



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

APUNTES DE DRENAJE PLUVIAL

TESINA

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN **HIDRÁULICA URBANA**

PRESENTA:

ING. ANDRÉS ROMÁN GUADARRAMA CRUZ

DIRECTOR DE TESINA: **M. EN I. CARLOS GONZALO FRANCO
DOMÍNGUEZ**

MÉXICO, D.F.

JUNIO 2016



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



AGRADECIMIENTOS

El desarrollo y elaboración del presente trabajo fue posible gracias a la motivación y apoyo de familiares, amigos y principalmente profesores, permitiendo imprimir en éstas hojas con la tinta del esfuerzo y dedicación la culminación de una etapa importante en mi vida.

Según la Real Academia Española (RAE) el verbo agradecer consta de tres significados:

- Sentir gratitud.
- Mostrar gratitud o dar gracias.
- Dicho de una cosa: Corresponder al trabajo empleado en conservarla o mejorarla.

De los significados anteriores se desprende gratitud, pero ¿qué es la gratitud? Una vez más recurrí a la RAE, obteniendo el siguiente significado:

Gratitud: f. Sentimiento que nos obliga a estimar el beneficio o favor que se nos ha hecho o ha querido hacer, y a corresponder a él de alguna manera.

Después de consultar la RAE, no sé si gratitud sea el sentimiento que ahora quiero plasmar en ésta hoja, porque lo que siento está más allá de una obligación y de una palabra, lamentablemente no conozco otra que se asemeje a lo que siento, así que la emplearé esperando que se entienda más allá de un significado mundano.

En primer lugar, quiero agradecer a mi familia, fuente de motivación y apoyo. Apoyo que va más allá del caliente café que te da tu madre en las espesas noches en que los infinitos números arrojados por interminables cálculos de proyectos y tareas se aferran a nuestra mente. Motivación paternal que no se da de manera verbal o escrita, sino a través del ejemplo, del no claudicar al trabajo o a la vida, es por ello que estoy más que agradecido con mi madre María del Carmen Cruz Salazar, mi padre Andrés Román Guadarrama Rueda y a mi hermana Eugenia Guadarrama Cruz.

De igual forma quiero agradecer a las siguientes personas por brindarme sus valiosos consejos y apoyo durante ésta etapa de mi vida. Pido disculpas por las omisiones que, naturalmente, son involuntarias.

- M. en I. Carlos Gonzalo Franco Domínguez.
- Ing. Jorge Arturo Maldonado Murillo.
- Ing. Fernando Celis Ochoa.
- Ing. Marco Antonio Jiménez Chaves.
- Ing. Luisa Villa Luna.



Apuntes de sistemas de Drenaje Pluvial, Programa de especialización en Hidráulica Urbana.

- Lic. José Rodrigo Iniesta Miranda.
- Lic. Omar Iván Estrada Mendoza.
- Lic. Rebeca Alvarez Malo Molina.
- Lic. Guadalupe Pérez Velázquez.
- Lic. Estefany Zaldivar.
- Lic. Guillermo Orta Pineda.



Tabla de contenido

Introducción.	9
Generalidades.	9
1. Gasto de diseño.	11
1.1. Diseño de la tormenta:	11
1.2 Gasto de diseño.	20
1.3 Cálculo del gasto de Diseño.	22
2. Redes de recolección pluvial.	25
2.1 Componentes de la red.	26
2.1.1 Redes secundarias.	26
2.1.2 Redes primarias.	28
2.1.3 Sistema general de Desagüe.	28
2.2 Lineamientos técnicos de diseño.	28
2.2.1 Material.	29
2.2.2 Velocidad.	29
2.2.3 Diámetro y pendiente.	30
2.2.4 Ancho y profundidad de conducción.	30
2.2.5 Plantilla y relleno.	32
2.3 Pozos y cajas de visita.	33
2.4 Diseño de la Red.	37
2.4.1 Sugerencias para la localización de ciertos elementos.	37
2.4.2 Metodología.	38
3. Sistema Primario de Colectores.	43
3.1 Sifones y estructuras especiales.	43
3.1.1 Sifones.	43
3.1.2 Estructuras especiales.	46
3.1.2.1 Cruces elevados.	46
3.2 Revisión de su funcionamiento hidráulico.	47
3.3 Conexión al emisor y al colector.	50
4. Interceptores y Emisores.	52



Apuntes de sistemas de Drenaje Pluvial, Programa de especialización en Hidráulica Urbana.

4.1. Diseño.	53
4.2 Estructuras de conexión.	58
4.2.1 Lumbreira adosada de caída libre.	59
4.2.2 Lumbreira adosada con caída en espiral o de ranura horizontal.	61
5. Regulación.	64
5.1. Tipos de estructuras de regulación.	64
5.1.1. Tanques de regulación.	64
5.1.2. Lagunas de regulación.	64
5.1.3. Presas rompe picos.	65
5.2. Funcionamiento Hidráulico.	66
5.3. Tránsito.	67
5.4. Condiciones a cumplir de las estructuras de regulación.	71
5.5. Política de operación.	72
6. Plantas de bombeo de aguas pluviales.	75
6.1 Ubicación de la planta.	77
6.2 Selección del equipo de bombeo.	77
6.3 Diseño de la planta de bombeo.	78
6.3.1 Caja de control.	78
6.3.2 Lumbreira de rejillas.	79
6.3.2.1 Condiciones hidráulicas.	79
6.3.3 Túnel de unión.	80
6.3.4 Cárcamo de bombeo.	82
6.3.4.1 Mampara.	89
6.3.4.2 Muro amortiguador.	90
7. Estructuras de descarga.	98
7.1 Estructuras de descarga para conductos cerrados.	98
7.2 Estructuras de descarga para conductos abiertos.	98
7.3 Ubicación de las estructuras de descarga.	98
8. Operación y Mantenimiento.	102
8.1 Medidas de conservación y limpieza.	102



Apuntes de sistemas de Drenaje Pluvial, Programa de especialización en Hidráulica Urbana.

8.1.1 Medidas de limpieza en conductos.	103
8.1.1.1 Consideraciones para la selección del método de limpieza.	103
8.1.2 Medidas de limpieza en bocas de tormenta o coladeras.	104
8.1.3 Medidas de mantenimiento en pozos de visita.	105
8.1.4 Mantenimiento en equipos de bombeo, válvulas y compuertas.	105
Diseño geométrico de un Emisor Profundo.	106
Objetivo.	106
Introducción.	106
Drenaje general de la zona metropolitana.	106
Sistema principal de drenaje.	107
Definición del sitio de inicio.	107
Definición de la zona de descarga.	108
Horizonte de Diseño.	109
Cálculo de gasto de diseño de una cuenca.	110
Coeficiente de escurrimiento (C).	110
Tormenta de Diseño.	115
Hidrograma de diseño.	126
Alternativas de trazo del Emisor.	129
Longitud.	130
Pendiente.	130
Interferencias.	132
Techo.	132
Geología.	135
Tipo de Escudo.	135
Radio de Giro.	136
Ubicación de Lumbreras.	136
Definición de la mejor alternativa.	141
Ventajas y desventajas.	141
Modelación Hidráulica.	141
Modelo EPA SWMM.	141



Apuntes de sistemas de Drenaje Pluvial, Programa de especialización en Hidráulica Urbana.

Corridas a conducto vacío.	142
Tormenta de diseño en la lumbrera cero.	142
Tormenta extraordinaria aguas arriba.	144
Tormenta extraordinaria aguas abajo.	146
Corridas a conducto lleno.	148
Tormenta de diseño en la lumbrera cero.	148
Tormenta Extraordinaria aguas arriba.	151
Tormenta Extraordinaria aguas abajo.	153
Capacidad máxima.	154
Conclusiones.	157
Diseño geométrico e hidráulico de una estructura de regulación, una conexión al drenaje profundo y una planta de bombeo con cárcamo circular.	158
Introducción	158
Estructura de regulación.	158
Curva capacidades elevación.	159
Diseño de la Obra de Toma (O.T.).	159
Diseño del Vertedor.	160
Hidrograma de entrada.	160
Tránsito de Avenida.	161
Hidrograma de Entrada y Salida.	167
Niveles de Operación.	167
Esquemas.	168
Conexión al drenaje profundo.	170
Lumbrera de Caída Libre.	170
Lumbrera con ranura horizontal.	172
Esquemas.	174
Planta de Bombeo con cárcamo circular.	175
Selección preliminar del equipo electromecánico (Bomba).	176
Túnel de conexión.	177
Geometría del cárcamo.	178
Muro amortiguador.	181



Apuntes de sistemas de Drenaje Pluvial, Programa de especialización en Hidráulica Urbana.

Distribución de los orificios..... 181

Esquemas..... 184



Apuntes de sistemas de Drenaje Pluvial, Programa de especialización en Hidráulica Urbana.

Introducción.

Un sistema de drenaje pluvial está conformado por la unión armónica del diseño funcional (geometría del proyecto) y de programas de operación y mantenimiento.

El principal objetivo de un sistema de drenaje pluvial urbano es evitar y/o prevenir inundaciones provocadas por tormentas, para ello se diseñan y construyen redes de acueductos, compuertas, y demás elementos que se encargan de coleccionar, encaminar y desalojar el agua precipitada que escurre sobre la urbe.

Se requiere de ciertos conocimientos hidrológicos e hidráulicos para el diseño, mantenimiento y gestión de un sistema de drenaje pluvial, es por ello que el presente documento tiene como objetivo mostrar los procedimientos y formulas requeridos para tales fines, así que más que un documento que conjuga las notas y apuntes del curso “Sistemas de drenaje pluvial”, es un manual auxiliar para el estudiante o egresado interesado en desarrollar proyectos o anteproyectos técnicos para el diseño de elementos o sistemas de drenaje pluvial.

Dicho documento está dividido en 8 Temas:

1. Cálculo del gasto.
2. Redes de recolección pluvial.
3. Sistema primario de colectores.
4. Interceptores y Emisores.
5. Regulación.
6. Plantas de bombeo de aguas pluviales.
7. Estructuras de descarga.
8. Operación y mantenimiento.

Éstos temas pertenecen al temario del curso propuesto por la facultad de Ingeniería, ya que los considera pertinentes para la formación del Ingeniero Especialista en Hidráulica Urbana, puntualmente en sistemas de drenaje pluvial, por lo que se tiene como elemento extra una serie de ejemplos anexos para facilitar la comprensión de los temas.

Generalidades.

La geometría de un sistema de drenaje pluvial se conforma de las siguientes estructuras y elementos.

- Estructuras de captación.

Son las encargadas de captar el agua pluvial que escurre por las calles y así ingresarlas al sistema de drenaje. Estas estructuras se ubican al nivel del suelo y se conocen como Sumideros o bocas de tormenta.

- Estructuras de conducción.

Transportan el agua colectada al lugar de vertido o tratamiento, presentándose a cielo abierto o cerradas. Estas conducciones generan una subdivisión del sistema de drenaje pluvial debido a sus dimensiones y funcionamiento.

1. Red secundaria:

Se conforma por conducciones de diámetros de hasta 30 [cm] y se les conoce como atarjeas. Se encarga de colectar el agua pluvial que escurre por las calles y así ingresarla a la red primaria.

2. Red primaria:

Se conforma por conducciones de diámetros mayores a los 91[cm] y se les conoce como colectores. Esta red se encarga de transportar el agua de la red secundaria al sistema general de desagüe que es el de mayor dimensión.

3. Sistema general de desagüe:

El sistema general de desagüe tiene los conductos de mayor dimensión ya que transportan un mayor volumen de agua. Este sistema se conforma de Emisores e Interceptores.

- Estructuras de conexión y mantenimiento.

Se requiere un pozo de visita a cada cierta distancia para dar mantenimiento al sistema.

- Estructuras de vertido.

Es una estructura terminal que sirve como protección a la conducción ya que disipa la energía evitando daños en el lugar de descarga.

- Instalaciones complementarias.

Son todas aquellas estructuras y elementos que se requieren de acuerdo a cada proyecto, como plantas de bombeo, tratamiento, estructuras de cruce y vasos de regulación, por nombrar algunos.

- Disposición final.

Se debe revisar el contenido de patógenos en el agua (calidad) para conocer el lugar de descarga (ríos, presas, lagos, canales, etcétera)

1. Gasto de diseño.

El gasto de diseño para un proyecto de drenaje pluvial depende de varios elementos físicos e hidrológicos de la cuenca urbana tales como: el área, usos de suelo, coeficiente de escurrimiento, estadística de lluvias y periodo de retorno (riesgo) entre otros.

1.1. Diseño de la tormenta:

Una tormenta se conforma por cuatro elementos: Altura de Precipitación, Periodo de retorno, Duración y Área.

