500



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

DEPARTAMENTO DE CURSOS INSTITUCIONALES

**DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
COORDINACION GENERAL DE ADMINISTRACION
DEPARTAMENTO DE RECURSOS HUMANOS**

DRENAJE EN CARRETERAS

26-28 octubre de 1994

Oaxaca, Oax.

- T u b e r í a s -

Ing. Jesús Manuel Albo Lara

CONDICIONES

16.01.-

En la actualidad las tuberías que se emplean en la construcción de sistemas de alcantarillado se fabrican y venden como productos comerciales e industriales. Los diámetros varían de 0.10 mts. a 3.07 mts. dependiendo del material de que sean fabricados.

Las tuberías deben tener ciertas cualidades para poder ser satisfactorias para su empleo en los alcantarillados.

Entre las más importantes están las siguientes:

- 1.- Ser resistentes.
- 2.- Ser durables.
- 3.- Ser impermeables.
- 4.- Ser lisas.
- 5.- Ser duras.
- 6.- Ser uniformes en forma y dimensiones.
- 7.- Tener juntas tales que permitan ser estancas y locadas.
- 8.- Ser económicas para así serlo en la construcción.

No es necesario explicar las razones para exigir las cualidades anteriores ya que cada una se justifica por sí misma.

Debe ser resistente para las cargas del relleno y cargas vivas sobre éste.

Debe ser apto para resistir durante un período largo a los agentes con los cuales estará en contacto, como son ácidos, gases, etc.

Debe ser liso para tener mejor capacidad y evitarse la adherencia de sustancias extrañas en sus paredes.

Deben ser duros para resistir la abrasión ocasionada por las partículas sólidas que arrastra el agua o lleve en suspensión.

Deben ser uniformes en dimensiones y forma para facilitar el trabajo de colocación y defectos en las juntas.

Las juntas deben de ser de tal tipo, que se puedan construir y

Por último deben ser económicos para que llegando todas las demás cualidades, resulten ventajas en su empleo.

En la actualidad se fabrican los siguientes tipos de tuberías, comercialmente.

- a.- Barro vitrificado.
- b.- Concreto simple y reforzado.
- c.- Asbesto cemento.
- d.- Lámina galvanizada corrugada.

En condiciones especiales se emplean tuberías de fierro fundido, de acero o de madera.

16.02.-

TUBERIA DE BARRO VITRIFICADO

Las tuberías de barro vitrificado se fabrican con arcillas o --

consistencia uniforme. La mezcla se deposita en una prensa ale
cuada, la cual se opera a una presión de 1000 kg/cm².

Se extraen los tubos de la prensa y se les deja secar, para luego
colocárseles en un horno para cocerlos.

Se les calienta hasta una temperatura regulada con objeto de
que no se fracture de 590° a 600°C. Posteriormente la materia
orgánica se oxida y los gases se escapan. Después se eleva la
temperatura hasta 1100°C más o menos, lo que produce una fu-
sión incipiente de las partículas exteriores, las que van estan-
do formadas en su mayor parte de sílice forman una masa continua -
vidriosa.

Durante la operación se le añade sal común, la cual se mezcla -
con la sílice, formando vidrio. La tubería permanece en el hor-
no de 2 a 12 días para su tratamiento total, dependiendo del --
diámetro de la tubería.

16.03.-

FORMAS COMUNES DE LAS TUBERIAS DE BARRO VITRIFI-
CADO .

Las tuberías de barro vitrificado generalmente se fabrican del
tipo de macho y campana.

Se fabrican una gran variedad de tipos, siendo los principales,
los siguientes:

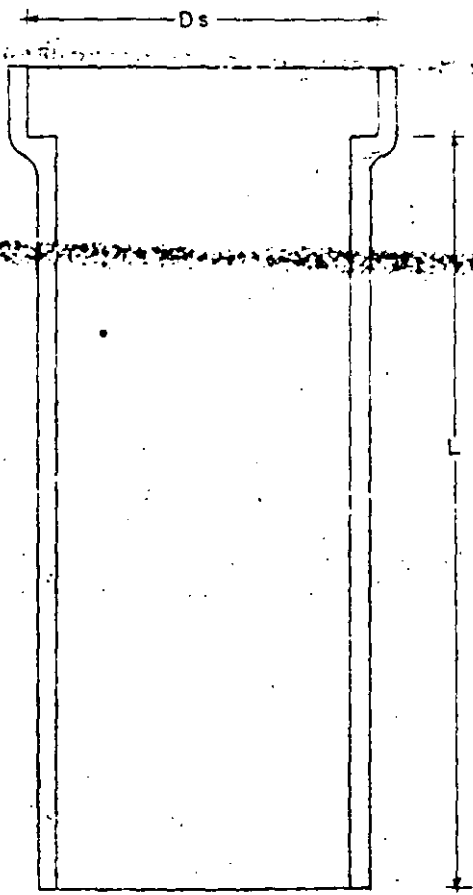
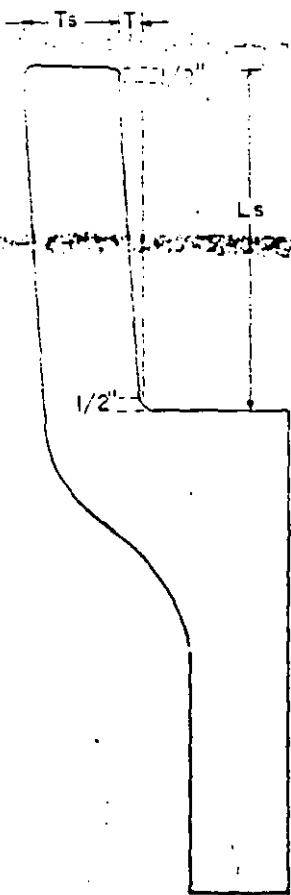
- a.- Tubo recto.
- b.- Codo de 90° radios corto y largo.
- c.- Codo de 45° radios corto y largo.
- d.- Tee.
- e.- Y.

ESPECIFICACIONES Y DIMENSIONES PARA TUBOS DE BARRO VITRIFICADO

Diam. exterior mm. pulg.	Resistencia mínima a la compresión Kg./ml.	Longitud mt. L.	Diámetro interior 10 cm. arriba de la base de la campana	Profundidad de la campana cm. Ls.	Espesor del tubo ml	Chañón mínimo de la campana	LÍMITES DE VARIACIÓN ADMITIDA					
							Longitud mm. pulgada por pie	Longitud en los dos extremos pulg./pie	Diám. del tubo (pulg.)	Profundidad de la campana cm./pulg.	Grueso del tubo en pulgadas	
							(—)	(+)	(—)	(—)		
0.10	2.142	0.61	0.146	4.44	1.27	1.20	1/4	1/8	1/8	3/16	1/4	1/16
0.15	2.142	0.61-0.76	0.209	5.71	1.46	1.20	1/4	1/8	1/8	1/4	1/4	1/16
0.20	2.142	0.61-0.76-0.91	0.267	6.35	1.90	1.20	1/4	1/8	1/4	5/16	1/4	1/16
0.25	2.351	0.61-0.76-0.91	0.324	6.35	2.22	1.20	1/4	1/8	1/4	5/8	1/4	1/16
0.30	2.561	0.61-0.76-0.91	0.384	6.98	2.54	1.20	1/4	3/16	1/4	5/8	1/4	1/16
0.35	2.935	0.61-0.76-0.91	0.476	6.98	3.17	1.20	1/4	3/16	1/4	5/8	1/2	3/32
0.40	3.295	0.61-0.76-0.91	0.565	7.62	3.81	1.20	1/4	3/16	1/4	5/8	9/16	3/32
0.45	4.598	0.61-0.76-0.91	0.746	8.57	5.08	1.20	3/8	1/4	1/4	5/8	11/16	1/8
0.50	5.526	0.61-0.76-0.91	0.930	8.89	6.35	1.20	3/8	1/4	1/4	5/8	3/4	1/8
0.55	6.590	0.61-0.76-0.91	1.208	10.16	6.98	1.20	3/8	1/4	1/4	5/8	3/4	3/16

El signo (—) indica que la variación en (+) no está limitada. El signo más y menos (+—) indica variaciones en exceso de más y menos eficiencia en dimensión.

El espesor T_s de la campana a 1cm. del extremo no deberá ser menor que las tres cuartas partes del espesor T_t del tubo.



T

D

16.05.-

TUBERIAS DE CONCRETO.

A.- FABRICACION.- Las tuberías de concreto en la actualidad, son las más adecuadas para la construcción de alcantarillados y son 14% más empleadas por ser más económicas que las de barro vitrificado en condiciones normales de trabajo.

Las tuberías de concreto se fabrican en moldes de acero.

Los moldes pueden ser estacionarios o giratorios. En los moldes estacionarios, el concreto es compactado por medio de vibradores o pisones o aplicando presión en cualquier otra forma.

En los moldes giratorios el concreto se aplica por el procedimiento centrífugo. La compactación y densidad se obtienen por adherencia que efectúa la fuerza centrífuga en el molde durante el proceso de fabricación.

El curado de las tuberías de concreto se puede efectuar mediante vapor en cámaras especiales o por medio de agua aplicada con aspersores.

En los diámetros pequeños y cuando el tubo no es reforzado se fabrica del tipo de macho y campana. En los diámetros grandes se emplea la junta del tipo de lengüeta y campana, evitándose proyecciones fuera de las paredes tanto interiores como exteriores.

El concreto o mortero que se emplee en la fabricación de tuberías para alcantarillados debe ser de la mejor calidad, ya que tanto la resistencia como la impermeabilidad son esenciales.