1. La **altura de precipitación** (P) se define como la lámina (en mm) de lluvia en una zona o área determinada.
2. El **periodo de retorno** (Tr) es el tiempo promedio en años en que un evento hidrológico de cierta magnitud puede presentarse o ser superado.
3. La **duración** (D) de una tormenta se define como el tiempo en que ocurre el fenómeno.
4. El **área** de aportación o de estudio de la cuenca se define como la superficie de terreno donde cae el agua, permitiendo su filtración y escurrimiento dependiendo del tipo y uso de suelo, el agua escurrida es conducida a un sitio de descarga, en caso de cuenca abierta, o de almacenamiento, si es cerrada.

El parte aguas es el límite perimetral de la cuenca establecido por los puntos de mayor elevación topográfica, definiendo así el escurrimiento del agua. En el caso de revisión de un sistema de drenaje urbano el parte aguas se define por las cabezas de atarjeas.

El **coeficiente de escurrimiento** es la relación del volumen llovido con el que escurre en la superficie o área de estudio. Éste coeficiente depende de las características físicas y del uso de suelo de la cuenca.

$$C_e = \frac{\text{Volumen de escurrimiento directo}}{\text{Volumen llovido}}$$

Para la estimación del coeficiente de escurrimiento se puede recurrir a las tablas del manual de CONAGUA, si es que el área de estudio es menor a 2 km² ya que para esa área no hay gran afectación por los distintos usos de suelo y por zonas verdes. Los coeficientes de escurrimiento de Conagua están en función del uso de suelo, así que si el área de estudio presenta distintos usos de suelo se puede obtener un valor de coeficiente ponderado.

$$C = \frac{C_1A_1 + C_2A_2 + \dots + C_nA_n}{\sum A_i} = \frac{\sum C_iA_i}{AT}$$

AT: Área total.

C_i: coeficiente de escurrimiento del área i

A_i: Sub área i.

Coeficiente de escurrimiento según el tipo de superficie.	
Tipo de Superficie	Coeficiente "C"
Techos impermeables	0.75 – 0.95
Pavimentos de asfalto en buen estado	0.85 – 0.90
Pavimentos empedrados o de adoquín junteados con cemento	0.75 – 0.85
Pavimentos de adoquín sin cemento	0.50 – 0.70
Pavimentos de terracerías	0.25 – 0.60
Superficies sin pavimentar, como patios de ferrocarril y terrenos sin construir	0.10 – 0.30
Parques, jardines y prados, dependiendo de la superficie, pendiente y características del suelo	0.05 – 0.25
Áreas boscosas, dependiendo de la pendiente y del tipo de suelo	0.10 – 0.20
Zonas urbanas densamente pobladas	0.70 – 0.90

Tabla 1.1

Coefficiente de escurrimiento según la Zona.	
Zona	Coefficiente "C"
Mercantil	0.70 – 0.90
Comercial	0.6 – 0.85
Industrial	0.55 – 0.80
Residenciales:	
Departamentos	0.50 – 0.70
Casa tipo residencial	0.25 – 0.50
Parques	0.05 – 0.25
Áreas no desarrolladas	0.10 – 0.25

Tabla 1.2

Apuntes de sistemas de Drenaje Pluvial, Programa de especialización en Hidráulica Urbana.

Coefficiente de escurrimiento según tipo de área drenada.		
Tipo de área drenada	Coefficiente de escurrimiento "C"	
	Mínimo	Máximo
Zonas Comerciales.		
Comercial	0.75	0.95
Mercantil	0.70	0.90
Vecindarios	0.50	0.70
Zonas residenciales.		
Unifamiliares	0.30	0.50
Multifamiliares, espaciados	0.40	0.60
Multifamiliares, compactos	0.60	0.75
Semiurbanas	0.25	0.40
Casa habitación	0.50	0.70
Zonas industriales.		
Espaciado	0.50	0.80
Compactado	0.60	0.90
Cementerios y parques	0.10	0.25
Campos de juego	0.20	0.35
Patios de ferrocarril y terrenos sin construir	0.20	0.40
Zonas suburbanas	0.10	0.30
Calles.		
Asfaltadas	0.70	0.95
De concreto hidráulico	0.80	0.95
Adoquín o empedrada, junteadas con cemento	0.70	0.85
Adoquín sin juntear	0.50	0.70
Terracerías	0.25	0.60

Estacionamientos	0.75	0.85
Techados	0.75	0.95
Praderas.		
Suelos arenosos planos (pendientes ≤ 0.02)	0.05	0.10
Suelos arenosos con pendientes medias (0.02 – 0.07)	0.10	0.15
Suelos arenosos escarpados (0.07 ó más)	0.15	0.20
Suelos arcillosos planos (0.02 ó menos)	0.13	0.17
Suelos arcillosos con pendientes medias (0.02 – 0.07)	0.18	0.22
Suelos arcillosos escarpados (0.07 ó más)	0.25	0.35

Tabla 1.3

Para áreas urbanas superiores a 2km² se recomienda utilizar métodos regionales como el método desarrollado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM. Este método es válido únicamente para la zona metropolitana y valle de México, ya que se basa en las características de ésta zona.

La razón por la cual difiere la forma de estimación del coeficiente de escurrimiento, respecto al área de estudio, es: que para zonas superiores a los 2 Km² existen diferentes elementos o sub áreas que modifican el coeficiente de escurrimiento, es decir, la ponderación con los coeficientes de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) estaría cargada al coeficiente de mayor área, el cual difiere de un estudio de regionalización (recopilación de datos y factores de ajuste) para una zona urbana.

Por ejemplo, el coeficiente máximo de escurrimiento para zona totalmente urbanizada (asfaltada) en la Ciudad de México y zona conurbada es de 0.45 y no necesariamente 0.95 según la tabla de CONAGUA (*Tabla 1.3*).

Coefficiente de escurrimiento para la Ciudad de México y zona conurbada de acuerdo al estudio de regionalización del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

$$C = \frac{A_u}{A_t} 0.45 I_u + \frac{A_{nu}}{A_t} C_{nu}$$

Donde:

C: Coeficiente de escurrimiento.

A_u: Área Urbana.

A_t: Área total.

I_u: Índice de urbanización.

A_{nu}: Área no urbana.

C_{nu}: Coeficiente de escurrimiento no urbano.

C_u: Coeficiente de escurrimiento urbano=0.45 (dado por el estudio regional).

Observando detenidamente la ecuación del instituto de ingeniería el coeficiente máximo de escurrimiento posible en una cuenca urbana es de 0.45.

Como se mencionó al inicio de éste capítulo se requiere conocer de 4 elementos para la estimación de la tormenta de diseño, no obstante, la interacción o conbinación de estos elementos nos brindan mayor información del comportamiento de la tormenta a diseñar. Por ejemplo, la precipitación entre la duración nos indica la intensidad de la tormenta, ahora, sí interactúa la intensidad de la tormenta con un tiempo de retorno y la ubicamos espacialmente en un plano junto con otras tormentas se puede hacer un plano de Isoyetas.

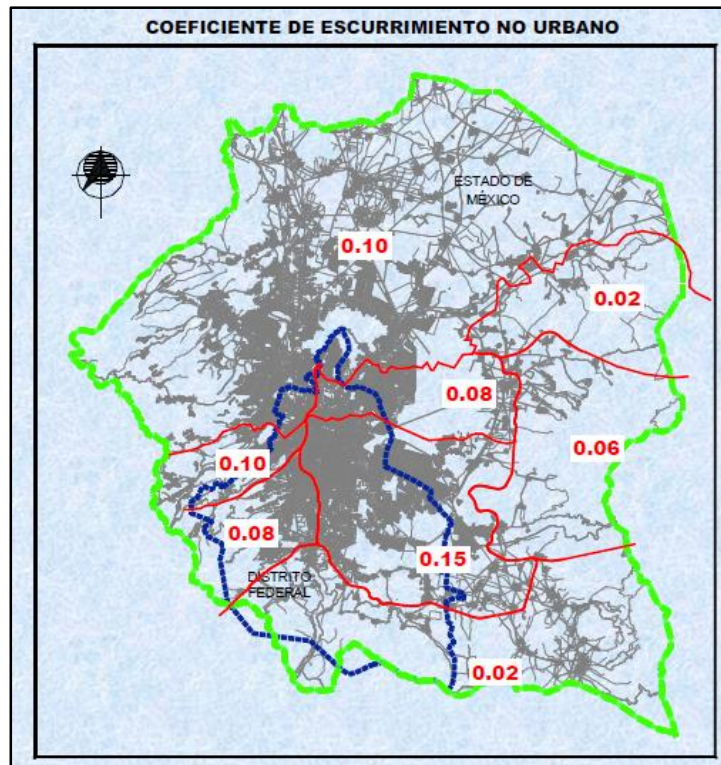
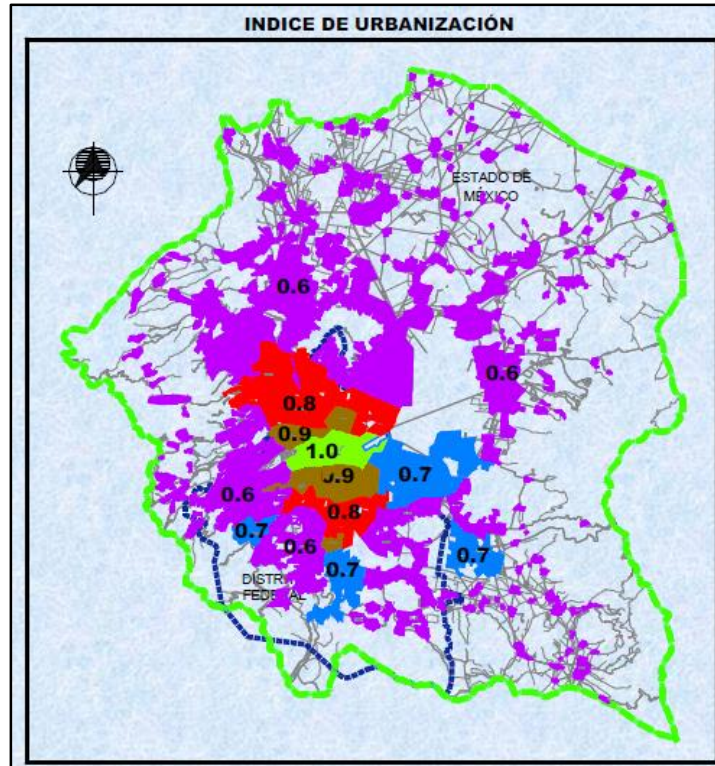
Las Isoyetas son un conjunto de líneas ubicadas dentro de un plano en las cuales se indica un comportamiento homogéneo de tormenta (intensidad, duración y tiempo de retorno), producto de un estudio estadístico.

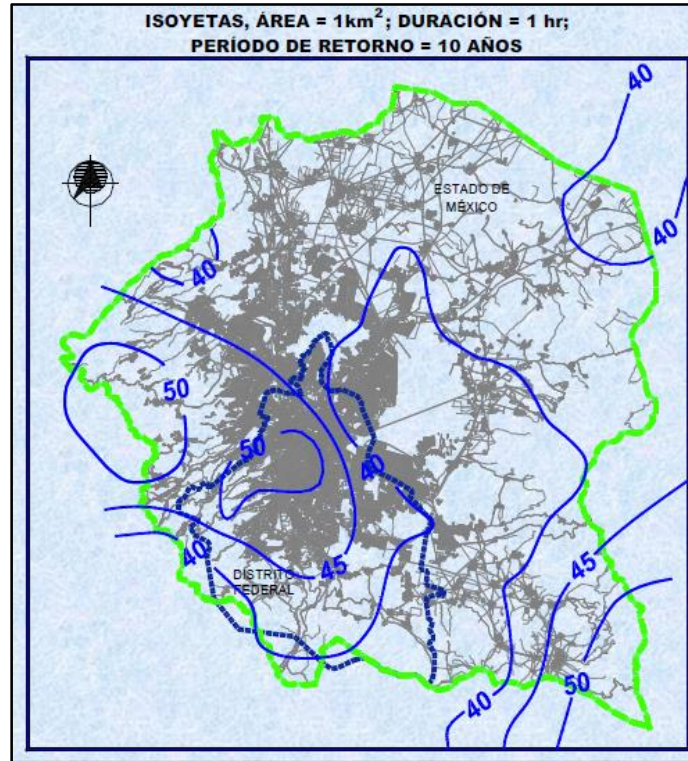
La secretaría de Comunicaciones y Transporte (SCT) se ha encargado de realizar planos de Isoyetas para los diferentes estados de la República Mexicana, no obstante, el Instituto de Ingeniería de la UNAM dentro de su estudio de regionalización del Valle de México desarrolló un plano de Isoyetas para el mismo.

La consideración o cánón del comportamiento de las isoyetas es lineal, es decir, hay una variación lineal entre cada Isoyeta, también se estima el área entre Isoyetas consecutivas y a esa área se le asume el valor promedio del comportamiento que hay entre Isoyetas.

Se puede concluir que la definición de los elementos que conforman una tormenta, provienen de análisis estadísticos alimentados por la recopilación de datos a través de los años.

Esquemas del resultado de la regionalización del Valle de México.





Periodo de retorno:

Una tormenta de diseño tiene dos principales objetivos. El diseño y revisión de un sistema o elemento de drenaje pluvial, para ello existen tablas recomendadas por CONAGUA para elementos determinados, si es necesario un estudio más detallado se recurre a datos y funciones estadísticas.

Periodo de retorno para diseño de estructuras menores.	
Tipo de estructura.	T (años).
Alcantarillas en caminos secundarios, drenaje de lluvia o contracunetas	5 – 10
Drenaje lateral de los pavimentos, donde pueden tolerarse encharcamientos causados por lluvias de corta duración	1 – 2
Drenaje de aeropuertos	5
Drenaje urbano	2 - 10

Tabla 1.4

Apuntes de sistemas de Drenaje Pluvial, Programa de especialización en Hidráulica Urbana.

Periodo de retorno recomendado según el uso de suelo.	
Tipo de uso de suelo.	T (años).
Zona de actividad comercial	5
Zona de actividad industrial	5
Zona de edificios públicos	5
Zona residencial multifamiliar de alta densidad	3
Zona residencial unifamiliar y multifamiliar de baja densidad	1.5
Zona recreativa de alto valor e intenso uso por el público	1.5
Otras áreas recreativas	1
Se consideran valores mayores de 100 hab./ha para alta densidad.	

Tabla 1.5

Periodo de retorno según elemento.	
Elemento.	T (años).
Fuente (pozo)	5
Embalse (presa)	Hasta 50
Línea de conducción	5 – 20
Planta potabilizadora	5 – 10
Estación de bombeo	5 – 10
Tanque	5 – 20
Distribución primaria	5 – 20
Distribución secundaria	*
Red de atarjeas	*
Colector y emisor	5 – 20
Planta de tratamiento	5 - 10
* Saturación o tubo lleno.	

Tabla 1.6

Para determinar el tipo de tormenta es necesario contar con pluviógrafos y pluviómetros, instrumentos destinados a la medición de la precipitación y su duración, cartas y planos de isoyetas para estimar el área de influencia, y análisis estadísticos de la región para calcular su periodo de retorno.

1.2 Gasto de diseño.

Existen diferentes métodos para la estimación del gasto de diseño o gasto pico, todos ellos tienen como propósito calcular la avenida en una cuenca, producida por una tormenta, siempre y cuando:

- La cuenca en estudio sea una cuenca urbana relativamente chica., Es decir, una cuenca que debido a sus dimensiones y características no requiere de una modelación numérica tan detallada.
- La cuenca se drena de forma natural, es decir el agua escurre libremente sin la intromisión de presas o conductos que regulen y determinen el flujo.

Entre los métodos más utilizados en la ingeniería hidráulica para la estimación del gasto de una avenida son:

1. Método Racional.
2. Método grafico alemán.
3. Método del Road Research Laboratory (RRL).
4. Método del hidrograma unitario.

El método racional es el más socorrido por los ingenieros hidráulicos, debido a su simplicidad y practicidad. Este método considera una tormenta uniforme sobre toda el área de la cuenca, obligando así un escurrimiento constante en la descarga. Se establece una duración de tormenta igual al tiempo de concentración de la cuenca.

$$Q_p = 0.278CiA, i = \frac{P}{D}$$

Q_p: Gasto pico (m³/s).

C: Coeficiente de escurrimiento (1).

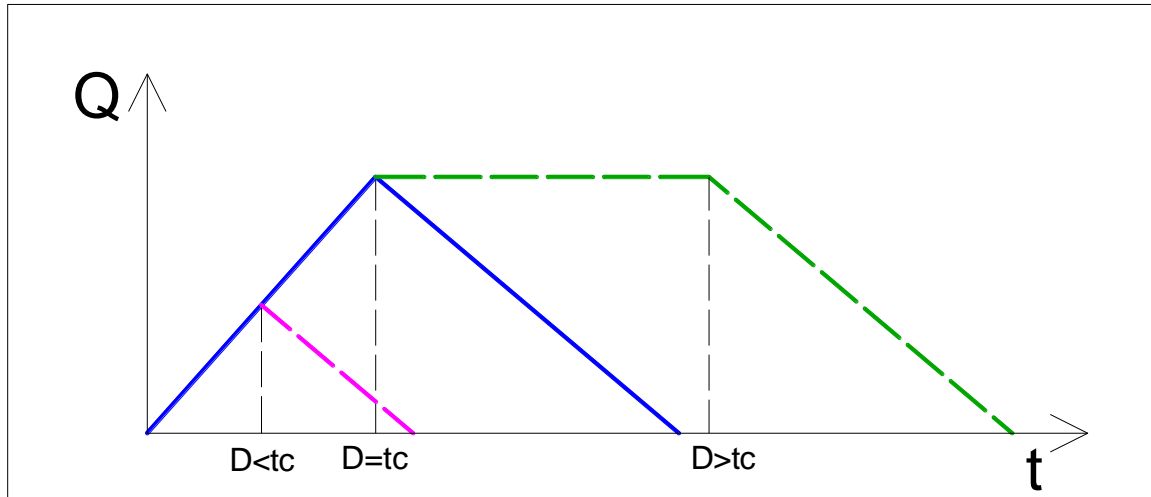
i: Intensidad media de la lluvia (mm/h).

P: Precipitación (mm).

D: Duración (h).

A: Área de la cuenca (Km²).

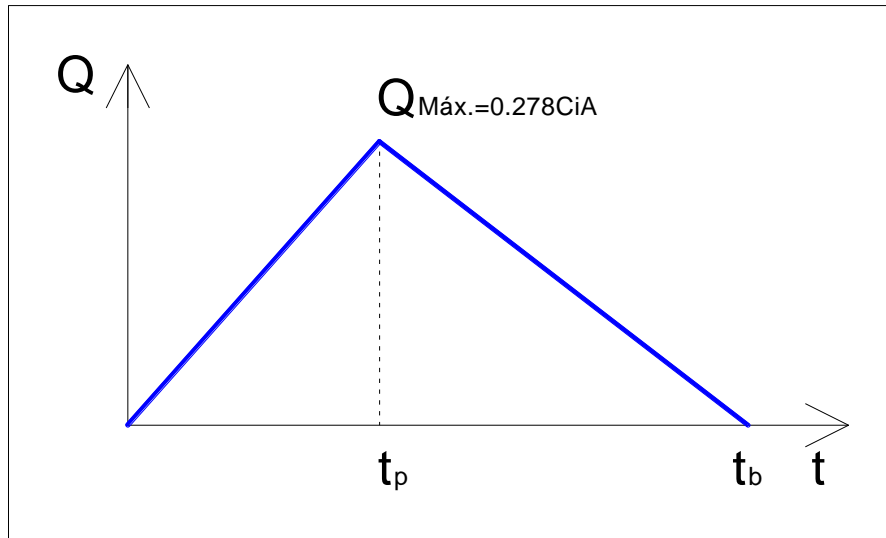
Se observa que el método racional tiene las mismas consideraciones que el de diseño de tormenta, esto es porque las consideraciones que toman obligan a trabajar a todo el sistema, a toda la cuenca. Representando así una condición óptima para el diseño geométrico del sistema de drenaje.



En el esquema anterior se muestran tres hidrogramas para tres tormentas de duración diferente en una misma cuenca. El hidrograma azul representa una tormenta de duración igual al tiempo de concentración, el hidrograma rosa es el de una tormenta de duración menor al tiempo de concentración, y el hidrograma verde corresponde a una tormenta de duración mayor al tiempo de concentración.

Para no diseñar un conducto sub y sobreestimado, el método racional toma como hidrograma de diseño el hidrograma azul.

La forma del hidrograma de diseño es un triángulo, es preciso aclarar que no se trata de un triángulo equilátero por lo que el tiempo base no es el doble de la duración de la tormenta. El tiempo base es el punto final del hidrograma.



A continuación, se muestran dos métodos por los cuales se estima el tiempo base del hidrograma de diseño.

1. De acuerdo a estudios el tiempo base va de 2.4 a 2.6 veces el tiempo pico.

$$t_b = 2.4 \text{ a } 2.6 t_p$$

2. Considerando que el área bajo el hidrograma representa el volumen escurrido en la cuenca y que la forma de éste es un triángulo se puede estimar el tiempo base.

$$Vol_{escurrido} = PCA$$

$$Vol_{hidrograma} = \frac{t_b \cdot Q_{Máx}}{2}$$

$$Vol_{escurrido} = Vol_{hidrograma}$$

$$PCA = \frac{t_b \cdot Q_{Máx}}{2} \Rightarrow t_b = \frac{2PCA}{Q_{Máx}}$$

Con los métodos vistos anteriormente se determinan la tormenta y gasto de diseño para sistemas de drenaje pluvial, sin embargo, el diseño geométrico de un sistema no depende únicamente de la tormenta y el gasto, existen lineamientos técnicos para el desarrollo del proyecto.

1.3 Cálculo del gasto de Diseño.

Hasta el apartado anterior se han explicado tanto el funcionamiento y obtención de los elementos imprescindibles que conforman una tormenta de diseño, además del método

por el cuales se puede reflejar dicha tormenta en un hidrograma del que se obtiene un gasto pico para el diseño de un sistema, subsistema o elemento de drenaje pluvial.

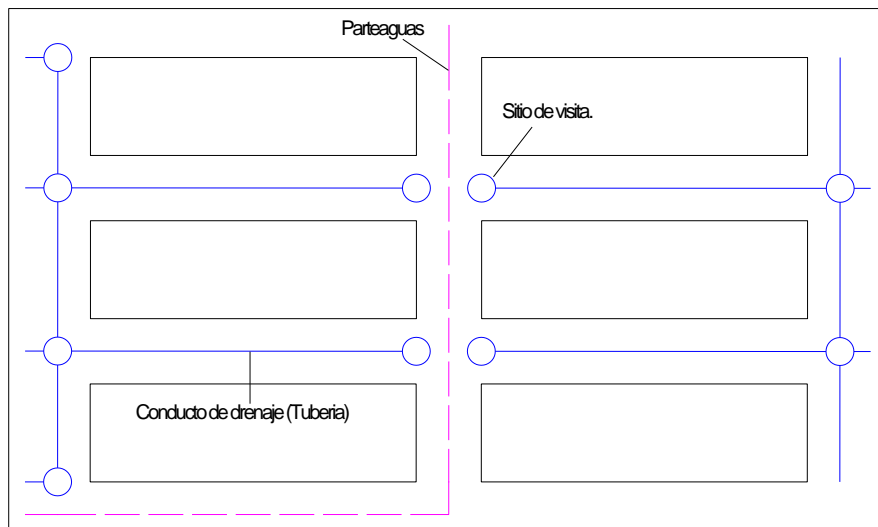
A continuación, se muestra un procedimiento coherente y ordenado para la estimación del gasto pluvial de diseño.

1. Definir sitio de descarga.

Se define el sitio de descarga o ingreso del flujo producido por la tormenta para poder delimitar el parteaguas y área de la cuenca. En un sistema de drenaje pluvial por lo general se elige como sitio de descarga o de disposición final un cuerpo de agua, ya sea un río, una laguna, el mar y raramente una planta de tratamiento, esto por las dimensiones del flujo, ya que un gasto pluvial resulta mayor en comparación con un gasto sanitario. Para la revisión de subsistemas o sub redes de drenaje se elige como sitio de descarga un pozo de visita de un conducto.

2. Trazo del parteaguas.

El parteaguas de la cuenca urbana está directamente ligado a la red de drenaje, identificando las tuberías que llevan al punto de descarga. Un ejemplo del trazo de la cuenca en una red existente para su revisión es trazar el parteaguas entre dos cabezas de atarjea (sitio o pozo de visita).



3. Calcular área total.

Con ayuda de cartas, planos y/o softwares como Autocad se estima el área total de la cuenca establecida en el punto anterior.

4. Cálculo del área urbana y no urbana.

Por medio de cartas, Google maps o earth se estima el área urbana y no urbana de la cuenca en estudio.