Los ingredientes deben ser cuidadosamente seleccionados y mezclados en forma adecuada.

ESPECIFICACIONES Y DIMENSIONES PARA TUBOS DE CONCRETO SIMPLE

Diametro exterior milímetros D	Resistencia ala compuerto Kgs. ml.	Longitud mts. L	Diametro int. en la boca de la campana Ds. mts.	Profundidad de la campana cms. Ls	Espesor del tubo cms. T	Challan min. de la campana	Longitud pulg / pie	Diametro del macho (pulgadas)	Profundidad de la campana en pulgadas	Profundidad de la campana en pulgadas	Grueso del tubo en pulgadas
							(-)	(+ -)	(+ -)	(-)	(-)
0.10	2142	0.61-0.76-0.91	0.152	3.81	1.42	20	1/4	1/8	1/8	1/8	1/16
0.15	2142	0.61-0.76-0.91	0.209	5.08	1.58	20	1/4	3/16	3/16	1/4	1/16
0.20	2142	0.61-0.76-0.91-1.22	0.273	5.71	1.90	20	1/4	1/4	1/4	1/4	1/16
0.25	2351	0.61-0.76-0.91-1.22	0.330	6.35	2.22	20	1/4	1/4	1/4	1/4	1/16
0.30	2561	0.61-0.76-0.91-1.22	0.387	6.35	2.54	20	1/4	1/4	1/4	1/4	1/16
0.36	2935	0.61-0.76-0.91-1.22	0.476	6.35	3.17	20	1/4	1/4	1/4	1/4	3/32
0.45	3295	0.61-0.76-0.91-1.22	0.565	6.98	3.81	20	1/4	1/4	1/4	1/4	3/32
0.60	4598	0.61-0.76-0.91-1.22	0.749	7.62	5.39	20	1/4	5/16	5/16	1/4	1/8

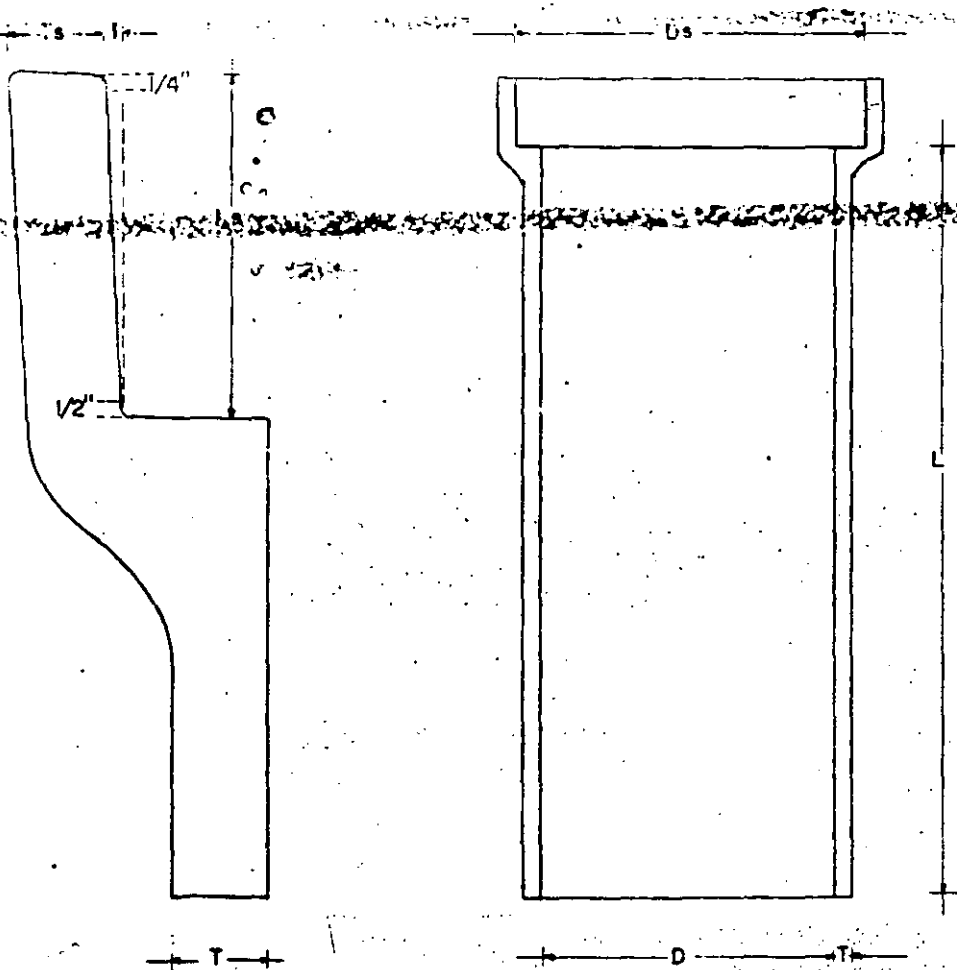
NOTAS - El signo menos (-) solo indica que la variación (+) no está limitada, el signo más y menos (+ -) indica variaciones en exceso, en mas y menos deficiencia en dimensión.

El espesor (Ts) de la campana de 1/4" del extremo no debiera ser menor de las tres cuartas partes del espesor (T) del tubo.

2.- TUBERIAS DE CONCRETO REFORZADO

Las especificaciones de la A.S.T.M. para tuberías de concreto reforzado y que tienen la designación C-75-35 se reproducen en el artículo 2.º de manera que en cada caso el espesor se colige de la tabla de la superficie exterior e interior del tubo que se indica en el artículo 2.º de la especificación.

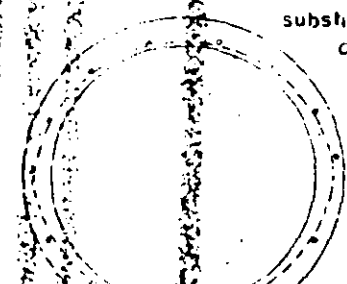
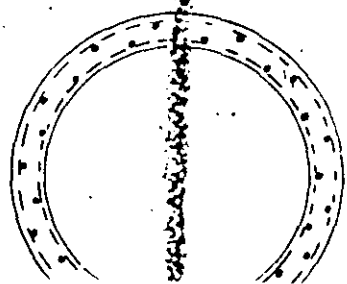
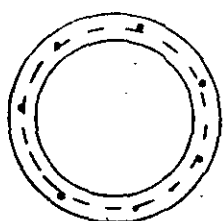
TUBO DE CONCRETO SIMPLE



ESPECIFICACIONES Y DIMENSIONES PARA TUBOS DE CONCRETO ARMADO

Diámetro Interior en mts.	PRUEBAS DE RESISTENCIA REQUERIDAS Kgs. por M.L.				MÍNIMOS REQUISITOS PARA EL PROYECTO			
	Método de las 3 cuchillas		Método del colchón de arena		Concreto 211.5 Kgs./cm ²		Concreto 246.5 Kgs./cm ²	
	Carga que producen grietas de 0.25 mm.	Carga final	Carga que producen grietas de 0.25 mm.	Carga final	Espesor del casco en cm.	Área total de Acero cm ² por M.L.	Espesor del casco en cm.	Área total de Acero cm ² por M.L.
0.61	3594	5391	5391	8087	7.62	1 línea 1.27	6.86	1 línea 1.69
0.76	4043	6065	6065	9135	8.89	1 línea 2.54	7.62	1 línea 2.96
0.91	4493	6739	6739	10109	10.16	2 líneas sumando 2.96	8.89	2 líneas sumando 4.23
1.06	4792	7188	7188	10783	11.43	2 líneas sumando 3.36	9.65	2 líneas sumando 4.86
1.22	5092	7638	7638	11457	12.70	2 líneas sumando 4.44	10.41	2 líneas sumando 5.71
1.37	5541	8312	8312	12430	13.97	2 líneas sumando 5.29	11.17	2 líneas sumando 6.77
1.52	5590	8986	8986	13479	15.24	2 líneas sumando 6.13	12.70	2 líneas sumando 8.04
1.67	6365	9510	9510	14303	16.51	2 líneas sumando 6.73	13.63	2 líneas sumando 9.31
1.83	6739	10109	10109	15126	17.78	2 líneas sumando 7.62	14.60	2 líneas sumando 9.94
1.98					19.05	2 líneas sumando 8.45		
2.13					20.43	2 líneas sumando 9.10		
2.29					20.82	2 líneas sumando 10.37		
2.44					21.59	2 líneas sumando 12.05		
2.59					22.36	2 líneas sumando 14.17		

NOTA - La distancia entre el centro del refuerzo y la superficie más cercana del concreto se supone sea de 2.5 cm. en donde se especifican dos líneas, una línea colocada elípticamente podrá usarse y el área de esta deberá ser por lo menos el 50% del total del área de acero especificada en la tabla.



substituye al exterior

Las tuberías tienen la ventaja de ser debido a su construcción de ligeros y resistentes, se pueden usar en cualquier caso de --
las maneras que para tuberías de concreto.

Ordinariamente no se fabrican más que hasta 0.91 cms. de diámetro --
~~de tuberías de concreto.~~

16.07.-

TUBERIAS DE LAMINA GALVANIZADA CORRUGADA .

Se emplean fundamentalmente para drenajes pluviales, tienen la -
ventaja de que ofrecen resistencia a la corrosión y debido a la
elasticidad pueden soportar grandes cargas sin fallar. Así mis-
mo, como es ligera, se puede manejar y colocar fácilmente en sec-
ciones relativamente largas.

El corrugado de las tuberías reduce la velocidad del escurrimien-
to, hasta ser inferior que la de un tubo de acero del mismo diá-
metro, por lo tanto su capacidad para un diámetro y pendiente da-
das es relativamente baja.