5. Cálculo del coeficiente de escurrimiento.

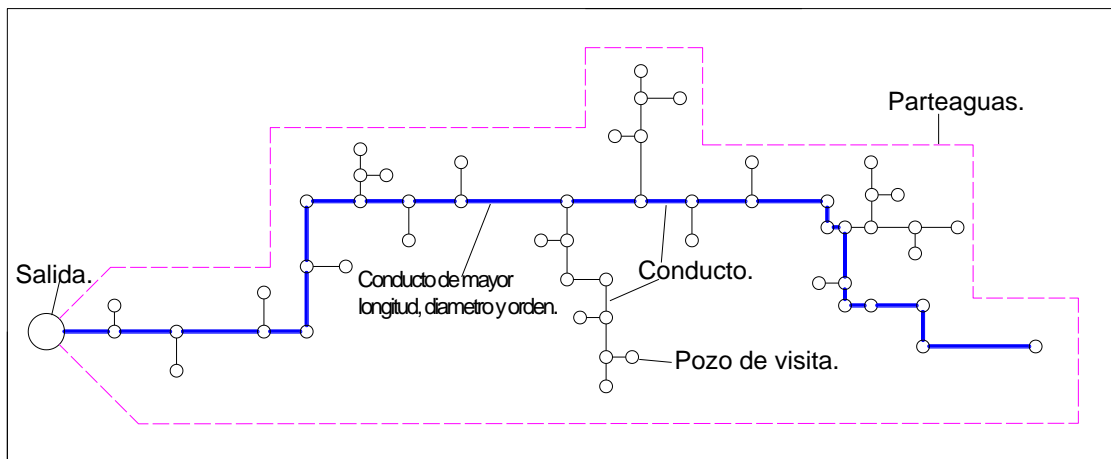
Dependiendo del área de la cuenca en estudio se define el método por el cual se estima el coeficiente de escurrimiento:

- Por tablas de CONAGUA (tablas 1.1, 1.2 y 1.3)
- Por estudio regional.

6. Cálculo del tiempo de concentración (Duración de la tormenta).

La duración de la tormenta de diseño, se ve regida por 2 tiempos.

- Tiempo de ingreso al sistema: Éste tiempo se considera de 15 minutos.
- Tiempo de traslado: Es el tiempo que tarda una gota al entrar al sistema en salir del mismo, se estima con ayuda de la ecuación de Manning y con el conducto de mayor orden, de mayor diámetro y/o mayor longitud. Rige el mayor tiempo obtenido.



$$t_t = \frac{l}{v} = \frac{l}{\frac{1}{n} Rh^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}}$$

t_t : Tiempo de traslado (s).

l : Longitud (m).

v : Velocidad (m/s).

n: Coeficiente de rugosidad de Manning ($m^{1/3}/s$).

R_h: Radio hidráulico (m).

S: Pendiente (adimensional).

7. Periodo de retorno.

El periodo de retorno se elige de acuerdo a la importancia y/o tipo de estructura, para ello se utilizan las tablas 1.4, 1.5 y 1.6 del capítulo 1.1.

8. Tormenta de diseño.

Tal como se menciona anteriormente una tormenta está definida por una precipitación, duración, área y tiempo de retorno ya que estos elementos nos indican el tipo de ésta, por ejemplo:

Se le denomina “Tromba” a aquella tormenta con precipitación y tiempo de retorno alto para un área y duración baja. En contraste, para precipitación y tiempo de retorno bajo en duración y área grande se le denomina “Mal tiempo”.

Para la selección de la tormenta a diseñar se recurre a un estudio y análisis estadístico de datos hidrométricos, ya sean estudios de regionalización o Planos de Isoyetas de la SCT.

9. Cálculo del gasto máximo.

La estimación del gato máximo de diseño se obtiene mediante diferentes métodos, como se mencionó en el capítulo 1.2 el método sugerido es el Racional.

10. Forma del hidrograma.

Para definir la forma del hidrograma es necesario consultar el capítulo 1.2, el cual recomienda una geometría triangular.

2. Redes de recolección pluvial.

Como se mencionó en Generalidades los elementos geométricos de una red de drenaje pluvial se conforma por estructuras de captación, conducción, conexión, mantenimiento, vertido, complementarias y de disposición final. Estos elementos se dividen en subsistemas dependiendo de su funcionamiento o profundidad a la que se encuentran.

Subsistemas.	
Función.	Profundidad en m
Red secundaria	Superficial H<8
Red primaria	Semiprofundo 8<H<15
Sistema General de desagüe	Profundo H>19

Tabla 2.1

Los sistemas superficiales son aquellos que se encuentren a una profundidad no mayor a los 8 m, por lo general se trata de la red secundaria y primaria, que en su mayoría se ven afectadas por hundimientos regionales, provocando dislocamientos y contrapendientes en los conductos afectando el funcionamiento.

Los sistemas semiprofundos son aquellos que se encuentran entre los 8 y 15 m de profundidad, por lo general se trata de un sistema primario de colectores o del sistema general de desagüe, se encuentra en ese rango de profundidad con el fin de no intervenir con otros sistemas subterráneos.

Los sistemas profundos son aquellos que se encuentran a más de 15 m de profundidad debido a los grandes diámetros requeridos, y es por ello, al hablar de sistemas profundos de drenaje se hable de un sistema general de desagüe.

En éste capítulo se describen las características y elementos que conforman los subsistemas (redes) de un sistema de drenaje pluvial.

2.1 Componentes de la red.

En general todas las redes de drenaje pluvial se conforman por conductos (tuberías) de diferentes diámetros y nombres, según la importancia de la red, de elementos de conexión y mantenimiento (Pozos de visita y lumbreras según sea el caso), de captación (cunetas y rejillas o bocas de tormenta) y vertido.

2.1.1 Redes secundarias.

Las redes secundarias tienen como principal objetivo coleccionar el agua que escurre por las calles e ingresarla a la red primaria.

El escurrimiento superficial en una urbe generalmente proviene de tormentas y debe ser captada por ciertos elementos para evitar o atenuar inundaciones. Estos elementos pertenecen a la red secundaria de drenaje pluvial y conforman un sistema de cunetas y rejillas o bocas de tormenta.

Las cunetas son una fracción del pavimento adyacente a la guarnición de la banquetta que pueden abarcar hasta una parte del carril, su objetivo es encaminar el escurrimiento de las calles a las rejillas o bocas de tormenta, el diseño de las cunetas se hace a la par del diseño vial, es decir, es un subsistema interdependiente de la red secundaria y no se abordará su

diseño, para ello se recomienda leer el capítulo 8.1.4 del libro “Introducción a la hidrología urbana” de Campos Aranda (2010).

Un elemento de ingreso del flujo por tormenta intenta captar todo o una porción del escurrimiento transportado por la cuneta. A estos elementos de ingreso se les conoce comúnmente como coladeras o alcantarillas.

Las coladeras consisten básicamente en una caja que funciona como desarenador, en cuya parte superior está la reja que permite la entrada del agua e impide el paso de la basura y de su parte inferior sale el albañal pluvial, los diseños típicos son: de rejilla, de ventana o buzón, combinada y de dren ranurado.

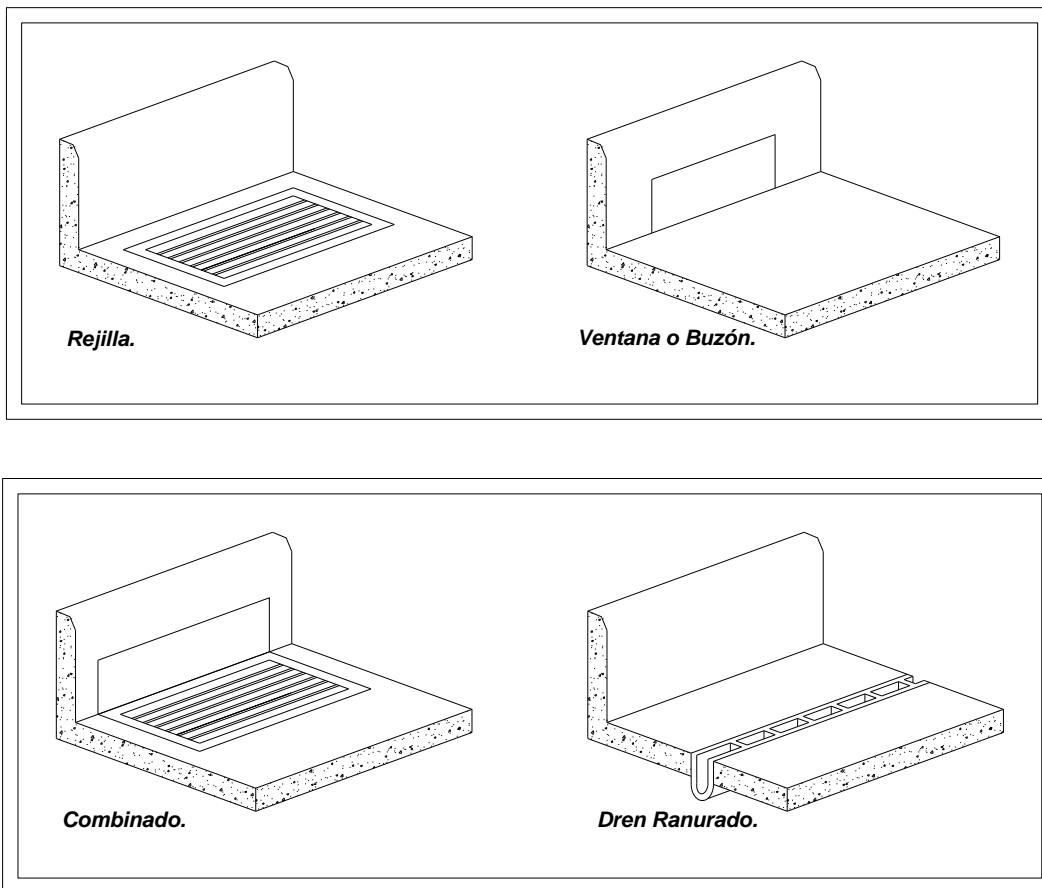


Figura 2.1 Diseños Típicos de coladeras.

Las coladeras son elementos de captación para la red secundaria, no obstante, otra de las funciones de ésta red es ingresar el escurrimiento a la red primaria de drenaje, para ello lo hace por medio de conductos denominados atarjeas cuyos diámetros llegan a ser de hasta 30 cm.

2.1.2 Redes primarias.

Las redes primarias tienen como objetivo transportar el agua colectada en la red secundaria al sistema general de desagüe.

Debido al objetivo de la red primaria su componente principal es un conducto, dicho conducto recibe aportaciones de las atarjeas por ambos márgenes, por esa condición recibe el nombre de colector. Los colectores se caracterizan por tener diámetros de más de 91 cm y tener pozos de visita como elementos de conexión, mantenimiento, ventilación e ingreso de agua al sistema.

2.1.3 Sistema general de Desagüe.

El sistema general de desagüe tiene como objetivo desalojar el agua colectada por las dos redes anteriores y transportarla al sitio de disposición final.

Al igual que la red primaria, el sistema general de desagüe tiene como principal componente un acueducto, este acueducto se caracteriza por ser el más grande del

sistema, un diámetro mayor a los 91 cm, ya que desaloja un gasto mayor en comparación con las otras dos redes.

El acueducto de este sistema se divide en dos secciones, la primera sección se caracteriza por recibir aportaciones por una sola de sus márgenes, estas aportaciones son por parte de la red primaria y se le nombra Interceptor. La segunda sección se caracteriza por recibir una única aportación, por ende, maneja un único en todo el desarrollo del mismo, éste gasto es aportado por el interceptor y se vierte en el sitio de disposición final (planta de tratamiento o cuerpo de agua).

2.2 Lineamientos técnicos de diseño.

Los lineamientos técnicos de diseño son reglas básicas o cánones establecidos para el diseño funcional de sistemas de drenaje pluvial.

El diseño de las redes de alcantarillado pluvial está determinado por la hidrología, ya que ésta delimita el diseño geométrico del sistema, no obstante, se requiere de lineamientos técnicos de diseño para garantizar un funcionamiento y toma de decisiones adecuadas. Por ejemplo, las líneas de conducción de drenaje pluvial se deben diseñar a superficie libre con la ecuación de Manning.

Los principales lineamientos de diseño son:

- Material.
- Velocidad.
- Diámetro.
- Pendiente.

- Ancho y profundidad de conducción.
- Plantilla y relleno

2.2.1 Material.

La línea de conducción de agua en un sistema de drenaje pluvial debe satisfacer ciertas características físicas que permitan un eficiente traslado y garanticen la vida útil del sistema. Algunas de éstas características son:

- Resistencia mecánica
- Durabilidad
- Resistencia estructural
- Capacidad de conducción
- Flexibilidad
- Facilidad de instalación, mantenimiento y reparación

Para ello el ser humano ha modificado elementos que se encuentran en la naturaleza y así ha creado conductos que cumplan con las características mencionadas anteriormente. Los materiales usuales en la práctica para la elaboración de éstas conducciones son el acero, concreto simple, concreto reforzado, concreto con revestimiento interno, poliéster reforzado con fibra de vidrio, fibrocemento, policloruro de vinilo (PVC) y polietileno de alta densidad (PEAD). Este último tiene un uso más frecuente por su flexibilidad, economía, fácil colocación y mantenimiento.