Las dimensiones, pesos, longitudes, etc. se pueden obtener de ca-
tálogos que proporcionan los fabricantes de esta clase de tube -

Por último, las tuberías de fierro fundido se emplean menudo en las descargas sub-aguáticas ya sea en cuerpos grandes de agua o en ríos.

16.09.-

PRUEBAS DE LAS TUBERIAS

La Sociedad Americana para el Ensayo de Materiales, exige tres pruebas normalizadas para las tuberías de barro y concreto.

Estas pruebas se exigen a los fabricantes a ciertas porciones de la longitud que se fabrica con objeto de asegurarse de la calidad del producto. Las pruebas son las siguientes:

A.- PRUEBA DE RUPTURA.- Método del colchón de arena. Consiste en colocar la tubería en un cajón con arena que pase la malla No. 4 y quedando apoyada 90° de la circunferencia. En la parte superior se cubre con arena retenida en un marco de madera resistente. Sobre la arena se coloca una placa de metal para distribuir la carga uniformemente. La tubería se cubre con arena sobre la placa con un peso igual al de la tubería.

A. 2.- MÉTODO DE LAS TRES CUSHILLAS.

Sobre una viga de madera, se colocan dos placas metálicas -
~~estratificadas formando una~~ longitudinales en el centro de la viga

cuando se coloca y sobre la cámara superior, se coloca otro
cuadrado de madera y las placas del cuadrado se las pone por
sobre de ellas (masticadas) y se colocan sobre el cuadrado
de madera de la parte superior. El método de colchón de arena es
el más empleado porque proporciona datos más cercanos con la col-
locación real de las tuberías en el terreno.

Las pruebas deben quedar dentro de lo especificado en la tabla a
siguiente:

RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO REQUERIDO PARA LA TUBERIA DE BARRO VITRIFICADO

DE ACUERDO CON LAS ESPECIFICACIONES DE LA A.S.T.M.

DIAMETRO INTERNO EN MTS.	RESISTENCIA MEDIA EN KGS./M.L.	
	con 3 cuchillas	colchón de arena
0.10	1491	2132
0.15	1491	2132
0.20	1491	2132
0.25	1640	2341
0.30	1789	2550
0.38	2043	2922
0.45	2296	3280
0.55	2699	3862
0.60	3206	4577
0.70	3519	5025
0.76	3847	5502
0.83	4100	5860
0.91	4592	6560

RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO REQUERIDO PARA LA TUBERIA DE CONCRETO SIMPLE
DE ACUERDO CON LAS ESPECIFICACIONES DE LA A.S.T.M.

DIAMETRO INTERNO EN MTS.	RESISTENCIA MEDIA EN KGS./M.L.	
	con 3 cuchillas	Colchón de arena
0.10	1491	2132
0.15	1491	2132
0.20	1491	2132
0.25	1640	2341
0.30	1789	2550
0.38	2043	2922
0.45	2296	3280
0.55	2699	3862
0.60	3206	4577

2.- La forma en que el tubo se coloca en la cama, tiene una gran influencia en la resistencia que tenga el tubo para soportar las cargas.

3.- En general, el arco de la cama no debe ser mayor que $1/3$ veces el diámetro interior de la tubería.

16.11.-

METODO DE COLOCACION DE LAS TUBERIAS

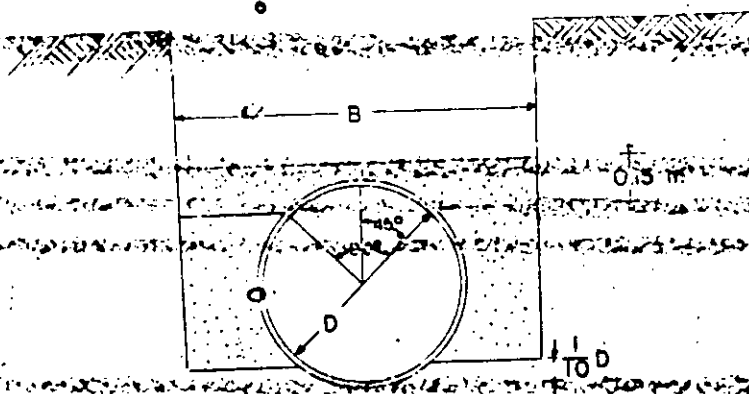
Los distintos métodos de colocación de las tuberías que se permiten, se clasifican en tres clases.

A.- Colocación en cama ordinaria.

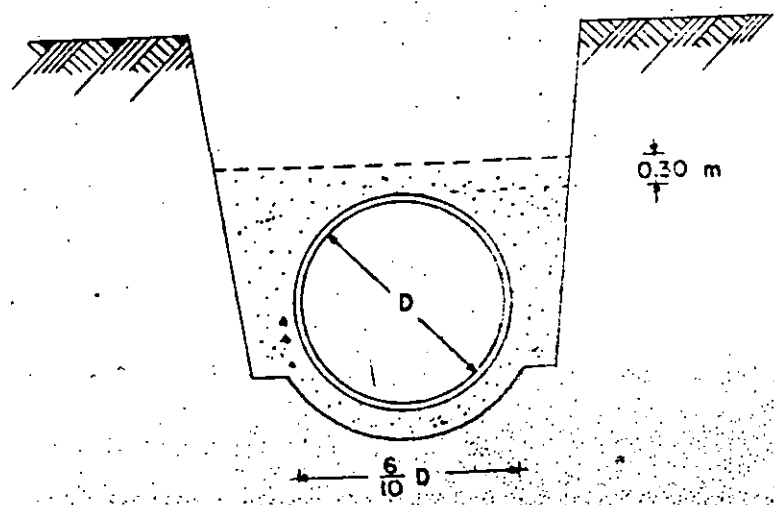
B.- Colocación en cama de primera clase.

C.- Colocación en cama de concreto.

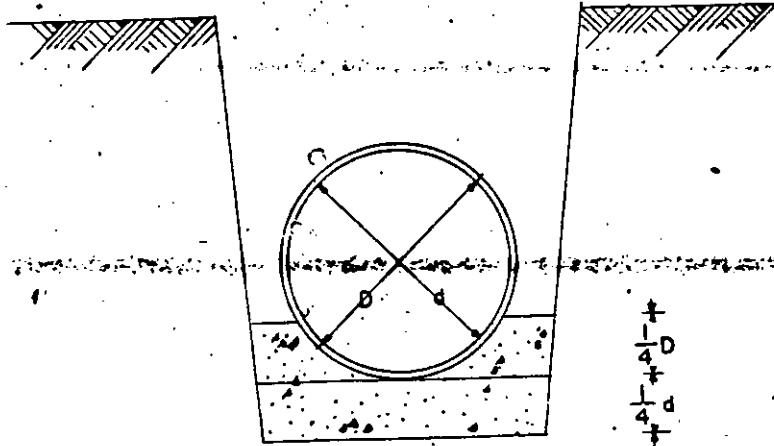
Se considera que una tubería se coloca en cama ordinaria, cuando se coloca formando cama en la tierra del fondo en tal forma, que cuando menos se apoye totalmente un arco de la circunferencia correspondiente al 10% del diámetro vertical exterior de la tubería en la cama. Si se considera que la tubería se coloca en cama de primera clase, cuando se coloca en una cama de concreto que se extiende por un espacio de 10 cm. a cada lado de la tubería.



Se considera que una tubería se coloca en cama de primera clase, cuando se coloca sobre una base circular fija con arena, apoyándose completamente cuando menos el 60% del diámetro interior horizontal del tubo y el resto se rellena también con material granular hasta 30 cms. arriba del lomo colocado y apisonado a mano en capas no mayores de 15 cms. Este tipo de colocación se muestra en la fig.



Se considera que una tubería se coloca en cama de concreto, el cual se haya completamente en una cama de concreto que tenga como menos un espesor bajo el tubo igual a $1/4$ del diámetro interior del mismo tubo, relleno en los lados de la tubería hasta una altura igual a $1/4$ del diámetro exterior. Este tipo de colocación de las tuberías se muestra en las gráficas de la fig.



16.12.-

FORMULA PARA CALCULAR LAS CARGAS DEBIDAS AL RELENO SOBRE LAS TUBERIAS.

La fórmula fué desarrollada por Marston del Colegio del Estado de Iowa y es la siguiente:

$$W = C w B^2$$

en la que W = carga total en Kgs/m. de tubo.

C .- Coeficiente que depende de la clase de material de relleno y su saturación.

w = Peso volúmetrico del material de relleno en Kgs/m³.

8.- Ancho de la cepa a la altura del cuadrante superior de la tubería en mts.

Se hace notar que las cargas no dependen directamente del diámetro del tubo, pero el ancho de la cepa no debe ser mayor de --

1 1/3 veces el diámetro exterior del tubo.

En la tabla No. 4 se dan los valores para B de $\frac{1}{3}$ de $\frac{1}{2}$ de $\frac{2}{3}$ de $\frac{1}{2}$ de $\frac{1}{3}$ para el cálculo de las cargas.

15.13.-

FORMULA PARA OBTENER LA CARGA DEBIDA A GRANDES SOBRES-CARGAS

La carga que produzca una sobre-carga en el relleno de la tubería como pilas de materiales, etc. se puede calcular por la fórmula.

$$W_1 = C_2 \cdot B \cdot P_1$$

En la que W₁ carga que recibe la tubería en Kgs/m lineal.