2.2.2 Velocidad.

La velocidad del flujo en el conducto es muy importante, debido a que el agua transportada es agua pluvial, ésta lleva consigo partículas suspendidas y arrastre de elementos sólidos que ante velocidades pequeñas se presenta el fenómeno de sedimentación de partículas y con ello la obstrucción del flujo, de igual manera, velocidades muy altas pueden erosionar el material de la conducción.

Se recomienda una velocidad mínima de 60 cm/s a conducto lleno, y como velocidad máxima a flujo establecido se puede aceptar de 3 a 5 m/s dependiendo del material de conducción.

Material del conducto	Velocidad máxima en m/s
Concreto simple, hasta 45 cm de diámetro	3.0
Concreto reforzado de 61 cm de diámetro o mayores	3.5
Fibrocemento	5.0

Policloruro de vinilo. (PVC)	5.0
Polietileno de alta densidad (PEAD)	5.0

Tabla 2.2

2.2.3 Diámetro y pendiente.

El diámetro y pendiente se defina a partir de las restricciones de velocidad máxima y mínima del flujo. La velocidad se puede calcular con la ecuación de Manning que está en función del material, radio hidráulico (geometría del conducto) y la pendiente.

$$v = \frac{1}{n} Rh^{2/3} \sqrt{s}$$

donde:

v: Velocidad en m/s

n: Coeficiente de rugosidad de Manning (m^{1/3}/s)

Rh: Radio hidráulico (m)

s: Pendiente (adimensional)

Es necesario recordar que la pendiente mínima se puede establecer a partir de las velocidades mínimas (60 cm/s) y velocidades máximas (de 3 a 5 m/s) a conducto lleno para ambas situaciones, lo recomendable es que la pendiente sea lo más semejante a la pendiente natural del terreno, para evitar excavar a mayor profundidad y aumentar el costo de excavación.

2.2.4 Ancho y profundidad de conducción.

Las conducciones o tuberías tienen diferentes formas de instalación, superficial, subterránea (enterrada) y combinada, dependiendo de la topografía, tipo de conducción y de las características del terreno. Las conducciones de drenaje pluvial se instalan subterráneas, como medio de protección se recomienda colocarlas en zanjas de acuerdo a las indicaciones del fabricante, no obstante CONAGUA recomienda o sugiere los siguientes dimensionamientos.

Diámetro de la conducción en cm	Ancho de zanja en cm
30	85
38	100
45	110
64	130
75	150
90	170
107	195

122	215
152	250
183	285
213	320
244	355

Tabla 2.3

La profundidad de la excavación queda definida por los siguientes factores:

1. Profundidad mínima o colchón mínimo
2. Resistencia a las cargas externas
3. Topografía y trazo
4. Velocidades mínimas y máximas
5. Existencia de otros conductos de otros servicios
6. Economía de la excavación
- 7.

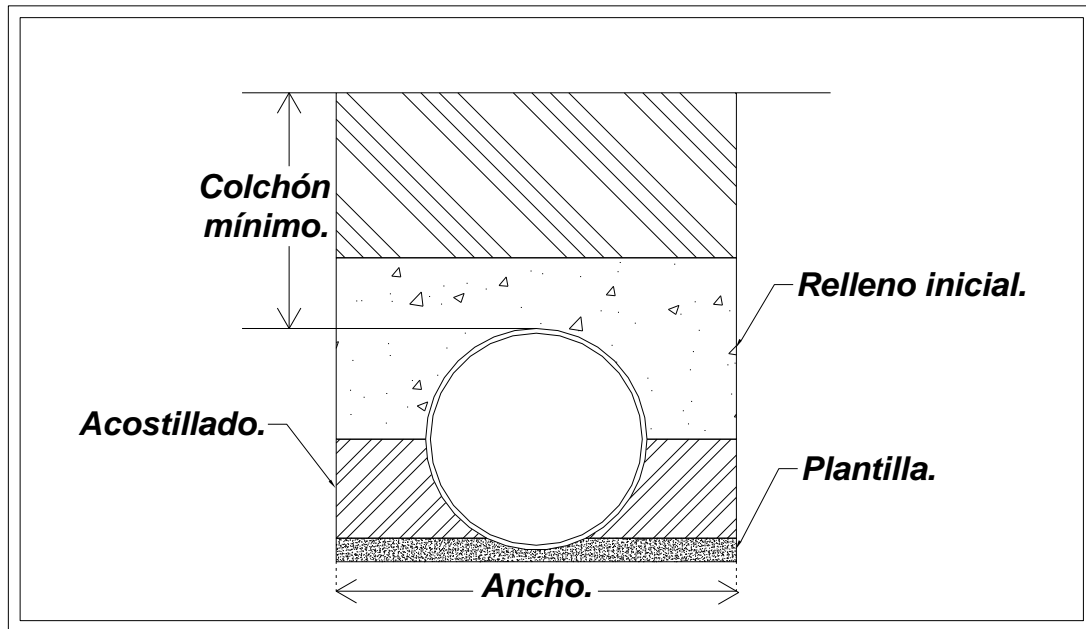


Figura 2.2 Sección tipo para Zanja.

La profundidad mínima la determina el colchón mínimo necesario para la tubería, con el fin de evitar rupturas de la misma, ocasionadas por cargas vivas.

Diámetro de la conducción	Colchón mínimo en cm
Diámetro de hasta 45 cm	60
Diámetros mayores a 45 y hasta 122 cm	100
Diámetros mayores a 122 cm	150

Tabla 2.4

La profundidad máxima está en función de la topografía del lugar, evitando en lo posible la utilización de ademes en las paredes de la zanja, así como una excavación de mayor profundidad.

La profundidad máxima está en función de la topografía, ya que se puede evitar una excavación excesiva que requiera la utilización de ademes para la estabilidad de las paredes en la zanja.

2.2.5 Plantilla y relleno.

La plantilla es una medida de seguridad para satisfacer las necesidades de estabilidad y asentamiento de la conducción. La plantilla se hace a lo largo de toda la conducción, así mismo, se debe de excavar con el cuidado pertinente cavidades o conchas para alojar la campana o cople de las juntas de la conducción, con el fin de permitir que la conducción se apoye en todo el desarrollo de la misma sobre la plantilla.

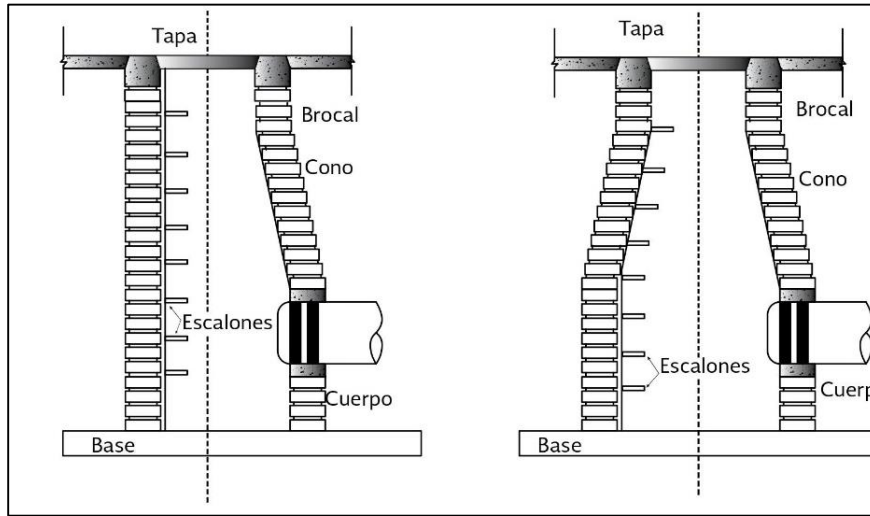
El espesor de la plantilla se recomienda de 10 cm, siendo el espesor mínimo sobre el eje vertical de la conducción de 5 cm, cuando el terreno es rocoso el encamado se recomienda de 15 cm.

El relleno se da alrededor de la tubería (zona de acostillado) y debe hacerse por capas compactadas a una densidad específica, en calles se puede emplear una compactación al 95% (Prueba proctor estándar). El relleno inicial se debe extender desde medio tubo hasta una altura de 0.3 m para conductos menores a los 1.22 m de diámetro y de 0.6 m para conductos de 3.05 m de diámetro.

El acostillado es la capa del relleno más importante, ya que da soporte a la conducción. Este debe colocarse por capas de 15 cm y compactados de acuerdo a la clase del material empleado, pero no menos del 90% de la densidad máxima de compactación del material, el cual se extiende hasta la mitad del conducto.

2.3 Pozos y cajas de visita.

Imagen 1.1 Pozos de visita.



Fuente: Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Drenaje Pluvial Urbano, Comisión Nacional del Agua.

Los pozos y cajas de visita son elementos con diversas funciones, las más importantes y por las que se requieren son: mantenimiento, limpieza, conexión, cambio de dirección y ventilación de la red. Debido a sus funciones existe una separación máxima de estos elementos dentro de la red, esto con la finalidad de facilitar las operaciones de inspección y mantenimiento.

Diámetro en m	Separación en m
0.30 – 0.61	125 – 135
0.76 – 1.22	150 – 165
1.22 – 3.05	175 – 200

Tabla 2.5

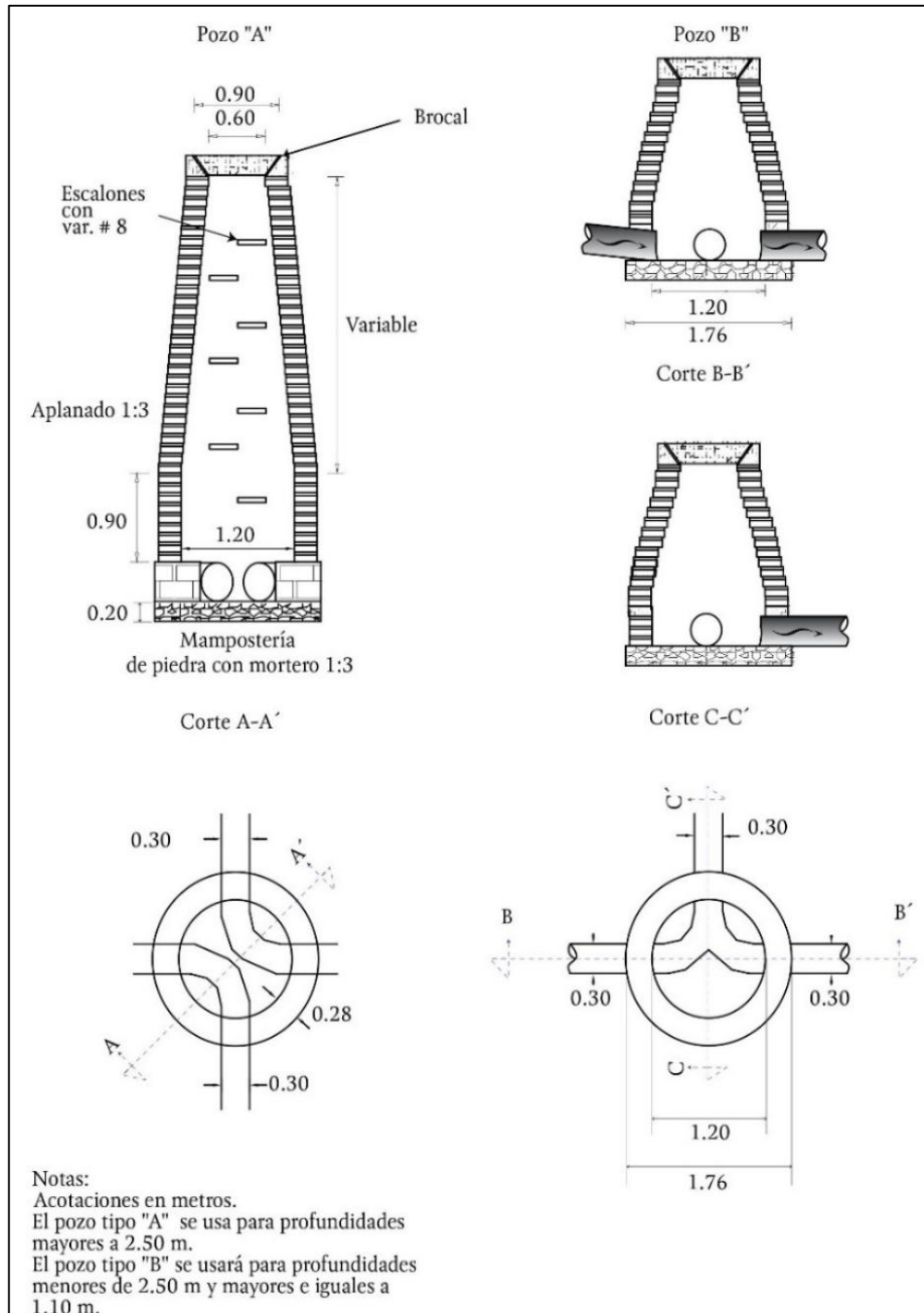
Se recomienda que el número máximo de descargas en un pozo de visita sea de 3 conductos y debe de existir una conducción de salida.