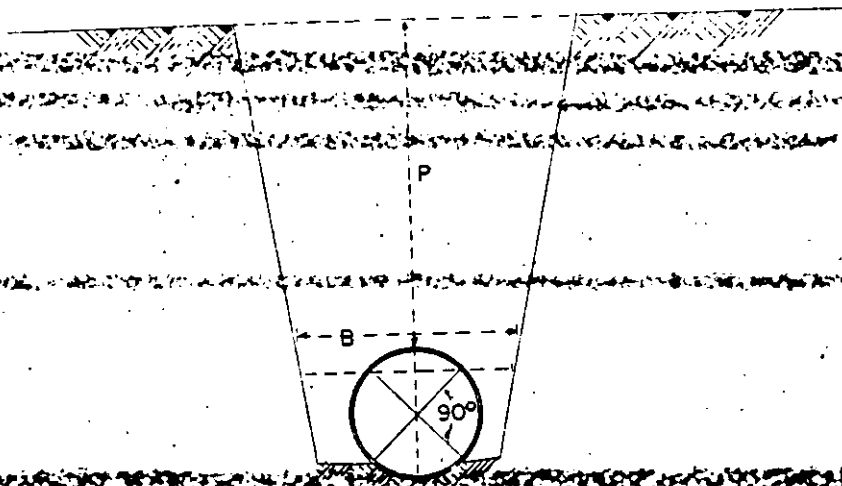
C₂ coeficiente que depende de la clase del material de relleno.

B.- Ancho de la cepa a la altura del lomo del tubo en mts.

P.- Sobre-carga en Kgs/m².

En la tabla No. 5 se dan los valores de C₂.

CONSTANTES Y VALORES PARA LA FORMULA DE MARTSON



VALORES DE "B"

VALORES DE "W"

Diámetro (M)	$B = \frac{3}{40} + 0.30$ (M)	Material	W (Kgs/m ³)
0.20	0.58	arena-seca	1600
0.25	0.64	arena húmeda	1920
0.30	0.70	arcilla húmeda	1920
0.38	0.81	arcilla saturada	2080
0.45	0.90	tierra húmeda	1240
0.60	1.10	tierra saturada	1760
0.76	1.31		
0.91	1.51		

FORMULA $W=CwB^2$
VALORES DE "C"

relación P/B	arena seca arena húmeda tierra húmeda	tierra saturada	arcilla húmeda	arcilla saturada
0.5	0.46	0.46	0.47	0.47
1.0	0.85	0.86	0.88	0.90
1.5	1.18	1.21	1.24	1.28
2.0	1.46	1.50	1.56	1.62
2.5	1.70	1.76	1.84	1.92
3.0	1.90	1.98	2.08	2.20
3.5	2.08	2.15	2.20	2.44
4.0	2.22	2.33	2.49	2.56
4.5	2.34	2.47	2.65	2.87
5.0	2.45	2.59	2.80	3.03
5.5	2.54	2.69	2.93	3.19
6.0	2.61	2.78	3.04	3.33
6.5	2.68	2.86	3.14	3.46
7.0	2.73	2.93	3.22	3.57
7.5	2.78	2.98	3.30	3.67
8.0	2.81	3.03	3.37	3.76
8.5	2.85	3.07	3.42	3.85
9.0	2.88	3.11	3.48	3.92
9.5	2.90	3.14	3.52	3.98
10.0	2.92	3.17	3.56	4.04
11.0	2.95	3.21	3.63	4.14
12.0	2.97	3.24	3.68	4.22
13.0	2.99	3.27	3.72	4.29
14.0	3.00	3.28	3.75	4.34
15.0	3.01	3.30	3.77	4.38
muy grande	3.03	3.33	3.85	4.55

VALORES DE SEGURIDAD APROXIMADOS DEL COEFICIENTE C_2 PARA GRANDES SOBRECARGAS SOBRE TUBERIAS COLOCADAS EN CEPAS

$\frac{H}{R}$	arenosa o tierra húmeda	Tierra saturada	Arcilla húmeda	Arcilla saturada
0.0	1.00	1.00	1.00	1.00
0.5	0.65	0.85	0.88	0.89
1.0	0.72	0.75	0.77	0.80
1.5	0.61	0.64	0.67	0.72
2.0	0.52	0.55	0.59	0.64
2.5	0.44	0.43	0.52	0.57
3.0	0.37	0.41	0.45	0.51
4.0	0.27	0.31	0.35	0.41
5.0	0.19	0.23	0.27	0.33
6.0	0.14	0.17	0.20	0.26
8.0	0.07	0.09	0.12	0.17
10.0	0.04	0.05	0.07	0.11

VALORES APROXIMADOS DE SEGURIDAD PARA EL COEFICIENTE C_2 PARA SOBRECARGAS CONCENTRADAS EN TUBO DE 90 cms. DE LONGITUD COLOCADO EN CEPAS

Altura del relleno sobre el lomo del tubo en mts.	DIAMETRO EXTERIOR DEL TUBO EN MTS.						
	0.30	0.60	0.90	1.20	1.50	2.10	3.00
0.30	0.52	0.78	0.86	0.89	0.90	0.91	0.92
0.60	0.25	0.42	0.55	0.62	0.66	0.69	0.71
0.90	0.13	0.25	0.34	0.40	0.45	0.50	0.53
1.20	0.08	0.15	0.22	0.27	0.31	0.36	0.40
1.50	0.05	0.10	0.15	0.19	0.22	0.27	0.31
1.80	0.03	0.07	0.11	0.14	0.17	0.21	0.25
2.10	0.02	0.05	0.08	0.11	0.13	0.17	0.21
2.90	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10	0.13	0.17
2.70	0.01	0.03	0.05	0.07	0.08	0.11	0.14
3.00	0.01	0.03	0.04	0.05	0.07	0.09	0.12

16.14.-

FÓRMULA PARA OBTENER LAS CARGAS SOBRE TUBERÍAS

La carga transmitida por una sobrecarga concentrada como la que sucede por la rueda de un camión o de una anilladora se puede determinar por medio de la fórmula siguiente.

$$W_2 = \frac{C_3 \cdot P_2}{L}$$

En la que W_2 es la carga que recibe la tubería en Kgs/m.

C_3 coeficiente que depende de la forma del relleno, el tipo de suelo y del diámetro externo del mismo.

P_2 = Sobrecarga concentrada estática en Kgs/. - En casos especiales se deberá añadir hasta un 50% a 100% por impacto cuando la velocidad del vehículo pase de 30 Kms/hora.

L = Longitud de la tubería entre juntas sucesivas en mts.

Cuando la longitud pase de 90 cms. se tomarán nada más 0.90 mts como longitud de la tubería.

En la tabla No. 5 se dan los valores de C

16.15.-

FACTORES DE SEGURIDAD EN LAS TUBERÍAS

La resistencia real de las tuberías en condiciones comunes de instalación es mayor que la determinada por el fabricante por el momento de las tres condiciones.

Para cualquiera de las tres condiciones se preparan los datos de la

resistencia colocada puede obtenerse multiplicando el valor que se obtenga en el laboratorio por un factor de resistencia.

Los valores del factor de resistencia son los siguientes:

- 1.- Carga ordinaria 1.5
- 2.- Carga de primera clase 1.87
- 3.- Carga de concreto 2.25 a 3.37

Puesto que la resistencia a la ruptura es la carga a la cual ese tubo se acrieta, la resistencia a la ruptura deberá ser mayor que el promedio de la carga probable por un factor de seguridad.

Los factores de seguridad que se toman en la practica son los siguientes:

- Barro vitrificado 1.5
- Concreto simple 1.5
- Concreto reforzado 1.25

En las tablas 6, 7 y 8 se dan los valores de las cargas máximas de relleno de cepas con Arena húmeda y seca, Arcilla húmeda y saturada y Tierra húmeda y saturada.

CARGA MÁXIMA DE RELLENO DE CEPAS CON ARENA HUMEDA Y SECA PARA DIFERENTES DIAMETROS Y PROFUNDIDADES

TABLA PARA ARENA HUMEDA

Diámetro / Profundidad	0.20	0.25	0.30	0.38	0.45	0.60	0.75	0.91
1.50	1020.50	1124.59	1223.04	1398.28	1492.99	1649.47	1680.40	1576.00
2.00	1253.02	1415.57	1571.13	1839.17	2021.17	2649.42	2734.77	2758.00
2.50	1433.87	1635.78	1834.56	2191.89	2472.76	3043.39	3327.86	3890.23
3.00	1556.59	1800.92	2030.94	2506.82	2846.01	3554.40	4223.38	4815.57
3.50	1659.93	1934.62	2210.88	2746.17	3172.60	4065.60	4942.36	5691.12
4.00	1730.98	2036.85	2352.00	2947.72	3436.99	4507.00	5568.40	6479.13
4.50	1789.10	2123.36	2455.48	3098.89	3639.16	4855.42	6062.53	7135.80
5.00	1827.86	2178.41	2540.16	3237.46	3825.79	5157.50	6523.92	7792.46
5.50	1866.61	2225.60	2606.01	3338.23	3981.31	5413.05	6952.26	8361.58
6.00	1885.99	2264.92	2653.05	3426.41	4090.17	5645.37	7314.70	8886.91
6.50	1905.37	2288.51	2700.09	3501.95	4199.04	5854.40	7611.24	9368.47
7.00	1918.28	2312.11	2729.32	3552.38	4292.35	6017.06	7907.78	9712.69
7.50	1924.74	2327.83	2756.54	3615.37	4354.56	6156.40	8171.38	10112.69