Existen diferentes arreglos o tipos de pozos de visita, a continuación, se exponen los arreglos o tipos más comunes.

Pozo de visita común:

Se emplea para unir tuberías de 30 a 61 cm, la base del pozo es de 1.2 m de diámetro mínimo.

Imagen 1.2 Pozo de visita común.

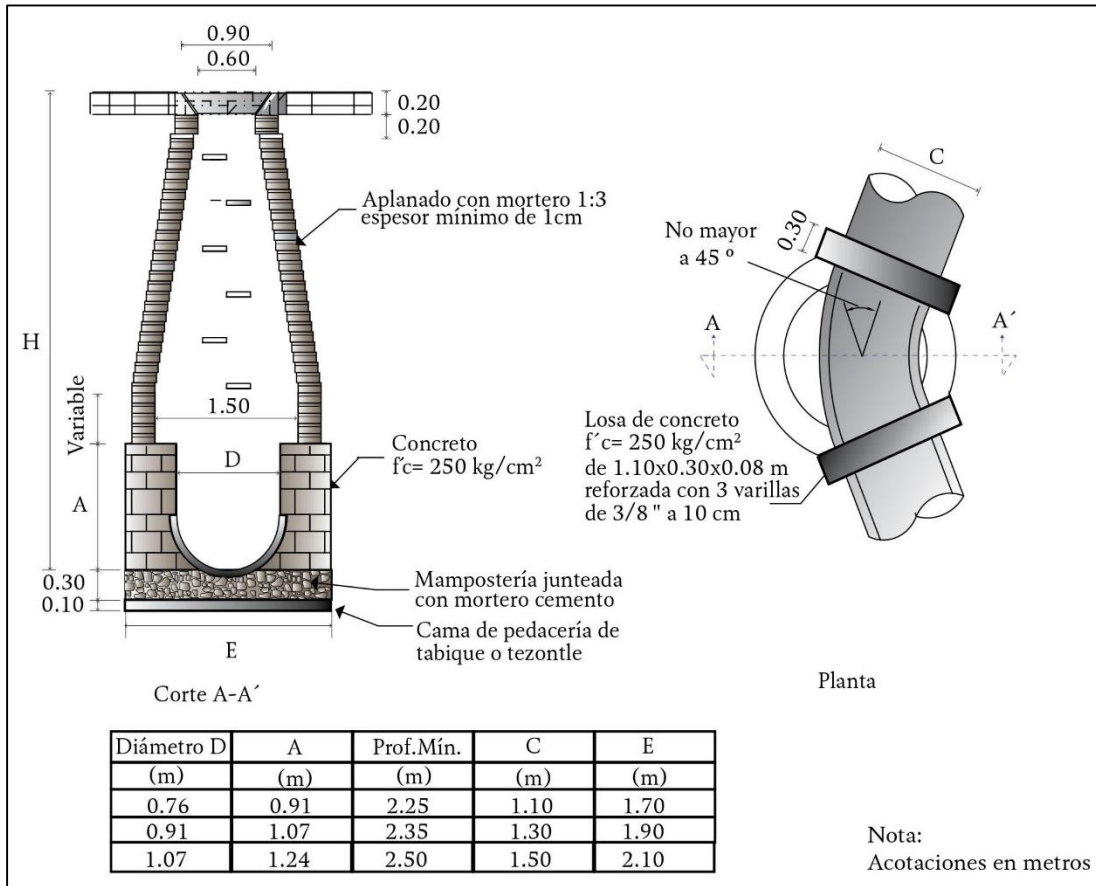


Fuente: Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Drenaje Pluvial Urbano, Comisión Nacional del Agua.

Pozo de visita especial:

Se emplea con conducciones de 76 a 107 cm de diámetro, teniendo una base de 1.5 m de diámetro mínimo, para conducciones de diámetro de 122 cm se emplean pozos con diámetro de 2 m como mínimo.

Imagen 1.3 Pozo de visita especial.



Fuente: Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Drenaje Pluvial Urbano, Comisión Nacional del Agua.

Pozos para conexiones oblicuas:

Estos elementos son idénticos en forma y dimensionamiento a los comunes, su empleo se hace por razones económicas en la conexión de un conducto de hasta 61 cm de diámetro a un colector o subcolector cuyo diámetro sea igual o mayor a los 122 cm.

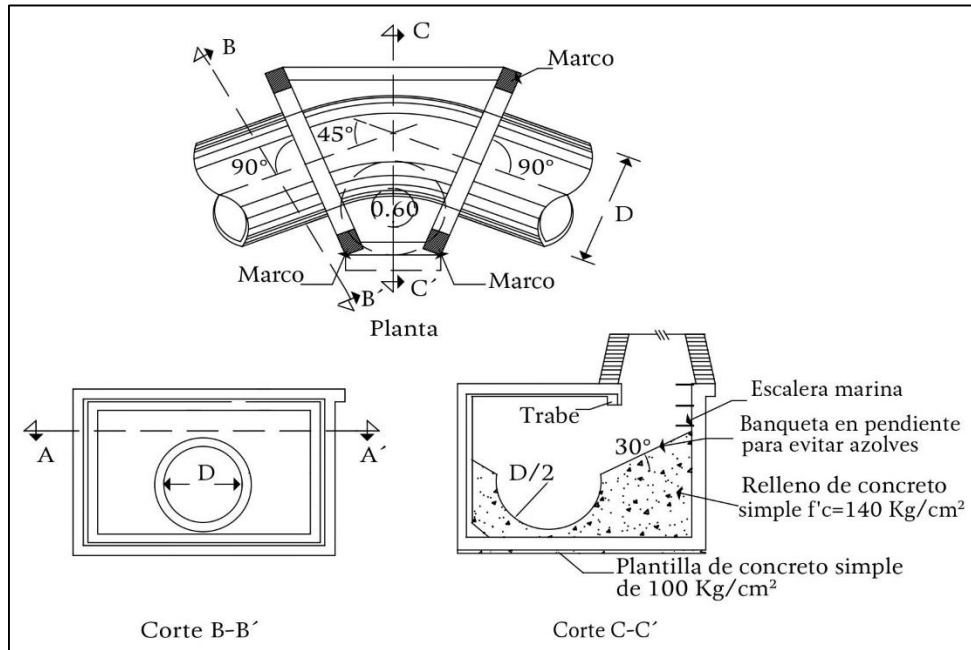
Pozo cambio de dirección:

Se caracteriza por tener una conducción de entrada y una de salida con deflexión máxima de 45° , se emplea para conductos de 122 a 300 cm.

Pozo caja unión:

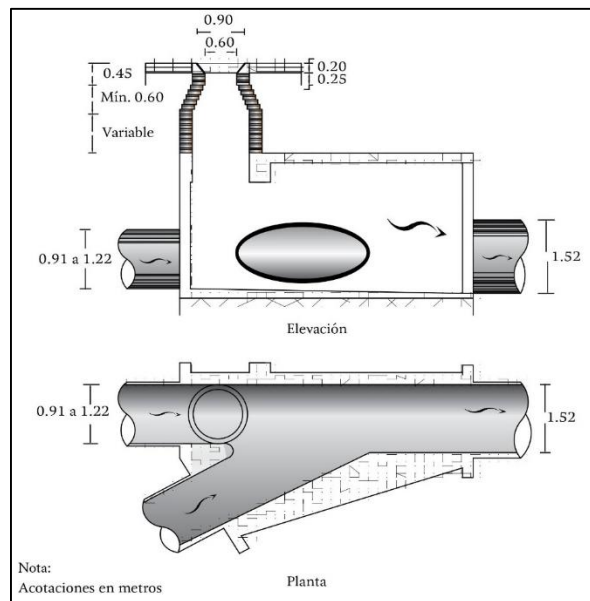
La sección horizontal se presenta de forma irregular, este elemento se emplea para conductos de 152 cm de diámetro y entronque de 91 a 122 cm.

Imagen 1.4 Pozo Cambio de dirección.



Fuente: Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Drenaje Pluvial Urbano, Comisión Nacional del Agua.

Imagen 1.5 Pozo caja unión.



Fuente: Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Drenaje Pluvial Urbano, Comisión Nacional del Agua.

Si bien se ha mencionado que estos elementos sirven como medio de conexión entre conductos, existen diferentes formas de hacerlo, ya sea a clave, plantilla o eje, esto depende

del diámetro de los conductos a conectar. Desde el punto de vista hidráulico se recomienda que para conductos de diferentes diámetros la conexión se haga de clave a clave, con el fin de evitar remansos aguas arriba, a continuación, se muestra una tabla en la que se recomienda el tipo de conexión según los diámetros de las conducciones.

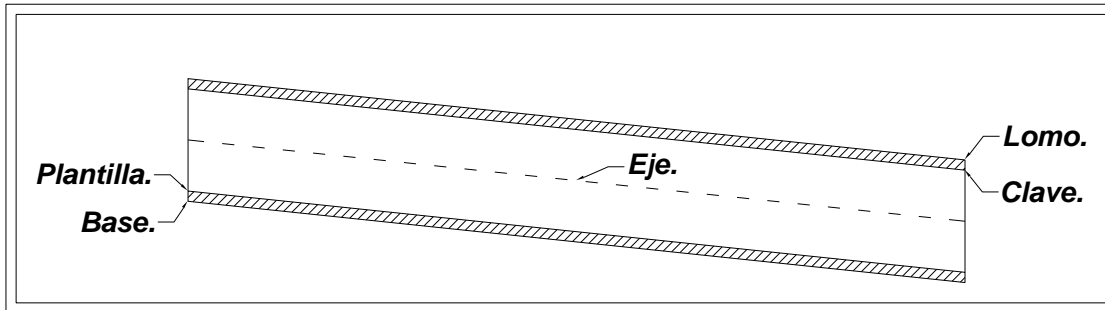


Figura 2.4 Corte Transversal – longitudinal de una conducción.

D/D	20	25	30	38	45	61	76	91	107	112	152	183	213	244	305
20	P	PEC	PEC	EC	EC	C	C								
25		P	PEC	PEC	EC	EC	C								
30			P	PEC	PEC	EC	EC	C							
38				P	PEC	PEC	EC	EC	C						
45					P	PEC	PEC	EC	EC	C					
61						P	PEC	PEC	EC	EC	C				
76							P	PEC	PEC	EC	EC	C			
91								P	PEC	PEC	EC	EC	C		
107									P	PEC	PEC	EC	EC	C	
112										P	PEC	PEC	EC	EC	C
152											P	PEC	PEC	EC	EC
183												P	PEC	PEC	EC
213													P	PEC	PEC
244														P	PEC
305															P

D: Diámetro en cm	E: Eje
P: Plantilla	C: Clave

Tabla 2.6

2.4 Diseño de la Red.

Hasta ahora se conocen los elementos más importantes de una red de drenaje, red primaria y secundaria, los elementos y diseño de un sistema general de desagüe, vertido y elementos complementarios se abordan en los capítulos siguientes del documento.

2.4.1 Sugerencias para la localización de ciertos elementos.

Antes del diseño de la red de drenaje se hace una serie de recomendaciones que deben de tomarse en consideración a la hora del trazo y diseño de la red, ésta serie de sugerencias se basan principalmente en la topografía del terreno y del diseño urbano que se tiene.

1. Los colectores de mayor diámetro se ubican en las calles más bajas para facilitar el drenaje de las zonas altas con atarjeas de menor diámetro.
2. El trazo de los colectores y las atarjeas se ubica sobre el eje central de las calles, evitando su cruce con edificaciones. El trazo debe ser lo más recto posible procurando que no existan curvas. Cuando la calle sea amplia, se pueden disponer dos atarjeas, una a cada lado de la calle.
3. La red de drenaje debe trazarse buscando el camino más corto al sitio de vertido.
4. Las conducciones deben trabajar a gravedad. Se trata de evitar las condiciones de bombeo.
5. La red de drenaje se debe ubicar a mayor profundidad que la red de abastecimiento de agua potable, para reducir los riesgos de contaminación, sobre todo en sistemas de abastecimiento con tandeo.
6. El perfil de drenaje debe, en la medida de lo posible, ser lo más paralelo al perfil del terreno, a fin de reducir los costos de excavación.

2.4.2 Metodología.

A continuación, se describe de manera ordenada la metodología que se debe de llevar en la planeación de una red de drenaje pluvial. Esta metodología consta de 12 puntos.