TABLA PARA ARENA SECA

Diámetro / Profundidad	0.20	0.25	0.30	0.38	0.45	0.60	0.75	0.91
1.50	850.42	937.16	1019.20	1165.23	1244.16	1374.56	1400.34	1313.34
2.00	1044.19	1179.65	1309.28	1532.65	1684.80	1955.36	2278.38	2298.34
2.50	1194.89	1363.15	1528.80	1826.58	2064.64	2535.16	2883.05	3246.86
3.00	1297.16	1500.77	1709.12	2089.02	2371.68	2962.03	3569.49	4012.97
3.50	1363.27	1612.18	1842.40	2288.47	2643.84	3398.00	4118.54	4742.60
4.00	1442.42	1697.32	1960.00	2456.43	2864.16	3750.54	4640.33	5399.27
4.50	1490.92	1769.47	2046.24	2582.40	3032.64	4046.24	5052.30	5946.50
5.00	1523.22	1815.34	2116.80	2697.88	3188.16	4297.92	5436.60	6493.72
5.50	1555.51	1854.67	2171.68	2781.86	3240.00	4510.89	5793.59	6967.98
6.00	1571.66	1887.43	2210.88	2855.34	3408.48	4704.48	6095.59	7405.76
6.50	1587.81	1907.09	2250.08	2918.33	3499.20	4878.72	6342.70	7807.06
7.00	1598.57	1926.76	2273.60	2960.32	3576.96	5014.24	6589.52	8097.06
7.50	1603.95	1939.86	2297.12	3012.81	3628.80	5130.80	6809.52	8427.25

CARGA MAXIMA DE RELLENO DE CEPAS CON ARENA HUMEDA Y SATURADA PARA DIFERENTES DIAMETROS Y PROFUNDIDADES

TABLA PARA ARCILLA HUMEDA

Diámetro Profundidad	0.20	0.25	0.30	0.38	0.45	0.60	0.76	0.91
1.50	1098.00	1203.24	1298.30	1448.66	1555.20	1695.93	1746.30	1576.00
2.00	1369.28	1541.40	1693.44	1965.75	2146.17	2405.22	2767.72	2845.36
2.50	1608.26	1808.79	2013.31	2393.45	2674.94	3222.46	3657.35	4027.56
3.00	1756.81	2028.99	2286.14	2746.17	3048.19	3856.51	4514.02	5034.45
3.50	1918.28	2217.73	2511.93	3048.60	3499.20	4437.35	5337.75	5997.57
4.00	2034.54	2367.16	2700.09	3338.23	3841.34	4848.41	6029.68	6916.31
4.50	2118.51	2485.12	2860.03	3552.58	4121.28	5356.59	6555.72	7748.69
5.00	2196.01	2587.36	2982.33	3753.94	4370.11	5704.76	7122.90	8536.69
5.50	2254.14	2666.00	3085.82	3905.10	4587.84	6133.25	7743.04	9193.36
6.00	2299.36	2736.78	3189.31	4043.67	4774.46	6451.72	8204.32	9806.25
6.50	2338.11	2783.96	3255.16	4169.64	4945.53	6744.05	8599.72	10375.36
7.00	2370.40	2831.15	3321.02	4270.42	5069.95	6999.60	8935.10	10944.48
7.50	2396.24	2870.47	3368.06	4346.00	5209.92	7182.68	9357.95	11382.25

TABLA PARA ARCILLA SATURADA

Diámetro Profundidad	0.20	0.25	0.30	0.38	0.45	0.60	0.76	0.91
1.50	1238.49	1353.40	1447.26	1623.57	1735.34	1867.62	1891.82	1754.76
2.00	1574.35	1744.95	1916.09	2210.79	2409.26	2708.48	3003.75	3130.11
2.50	1861.23	2076.92	2313.58	2702.08	3015.79	3624.15	4104.91	4410.61
3.00	2073.14	2366.32	2639.72	3166.07	3538.98	4334.05	5065.37	5691.12
3.50	2267.96	2596.15	2945.48	3534.54	3992.97	5098.45	5990.73	6734.49
4.00	2428.00	2800.43	3179.90	3903.00	4447.87	5852.90	6732.02	7777.36
4.50	2553.94	2970.67	3393.93	4162.29	4835.37	6191.35	7367.31	8773.81
5.00	2664.90	3106.86	3567.20	4435.23	5138.64	6634.68	8245.51	9674.90
5.50	2756.86	3234.54	3720.08	4653.68	5425.05	7172.87	8923.72	10520.57
6.00	2826.83	3336.69	3852.57	4858.28	5677.77	7590.40	9494.83	11287.38
6.50	2889.81	3413.29	3974.88	5022.05	5896.80	7992.75	10065.95	11998.77
7.00	2938.79	3481.39	4066.60	5172.16	6115.82	8255.10	10529.96	12562.74
7.50	2980.77	3549.49	4148.14	5308.63	6284.00	8537.15	10974.02	13326.70

CARGA MAXIMA DE RELLENO DE CEPAS CON TIERRA HUMEDA Y SATURADA PARA DIFERENTES DIAMETROS Y PROFUNDIDADES

TABLA PARA TIERRA HUMEDA

Diámetro Profundidad	0.20	0.25	0.30	0.38	0.45	0.60	0.76	0.91
1.50	765.36	843.44	917.28	1048.71	1119.74	1236.99	1260.30	1182.00
2.00	939.75	1061.68	1178.35	1379.38	1516.32	1759.66	2051.08	2068.50
2.50	1075.39	1226.83	1375.92	1643.92	1854.57	2282.23	2594.74	2922.17
3.00	1167.42	1350.69	1538.20	1880.12	2134.51	2685.62	3212.57	3611.67
3.50	1244.93	1450.96	1658.16	2059.62	2379.45	3048.97	3706.77	4268.34
4.00	1298.21	1527.64	1764.00	2210.79	2577.74	3379.94	4176.30	4859.34
4.50	1341.81	1592.52	1841.00	2324.16	2729.37	3641.29	4546.97	5351.85
5.00	1370.88	1633.81	1905.12	2428.09	2869.34	3867.77	4892.94	5844.35
5.50	1399.96	1669.20	1954.51	2503.67	2985.98	4059.41	5214.19	6271.18
6.00	1414.47	1698.69	1989.79	2569.81	3067.63	4233.64	5486.02	6665.18
6.50	1429.00	1716.38	2025.07	2626.49	3149.28	4390.44	5708.43	7026.35
7.00	1438.69	1734.09	2046.24	2664.29	3219.26	4512.40	5930.84	7289.02
7.50	1443.54	1745.87	2067.40	2711.53	3265.92	4616.93	6128.53	7584.52

TABLA PARA TIERRA SATURADA

Diámetro Profundidad	0.20	0.25	0.30	0.38	0.45	0.60	0.76	0.91
1.50	965.05	1059.67	1172.86	1316.39	1397.08	1533.71	1570.57	1484.80
2.00	1195.96	1340.81	1491.95	1732.10	1910.30	2236.08	2476.67	2568.30
2.50	1379.49	1564.28	1750.67	2090.07	2337.98	2896.25	3282.16	3611.67
3.00	1500.75	1744.50	1966.27	2401.85	2708.64	3386.08	4057.04	4534.66
3.50	1610.40	1881.46	2147.37	2632.79	2993.76	3875.47	4631.52	5337.25
4.00	1694.21	1982.38	2285.36	2852.19	3321.64	4301.79	5235.58	6099.72
4.50	1759.41	2076.10	2397.47	3013.86	3521.23	4642.52	5799.04	6822.05
5.00	1805.78	2140.98	2492.33	3152.42	3706.56	4951.96	6282.29	7424.00
5.50	1847.22	2198.65	2561.32	3244.88	3863.37	5236.81	6674.94	8025.95
6.00	1876.83	2241.90	2630.32	3371.82	4005.93	5473.07	7057.38	8507.50
6.50	1900.51	2277.94	2673.44	3452.66	4134.24	5686.05	7339.41	8989.06
7.00	1912.35	2299.57	2707.93	3521.94	4219.77	5856.70	7641.45	9390.36
7.50	1930.11	2321.19	2742.43	3579.68	4291.05	6026.76	7943.48	9751.53



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

DEPARTAMENTO DE CURSOS INSTITUCIONALES

**DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
COORDINACION GENERAL DE ADMINISTRACION
DEPARTAMENTO DE RECURSOS HUMANOS**

DRENAJE EN CARRETERAS

26-28 octubre de 1994

Oaxaca, Oax.

- Construcciones en sitio -

Ing. Jesús Manuel Albo Lara

COLECTORES CONSTRUIDOS EN EL SITIO

17.01.-

Cuando sea necesario construir un colector de un diámetro mayor que los que se fabrican comercialmente, resultará económico construirlos en el lugar donde van a quedar instalados, así mismo, cuando se haya decidido instalar un colector de forma distinta a la circular, también resultará económico y conveniente por otros conceptos construirlos en el lugar.

Los colectores que se construyen así, se les da el nombre genérico de colectores de mampostería, aunque los materiales que se empleen pueden incluir el concreto, tabique, segmentos circulares de barro vitrificado, etc.

En la actualidad debido a las ventajas que tienen en economía y facilidad de manejo, se emplea el concreto que puede ser simple o reforzado.

17.02.-

DISEÑO DE COLECTORES DE CONCRETO.

El diseño de colectores de concreto que tengan la bóveda en forma de arcos circulares o semejantes, debe basarse en un análisis de los esfuerzos que produzcan las cargas estimadas en la bóveda.

En diámetros o claros ordinarios, los cálculos teóricos dan espesores teóricos tan pequeños, que no se emplean debido a razones de construcción e impermeabilidad.

Por lo anterior en general se emplean métodos empíricos basados en la experiencia para la determinación de los espesores mínimos y posteriormente se calcula el refuerzo de acero necesario por el método de los momentos.

Una de las reglas empíricas más en uso dice que: Para arcos de concreto reforzado, el espesor de la corona debe ser 1/12 del diámetro o claro del arco con un mínimo recomendable de 12 cms.

Para conductos de concreto simple, el espesor debe ser un 25% mayor aunque se respeta la especificación de 12 cms. como espesor mínimo.

El espesor de la plantilla debe ser 2.5 cms. mayor que la corona en la clave y el espesor de los arranques de los arcos deberá ser de dos a tres veces el espesor en la clave del conducto.

Desde luego se recomienda que las bóvedas sean de concreto reforzado por la incertidumbre en la determinación de los esfuerzos que se produzcan y en caso de presentarse tensiones el acero las puede tomar.

En algunas ocasiones se emplea la fórmula siguiente para la determinación de los espesores, consignada en el Sewerage and Sanitary Treatment de W.A. Hardenbergh.

$$t = 1.55 \sqrt{\frac{d}{2}} + 300$$

t = espesor en centímetros.

d = diámetro o ancho del conducto en cms.

El espesor calculado tendrá que cambiarse en algunos casos de acuerdo con las características del suelo o con la profundidad.

a la que se construya.

En suelos inestables y saturados será necesario en muchas ocasiones aumentar el espesor en la plantilla que puede llegar a ser de 2 a 4 veces el espesor usual en condiciones ordinarias y los laterales ser aumentados en proporción semejante.

Quando se tengan copas muy anchas y de poca profundidad el espesor de la clave de los arcos deberá ser que aumente algunas veces hasta 2 veces la calculada.

Es necesario colocar refuerzo de temperatura de acuerdo con las especificaciones ordinarias de 0.2 a 0.4 por ciento del área de la sección transversal para absorber los esfuerzos longitudinales del fraguado y cambios de temperatura y también para absorber esfuerzos longitudinales que puedan presentarse en suelos inestables.

La longitud de los tramos entre los que se colocuen juntas flexibles, dependerá de las características especiales del suelo en donde se construyan. La experiencia ha demostrado que la separación de las juntas puede ser desde 2.50 hasta 15.00 mts. procurándose hasta donde sea conveniente que los tramos sean lo más grandes posible.

17.03.-

M E T O D O D E C O N S T R U C C I O N

Es imposible construir un colector de una sola vez, por el contrario como ya hemos explicado se debe construir en tramos cortos aunque se construya en el lugar.

Cuando se trata de colectores de dimensiones pequeñas, se construye cada tramo completo en una operación y por lo tanto no sería necesario más que un único molde para cada tramo.

Los colectores de grandes dimensiones, se construyen en tramos de un metro o más de longitud, se construyen en dos o más operaciones, por ejemplo se levanta con un traye la plantilla hasta una cierta altura en los lados y esta parte de la construcción se lleva adelante en una cierta longitud. Los lados y la bóveda se construyen posteriormente en una o dos operaciones en longitudes semejantes a la empleada en la plantilla. El número de operaciones dependerá de la forma y magnitud del colector.

Es conveniente en todas las ocasiones, y siempre que resulte práctico, construir el colector en una sola operación, ya que esto reduce los gastos de colocación y manejo y cuando se levanta de las cimbras y por lo mismo los gastos de colocación del concreto.

Cuando sea indispensable emplear dos o más operaciones, será necesario tener una longitud considerable de cepa, con objeto de que el concreto de la base o plantilla esté completamente fraguado para poder colocar el resto.

En el caso anterior, será necesario tener un especial cuidado en el diseño y construcción de las juntas longitudinales para lograr que sean estancas. En cualquier caso se procurará que el número de operaciones necesarias se reduzca al mínimo.

En la práctica moderna se fabrican moldes metálicos plegables que permiten hacer la construcción de los colectores en dos operaciones. Algunos de estos moldes se usan en

Los moldes o cimbras para colectores de concreto deben ser estancas, lisas y de superficies perfectamente bien acabadas.

Deben ser de costo inicial bajo y durables para que se puedan usar muchas veces. Las cimbras pueden ser de madera o metálicas.

Las formas de madera tienen la ventaja de que son de costo inicial bajo, pero no se pueden emplear muchas veces.

Las cimbras metálicas dan un servicio satisfactorio en cualquier circunstancia, pero son de costo inicial alto. En general las condiciones que previenen en cada caso particular determinará cuando son más económicas que las de madera, sin embargo, la experiencia ha demostrado que las cimbras de madera se estropean y deforman cuando se emplean 10 veces o menos y en estos casos es necesario reponerlas, por esta razón se les considera una duración de 10 veces para resultar económicas y las metálicas se deben emplear cuando menos 50 veces para resultar económicas en términos generales.

En algunas ocasiones se pueden emplear conjuntamente, es decir que las armaduras sean metálicas y las superficies de madera de tal manera que puedan reponerse con facilidad.

En general la parte inferior o plantilla se construye sin el
fibrocemento en forma de cerchas con la forma del
concreto.

Estas cerchas, en algunas ocasiones se colocan sobre un
raso y se deslivan longitudinalmente para quitar al concreto
sobrante.

Generalmente la forma de la cercha es tal, que deja la super-
ficie un poco abajo de la definitiva y antes de que el concre-
to tenga su fraguado inicial se coloca el aplomado final de
mortero cemento arena, que se alisa con lianas de madera o me-
tálicas.

Cuando se desean tener velocidades de más de 3.00 mts. por
segundo, se reviste la plantilla con losetas de barro vitri-
ficado en formas de arcos circulares y con marcos especiales pa-
ra que se adhieran firmemente al concreto. Estas piezas se
pueden ver en la fig. 1.

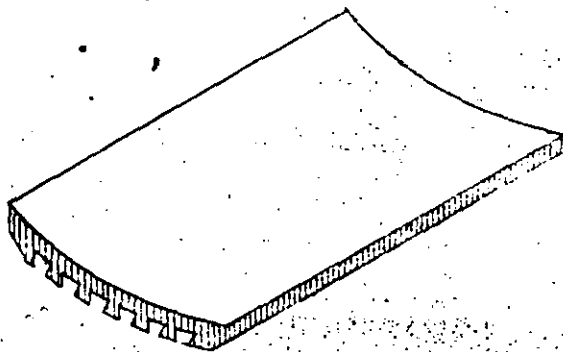
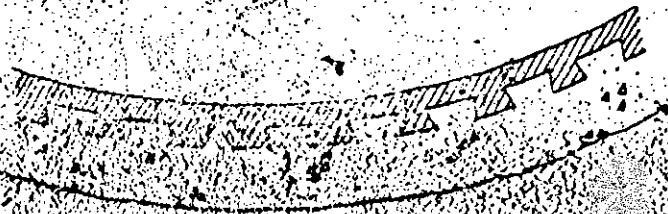


Fig. 1



17.05.-

TITULO DE SECCION TRANSVERSAL

En la practica americana y europea, desde hace algunos años, se empleaban las secciones ovales.

Desde principios de este siglo se empezaron a idear otras secciones que presentaban como lo hemos visto en temas anteriores ventajas hidráulicas en ciertas condiciones especiales y por lo mismo se les ha dado preferencia en los tiempos modernos y su empleo ha ido en aumento. En seguida se discuten las ventajas de estas secciones presentando cada una de las secciones transversales.

A las secciones les daremos los nombres que se vieron al tratar de las propiedades hidráulicas de ellas.

17.06.-

SECCION CIRCULAR

Es bien sabido que la sección circular tiene un área determinada con el mínimo perímetro posible. Por esta razón tiene el mayor radio hidráulico y la mayor velocidad cuando escurre llena a la mitad.

En condiciones ordinarias de cimentación, la sección circular es económica por la cantidad de material que se invierte, pero cuando se necesiten cimentaciones especiales como piloteado o plataformas de madera y también cuando sea necesario tener una base plana, entonces se requiere una cierta cantidad de mate-