1. Visitas de reconocimiento al sitio
2. Recopilación y análisis de información
3. Delimitación de las zonas por servir
4. Definición de las estructuras del sistema
5. Estudios hidrológicos para la determinación de gastos pluviales
6. Planteamiento de esquemas alternativos de obras de drenaje
7. Selección del esquema más conveniente
8. Levantamientos topográficos específicos y de infraestructura
9. Estudios geotécnicos
10. Pre diseño geométrico de la red
11. Revisión del funcionamiento hidráulico
12. Proyecto hidráulico geométrico ejecutivo

1.- Visitas de reconocimiento al sitio.

Consta de realizar visitas al sitio del proyecto, esto con la finalidad de reconocer de manera física y superficial la vegetación, accesos, relieve y condición en la que se encuentra el sitio del proyecto.

2.- Recopilación y análisis de información.

En este punto del proyecto se hace un análisis y recopilación de información general y planos del sitio.

a) Datos generales:

- Localización geográfica
- Categoría política y económica
- Vías de comunicación y servicios públicos
- Datos censuales de población

b) Planos de la localidad:

Esto se hace para definir la configuración de la red, y para ello se requieren los siguientes planos:

- Modelo digital de elevaciones.
- Planos topográficos actualizados de la localidad (Curvas de nivel, traza urbana con nombres de las calles, elevaciones en los cruces de las calles, etcétera).
- Planos topográficos de la cuenca. Se ubica la localidad, hidrología del lugar indicando las cuencas de aportación exteriores a la mancha urbana, corrientes naturales o artificiales existentes, posibles sitios de descarga y sentido del escurrimiento.
- Plano urbano de la localidad. Catastro, tipo de pavimento, zonas verdes, banquetas, usos de suelo, etcétera.
- Plano de la red de drenaje existente.
- Plano geológico. Indicando la clasificación y tipo de suelo, así como la profundidad a la que se encuentran aguas freáticas.
- Planos adicionales de instalaciones subterráneas.

3.- Determinación de las zonas por servir.

Consiste en el trazo de las fronteras físicas, el parteaguas de la zona en estudio.

4.- Definición de las estructuras del sistema.

Se definirán en apego a la red de drenaje natural en cuanto sea posible, la red de colectores primaria y secundaria, identificando los puntos de ingreso, así como la localización de estructuras especiales como plantas de bombeo, sifones, estructuras de descarga.

5.- Estudios de hidrología para la estimación de gastos pluviales.

Son todos aquellos estudios en los que se define la tormenta de diseño para la zona en estudio y a partir de ello se estima el gasto de escurrimiento pluvial. *Ver Capítulo 1.*

6.- Planteamiento de esquemas alternativos de obras de drenaje.

El trazo de trayectoria de la red fundamentalmente depende de:

- Topografía predominante.
- Trazo de las calles.

- De los sitios de vertido o descarga.
- Disponibilidad de terreno para ubicar los componentes y elementos especiales de la red

Debido a los factores mencionados anteriormente, se recomienda realizar un análisis de diferentes alternativas de trazo y número de combinaciones necesarias, las más usuales son:

- Trazo en bayoneta.
- Trazo en peine.
- Trazo combinado.

Trazo en Bayoneta: Inicia en una cabeza de atarjea y tiene un desarrollo en “zig-zag” o en “escalera”. Su uso evita el uso de muchas cabezas de atarjea, permitiendo que los colectores presenten un régimen hidráulico establecido gradualmente, sin embargo presenta la dificultad de que su trazo requiere de terrenos con pendientes más o menos estables, sin contrapendientes o sinuosidades profundas.

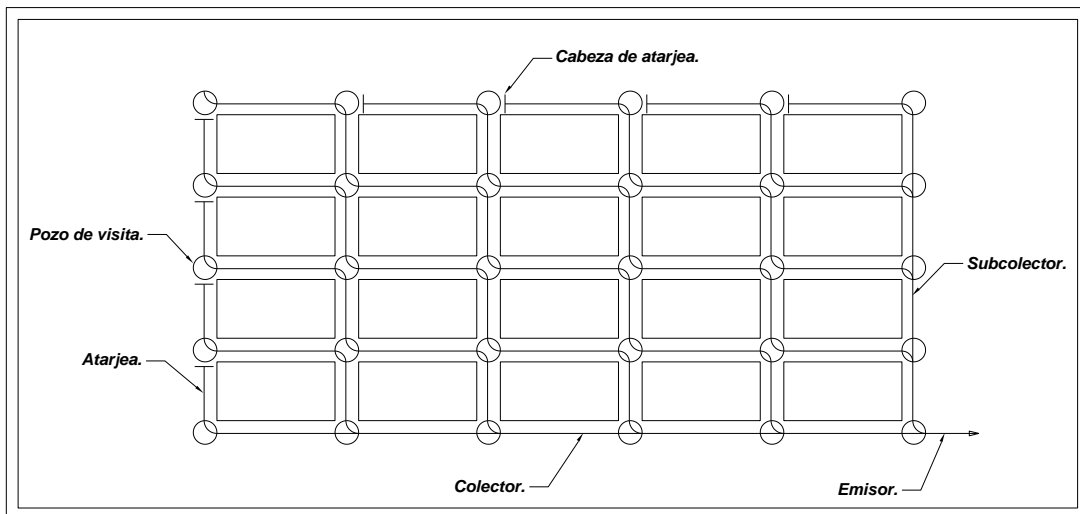


Figura 2.5 Trazo en Bayoneta.

Trazo en peine: Se forma cuando existen varias atarjeas con tendencia al paralelismo, empiezan su desarrollo en una cabeza de atarjea, descargando su contenido en una tubería común de mayor diámetro perpendicular a ellas, misma que a su vez descarga en otro conducto mayor. La ventaja de este sistema consiste en garantizar la aportación rápida y directa.

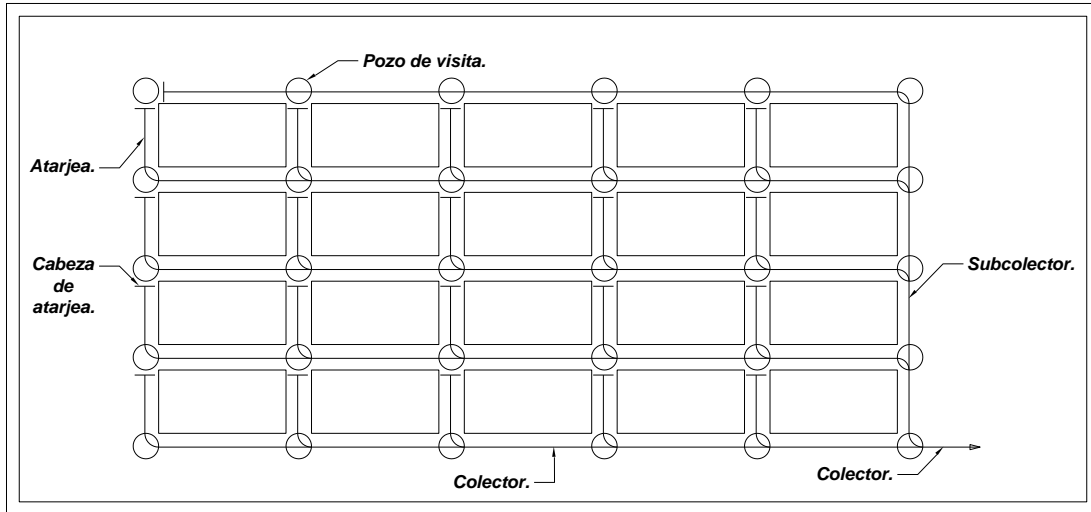


Figura 2.6 Trazo en Peine.

Trazo combinado: Como su nombre lo indica es una combinación de los trazos antes mencionados, se emplea de acuerdo a la topografía que se presente en la zona de proyecto.

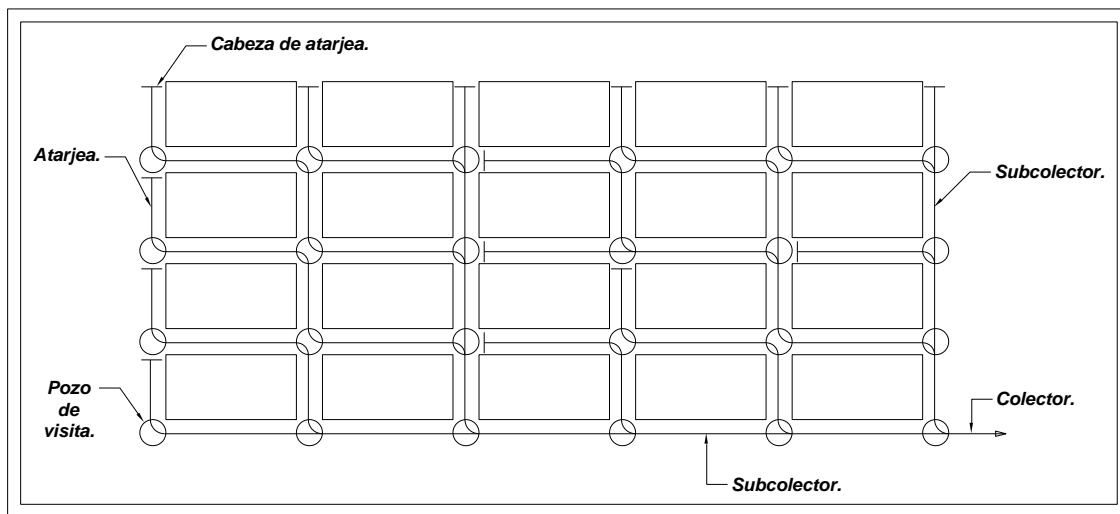


Figura 2.7 Trazo Combinado.

Definido el trazo, se ubican los pozos y pozos cajas de visita del proyecto, respetando la separación entre elementos, se deben de ubicar en:

- Todos los entronques
- Cambios de dirección
- Cambio de diámetro
- Cambio de material
- Cambio de pendiente en el conducto
- Intermedios en tramos muy largos, según la separación requerida

7.- Selección del esquema más conveniente.

Se elige el esquema que tenga la mejor comunión entre los elementos económicos, funcionales, constructivos y operativos. Esto no quiere decir que se elige el esquema de menor costo constructivo u operativo, se elige aquel que garantice un buen nivel de servicio y una buena calidad de obra a costo razonable.

8.- Levantamientos topográficos específicos y de infraestructura.

Consiste en un levantamiento más específico y detallado de la configuración y relieve local de la zona en estudio, planos detallando el uso de suelo indicando las zonas comerciales, las zonas industriales, las zonas públicas y las áreas verdes. De ser posible debe contener el número de lotes, su forma y la vialidad a donde pueden descargar las aguas pluviales, así como los tipos de pavimentos y relieves en puntos notables y cruces.

9.- Estudios geotécnicos.

Para la realización de estos estudios se requiere de excavar pozos a cielo abierto a cada 500 m para hacer pruebas del suelo en el laboratorio, dependiendo de la importancia del proyecto se hacen sondeos profundos.

Las pruebas del material deben de determinar:

- Clasificación y tipo de suelo para la selección del tipo de excavación
- Nivel freático
- Capacidad de carga del suelo a diferentes profundidades para el desplante de las estructuras
- Asentamientos diferenciales en el suelo

Además, debe de determinarse la ubicación de los bancos de materiales más cercanos para el relleno de zanjas y agregados para concreto.

10.- Pre diseño geométrico de la red.

Seleccionado el esquema de proyecto se realiza el diseño tomando en cuenta gastos, rutas, niveles, para definir diámetros y pendientes de las distintas tuberías que conforman la red.

11.- Revisión del funcionamiento hidráulico.

Se lleva a cabo simulando el comportamiento que tendría la red, empleando modelos matemáticos asistidos por computadora de tránsito de escurrimientos en conductos a través del tiempo (flujo gradualmente variado), el cual es alimentado con la geometría de los conductos y por los hidrogramas de avenidas pluviales. Un ejemplo de éstas herramientas es el programa EPA SWWM, elaborado por la Environmental Protection Agency del Gobierno de los Estados Unidos de América.

12.- Proyecto hidráulico geométrico ejecutivo.

Con base en los resultados de la simulación del funcionamiento hidráulico, se debe representar gráficamente las características generales y de detalle del proyecto, así como toda la información necesaria para materializar la obra. En esta etapa se definen aspectos dimensionales, estructurales y electromecánicos, en su caso. Se estiman las cantidades de obra, se formula el catálogo de conceptos de trabajo y el presupuesto, así como la descripción de los procedimientos constructivos y las especificaciones generales y particulares de la obra, en caso de requerirse.

3. Sistema Primario de Colectores.

Un sistema primario de Colectores se define como un conjunto de conducciones, en este caso colectores, conectados entre sí, con el objetivo de transportar el agua colectada por la red secundaria, llevándola hasta el Sistema General de Desagüe.