SECCIONES OVOIDES

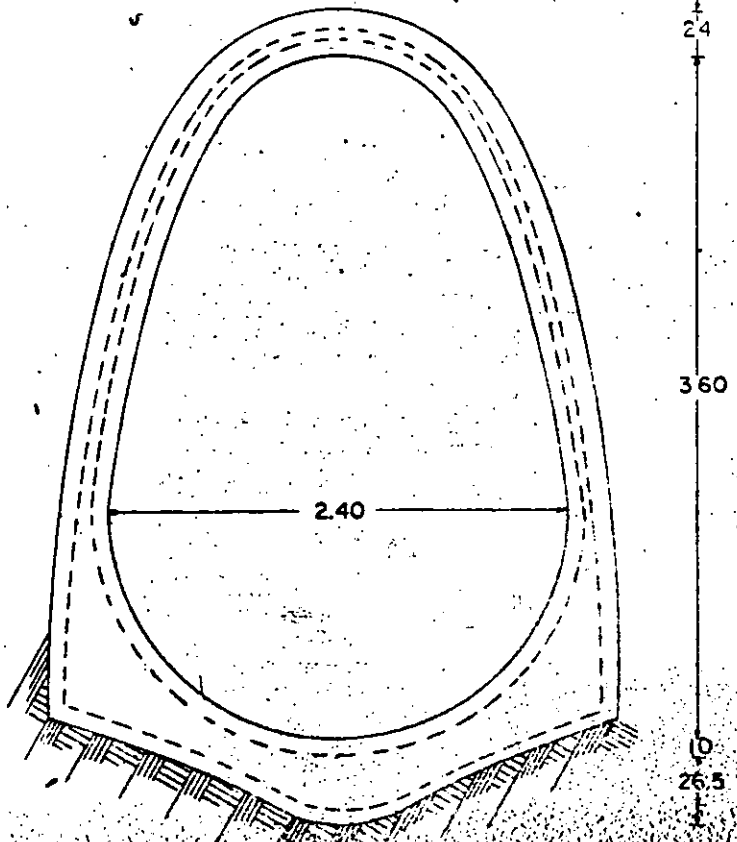
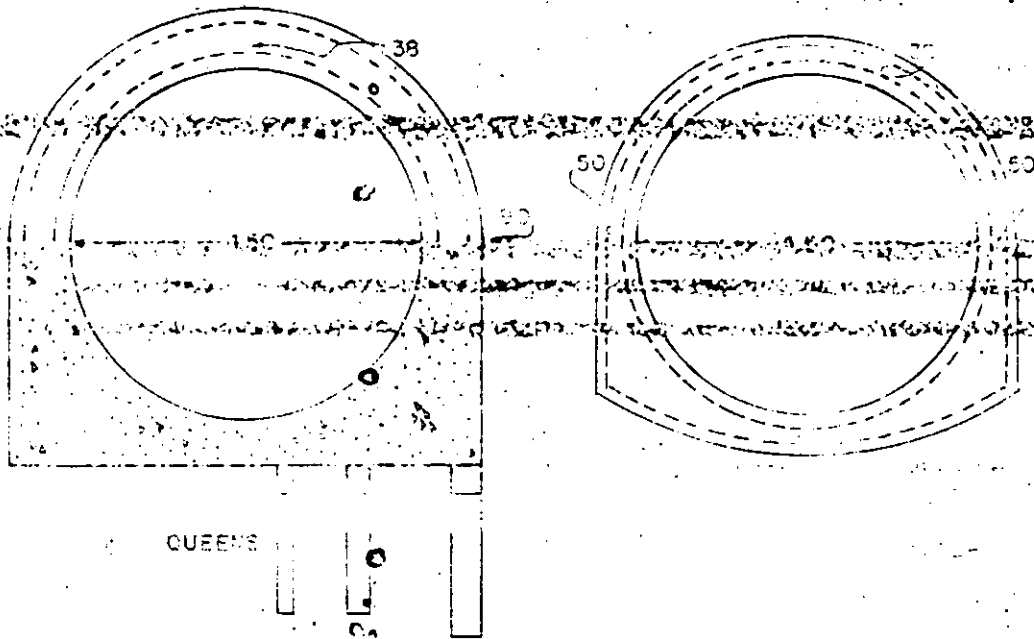
En sistemas combinados en que las variaciones del caudal sean grandes, en sistemas abiertos en que la evaporación mejore apenas una pequeña fracción de la que tendrá cuando se tenga la evaporación total, la mejor sección será la ovoide por las razones que se explicaron en los capítulos anteriores. Las profundidades de escurrimiento en una sección ovoide siempre es mayor que en secciones circulares para caudales iguales y para escurrimientos pequeños, la profundidad mayor es conveniente ya que el arrastre de los sólidos se produce mejor.

Las secciones ovoides tienen la desventaja de ser menos estables que las circulares, así mismo son más fáciles de romperse, requieren mayor cantidad de materiales y son más difíciles de construir.

Cuando se tenga un terreno macizo o rocoso, es posible hacer excavación en forma semejante a la sección para que sirva de cimbra exterior.

En el caso de terrenos suaves en los que se requiera una cimentación especial, las secciones ovoides requieren un exceso de materiales mucho mayor que en el caso de secciones circulares por estas razones, las secciones ovoides son en general más costosas que las circulares y en el caso de conductos de gran tamaño, los ovoides requieren más materiales que otros tipos de secciones.

SECCIONES CIRCULARES



La bóveda en las secciones elípticas queda por --
 que se aproxime a una semi-elipse.
 efecto que el centro de gravedad de la sección bajada queda --
 que una sección circular, las paredes normales --
 con la sirante muy usual y dada, un punto de --
 que las secciones en ella se toman --
 en los casales.

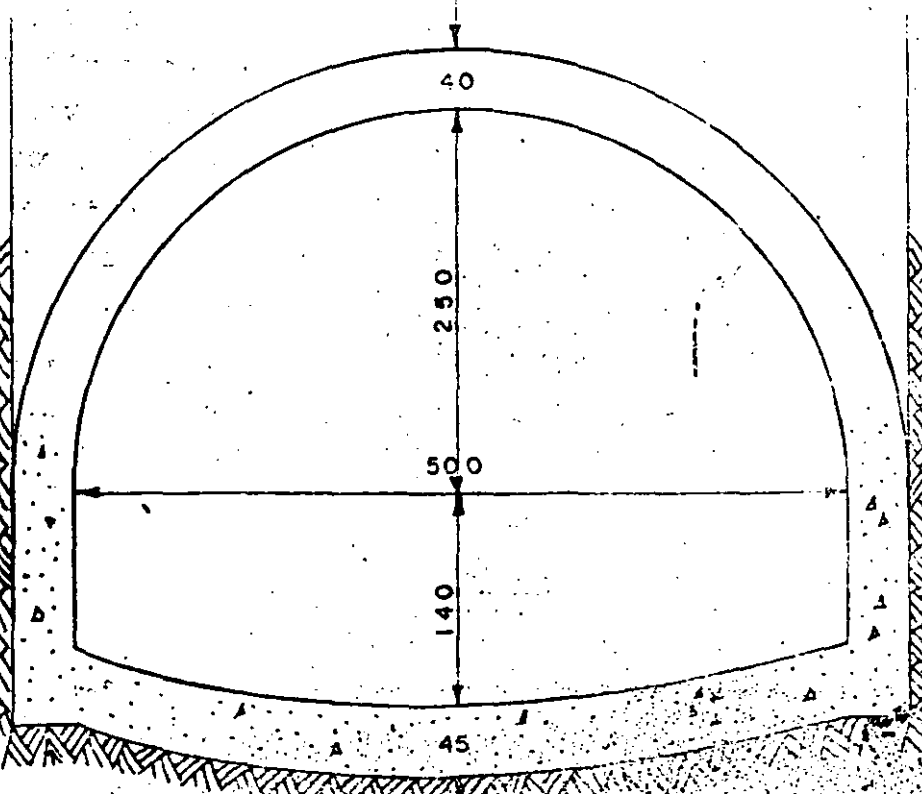
Estas secciones tienen la ventaja de que las conexiones de a --
 se pueden efectuar en niveles inferiores por las razones --
 Pero la principal ventaja estriba en que el ar --
 co de la bóveda casi coincide con el funicular de las pres --
 nes, lo que no sucede con las demás secciones excepto la para --
 bólica y por lo tanto las paredes pueden hacerse relativamente
 delgadas sin que la línea de esfuerzos se salga de la sección.
 Estas secciones no dependen más que en muy pequeño grado de --
 las presiones laterales producidas por el relleno. El hecho --
 de que la bóveda se extienda prácticamente hasta la plantilla,
 hace más necesario diseñar y construir ésta en tal forma que --
 las cargas se distribuyan en una área grande y por lo tanto --
 esta sección depende en mucho en la estabilidad de la base, lo
 que no pasa con otras secciones.

En el caso de que se construya una sección semi-elíptica en sus
 los comprensibles y la estructura se hace monolítica con el re --
 fuerzo en toda la sección, se transmitirá un momento flexionante
 muy fuerte en el centro de la base y en estos casos se le debe --
 rá dar el espesor suficiente el cual pueda llevarle su igual --

SECCIONES DE HERRADURA

Es una sección convenientemente en grandes colectores. Para un ancho dado, esta sección tiene menor altura que una sección circular equivalente. Desde el punto de vista de estabilidad, tiene la desventaja de que depende de la habilidad de relleno para absorber los choques del arco, pero si es armada convenientemente esta desventaja desaparece a un costo mayor. Es una sección adecuada cuando no se tengan grandes variaciones en el caudal.

SECCION SEMIELIPTICA



construir éstas por loivamente del costo y por la parte regular-
de las secciones y económicas.

Cuando el fondo se construye en forma de diámetro, obede-
ce a pequeños acurrimientos en buenas condiciones.

Siendo la desventaja de que requieren una capa de mayor anchu-
ra en las secciones semi-elípticas para la misma capacidad y

SECCION EN "U". - Estas secciones se adaptan en lugar
res donde se cunete con poca profundidad. Tienen buenas propie-
dades hidráulicas hasta que se llenan cuando el radio hidráuli-
co caga bruscamente debido a un aumento repentino del perímetro
mojado.

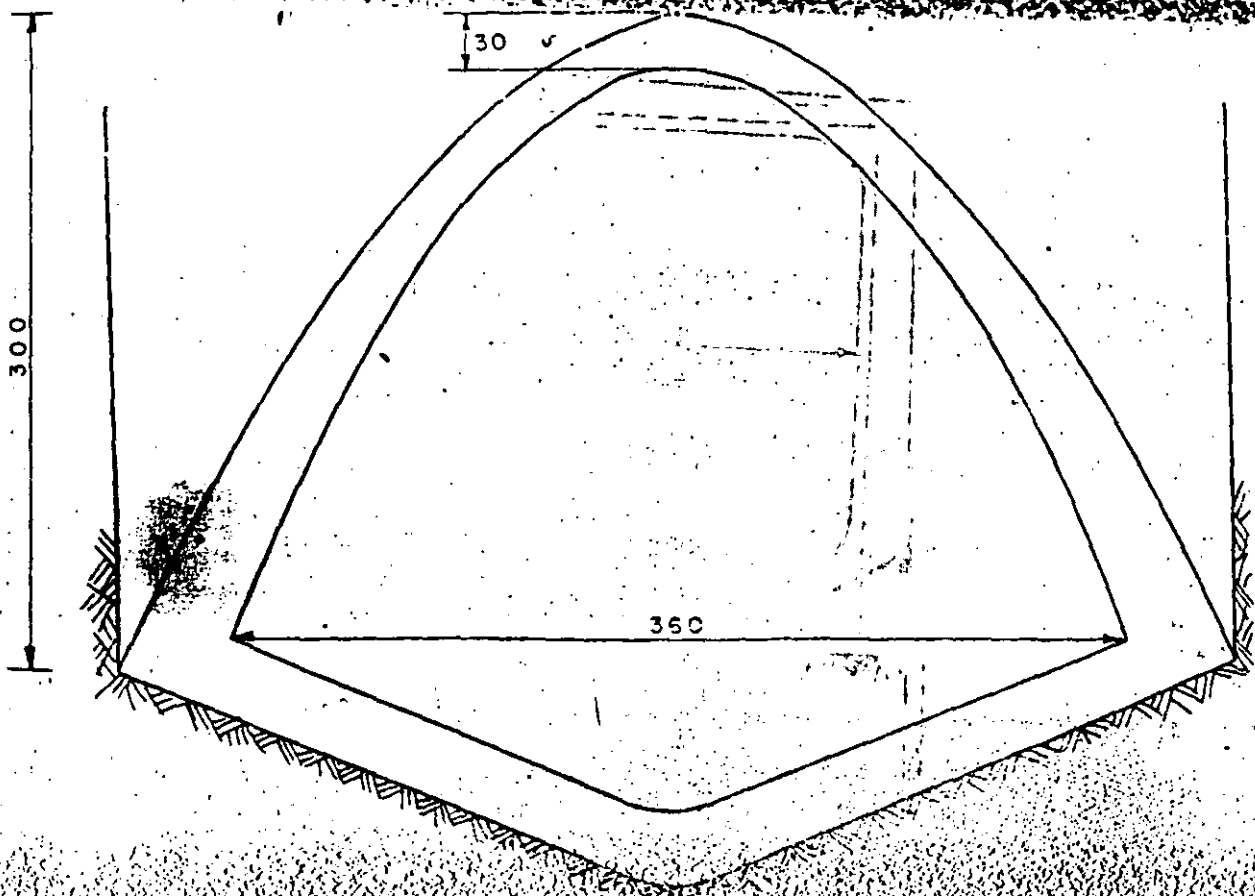
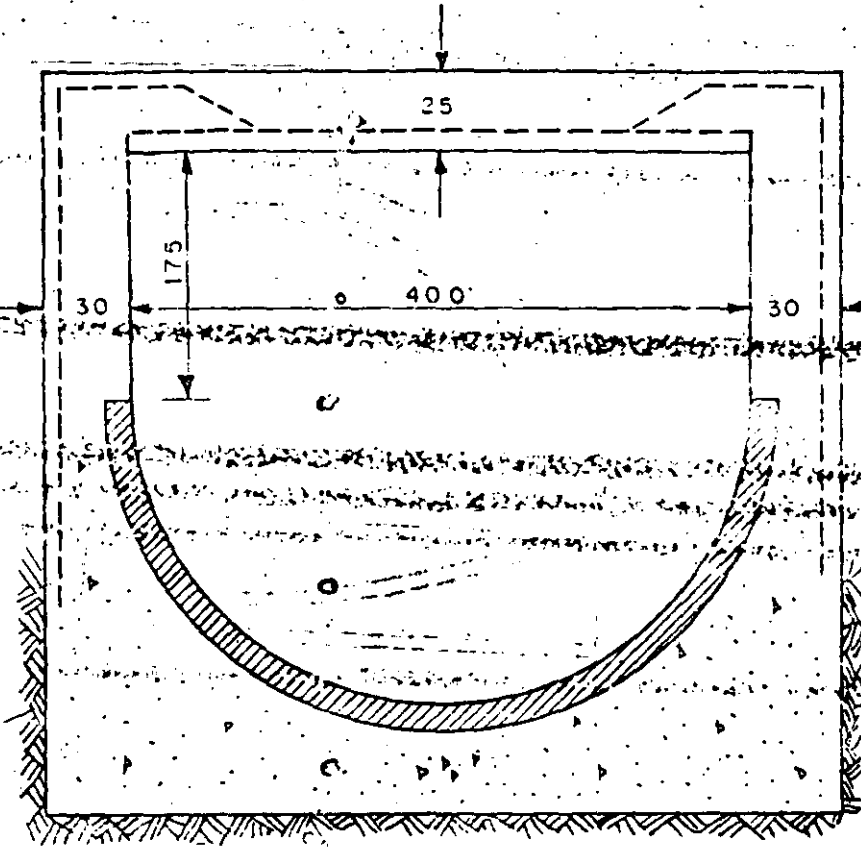
Estas secciones requieren una cantidad muy grande de materiales
en proporción al área útil. Se adapta a acurrimientos peque-
ños y se puede construir con relativa facilidad.

SECCION RECTANGULAR. - Esta sección tiende a ampliarse --
con mayor frecuencia debido a sus buenas propiedades hidráulicas --
hasta que se llena.

Desde luego las cámaras son mucho más sencillas que para otras
secciones y su sección es económica en dimensiones y espacio --
que ocupa y por la facilidad de construcción.

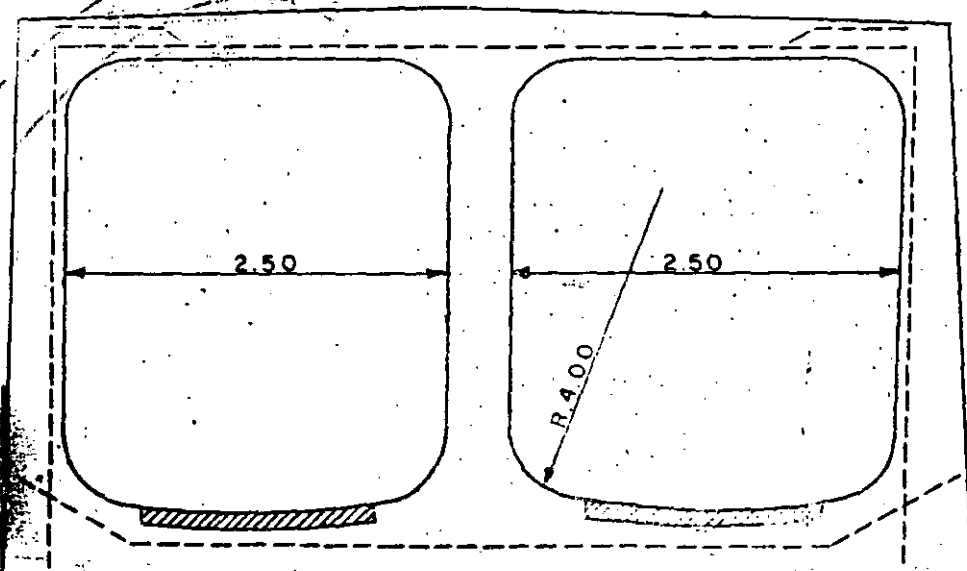
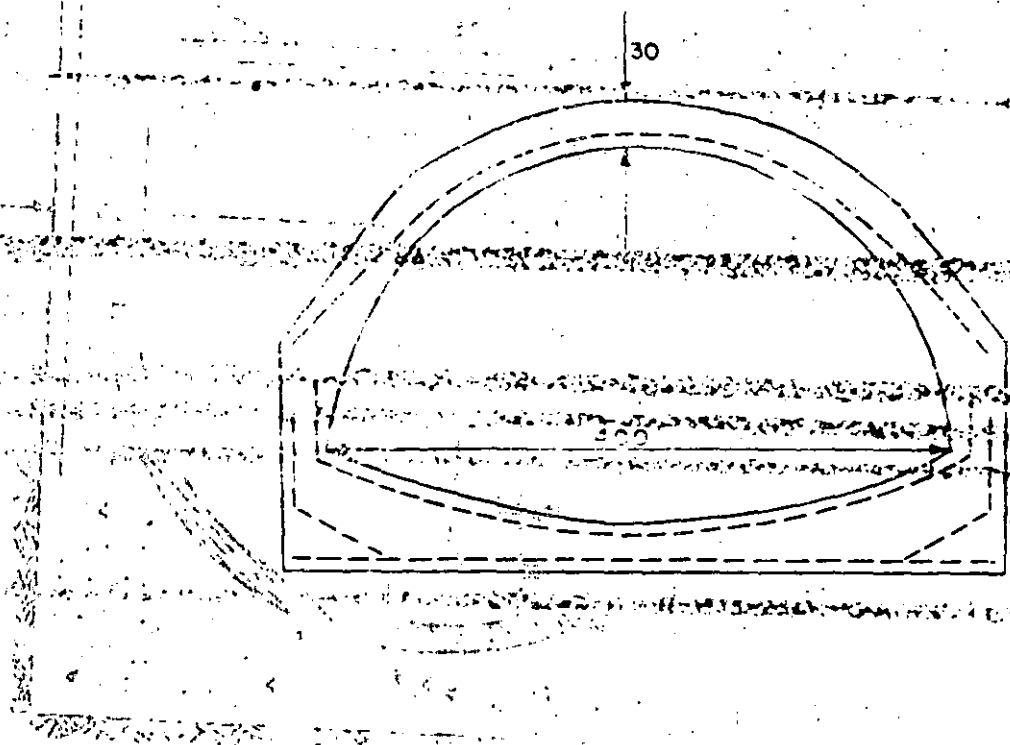
En algunas ocasiones se emplea una capa de material de repleno --
de 15 centímetros de espesor para evitar el resquebrajamiento

SECCION EN "U"



SECCION PARABOLICA

SECCION SEMI CIRCULAR TIPO CHICAGO



3.00