Colector

Los colectores pertenecen a la red primaria de drenaje, siendo éstos elementos modulares del sistema de alcantarillado. Su función es juntar/reunir los escurrimientos recolectados por la red secundaria y llevarlos hasta el punto de salida de la red e inicio del emisor.

Son conductos de diámetro mayor o igual a los 91 cm, recibiendo aportaciones de la red secundaria (atarjeas) por ambos márgenes, así mismo, los colectores pueden terminar en un interceptor, emisor, planta de bombeo o en un sistema de reúso.

3.1 Sifones y estructuras especiales.

Debido a diversas condiciones como depresiones fuertes en el terreno, interferencias con otros sistemas y por características propias del proyecto que impiden modificaciones del trazo del sistema, se requiere del auxilio de estructuras especiales para satisfacer las condiciones del proyecto, en éste subtema se describirán los elementos especiales más comunes en los sistemas de drenaje pluvial.

3.1.1 Sifones.

Los sifones son estructuras hidráulicas que permiten el paso del flujo transportado, por debajo o sobre obstáculos que impiden el paso de la red.

Los elementos que definen a un sifón son:

- Transiciones de entrada y salida
- Rejillas de entrada
- Tubería a presión
- Velocidades en el conducto
- Altura de ahogamiento en la entrada
- Válvula de purga o lodo.

Transiciones de entrada y salida: Son las geometrías que permiten variar gradualmente la sección aguas arriba y abajo del sifón. Para el diseño de transiciones se recomienda tener la abertura de parte superior del sifón un poco más abajo de la superficie normal del agua, lo cual reduce la posibilidad de reducción de su capacidad causada por la introducción de aire.

La profundidad de sumergencia de la abertura superior se recomienda que esté comprendida entre $1.1h_v$ y $1.5h_v$ (h_v = carga de velocidad).

Rejillas de entrada: El objeto de la rejilla de entrada es impedir o disminuir la entrada de basura y objetos extraños al sifón para garantizar el funcionamiento hidráulico del mismo. Se acostumbra construirla con varillas de $3/8''$ de diámetro o varillas cuadradas de $0.95\text{ cm} \times 0.95\text{ cm}$ ($3/8'' \times 3/8''$) colocadas a una separación de 10 cm y soldadas a un marco de $2.54\text{ cm} \times 1.27\text{ cm}$ ($1'' \times 1/2''$).

Tubería a presión: Son las tuberías que transportan el flujo a presión, las cuales deben contar con soportes y anclajes en tramos con pendientes estables. Deben contar con un acceso seguro para realizar maniobras de mantenimiento y reparación. En caso de utilizar materiales como el acero para dar forma a la tubería a presión, esta deberá ser protegida por una capa de pintura especial, la cual puede durar hasta 20 años.

Velocidades en el conducto: Las velocidades de diseño en conductos largos es de 2.5 a 3.5 m/s mientras que en sifones cortos es de 1.6 m/s . Un sifón se considera largo cuando su longitud es mayor a 500 veces el diámetro.

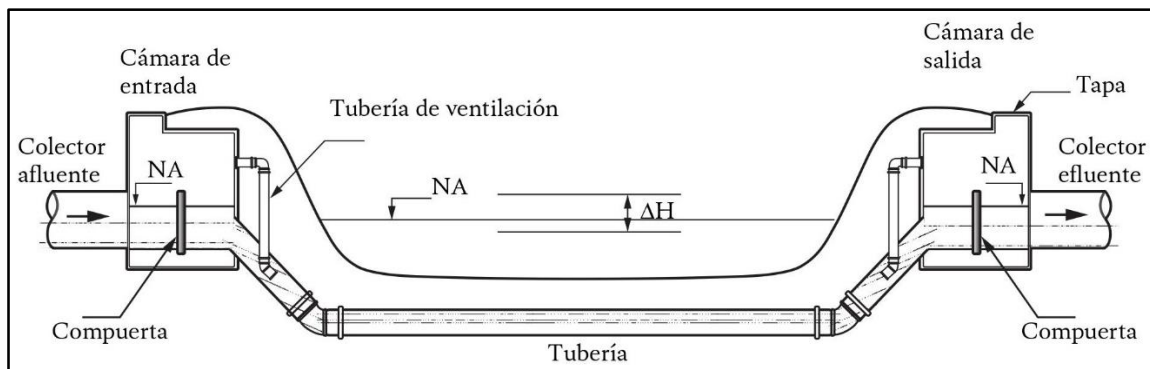
Altura de ahogamiento en la entrada: El sifón al trabajar a presión se encuentra ahogado a la entrada y salida. El sifón funciona por diferencia de cargas y esta diferencia de cargas debe absorber todas las pérdidas en el sifón, por lo que la carga estática debe ser mayor que la carga dinámica, es decir, la diferencia de cotas debe ser mayor que la suma de todas las pérdidas.

Válvula de purga de lodos: Se coloca en la parte más baja del sifón, permitiendo evacuar el agua que se queda almacenada en el conducto cuando se para el sifón o para desalojar los lodos. Para su limpieza o reparación y consiste en válvulas de compuerta de las dimensiones convenientes de acuerdo con el caudal por desalojar, por lo que están conectadas a un pequeño sistema de bombeo.

Existen dos presentaciones del sifón, la normal e inversa, que se caracterizan por tener formas cóncavas y convexas, respectivamente. Para sistemas de drenaje pluvial, los sifones que suelen utilizarse son los sifones invertidos, estos se emplean cuando se tienen cruces con alguna corriente de agua, depresión del terreno, estructura, tubería o viaductos subterráneos, que se encuentren al mismo nivel en que debe instalarse la tubería, los cuales son una obra de costo relativamente elevado y presenta dificultades de limpieza, razón por la cual debe ser utilizado solamente después de un estudio comparativo con otras alternativas.

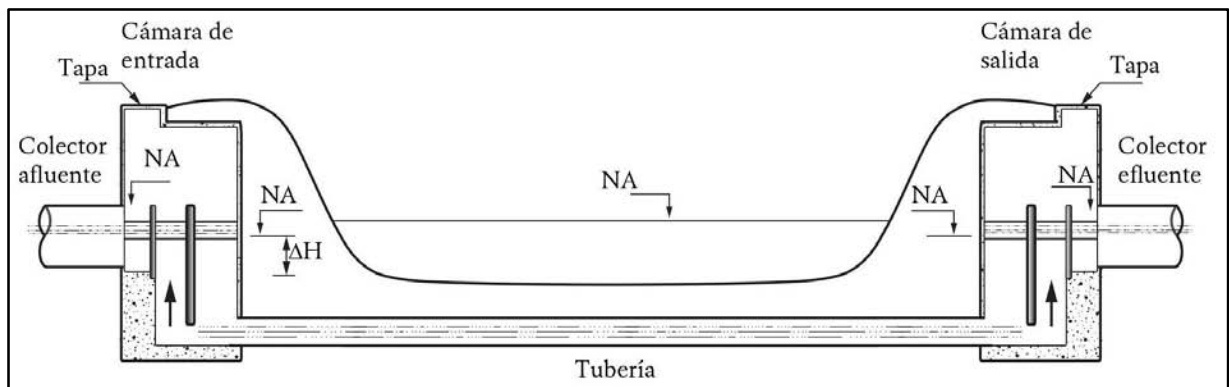
Al igual que existen dos presentaciones del sifón, existen diversas presentaciones del sifón invertido para sistemas de drenaje pluvial, los más usuales son el sifón invertido común, el sifón de ramas oblicuas, que se emplea para cruces de obstáculos para lo que se cuenta con suficiente desarrollo, y en terrenos que no presentan grandes dificultades de ejecución y los sifones de ramas o pozos verticales, ambos con una o dos ramas verticales son preferidos para emplazamientos de poco desarrollo o en caso de grandes dificultades constructivas. Sus características de fácil limpieza y reducido espacio, los hacen muy aconsejables.

Imagen 3.1 Sifón Invertido de ramas oblicuas.



Fuente: Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Drenaje Pluvial Urbano, Comisión Nacional del Agua.

Imagen 3.2 Sifón invertido con ramas verticales.



Fuente: Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Drenaje Pluvial Urbano, Comisión Nacional del Agua.

3.1.2 Estructuras especiales.

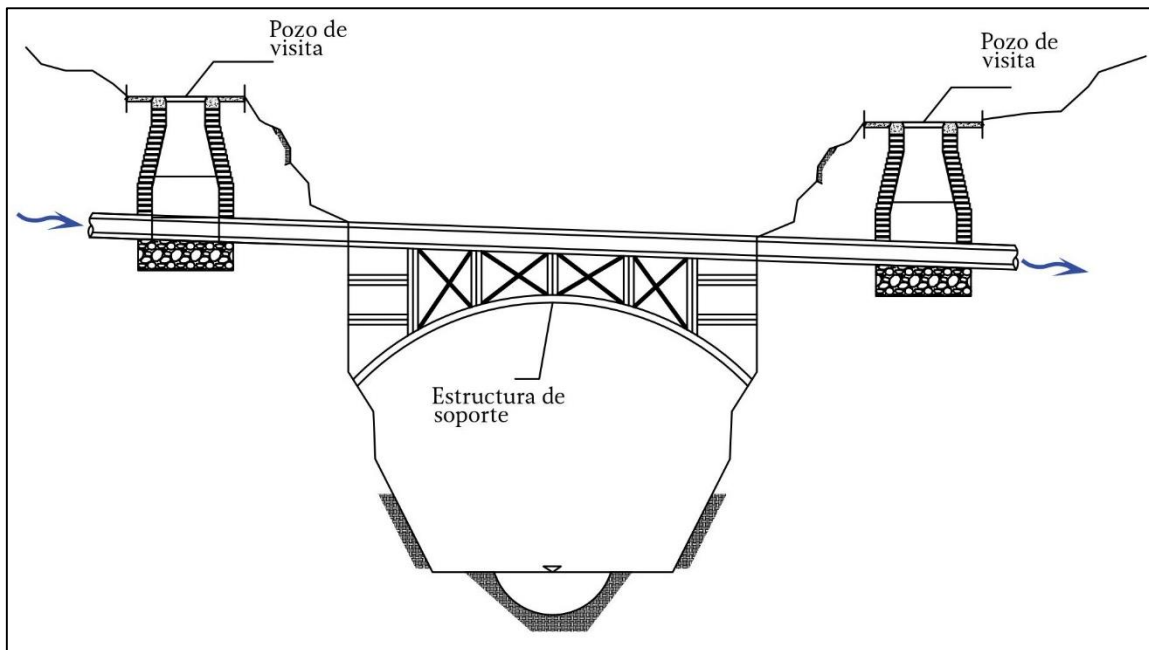
Debido a las características del proyecto, de la topografía y urbanización de la zona es común que se efectúen cruces, por lo general son tres:

- Cruces elevados.
- Cruces subterráneos con vialidades (carreteras, caminos, ferrocarriles, etc.).
- Cruces subterráneos con cuerpos de agua y canales.

3.1.2.1 Cruces elevados.

Los cruces subterráneos de cualquier tipo se solucionan con los sifones, no obstante, los cruces elevados son aquellos en los que se tiene que cruzar una depresión profunda como es el caso de algunas cañadas o barrancas de poca longitud, generalmente se logra por medio de una estructura que soporte la tubería. La tubería puede ser de acero o polietileno, la estructura por construir puede ser un puente ligero de acero, de concreto o de madera, según el caso.

Imagen 3.3 Cruce elevado.



Fuente: Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Drenaje Pluvial Urbano, Comisión Nacional del Agua.

La tubería para el paso por un puente vial, ferroviario o peatonal, debe ser de acero y estar suspendida del piso del puente por medio de soportes que eviten la transmisión de las vibraciones a la tubería, la que debe colocarse en un sitio que permita su protección y su fácil inspección o reparación. A la entrada y a la salida del puente, se deben construir cajas de inspección o pozos de visita.

Los cruces elevados se pueden efectuar bajo las siguientes tres presentaciones:

Auto-soportados: Pueden ser de acero, concreto reforzado y fibrocemento, aunque lo recomendable es el acero. La longitud máxima entre apoyos se encuentra en función de la deflexión de la tubería.

Soportados: Para estos cruces se emplea tubería de fibrocemento, PVC, polietileno de alta densidad y acero. Para toda línea los soportes de preferencia deben ser de acero, para materiales que no deben ser expuestos a los rayos solares como el polietileno de alta densidad y el PVC, deben protegerse contra la intemperie aplicando una capa de pintura blanca y por temperatura. La estructura de soporte se utiliza para evitar deformaciones en la conducción. (Puente Canal, Puente colgante, etc.).

Adosados: Para este tipo de cruces se utiliza tubería de asbesto cemento, PVC y de preferencia acero. Si se cuenta con infraestructura en el sitio, ésta se aprovechará como vía de acceso de un extremo a otro.

3.2 Revisión de su funcionamiento hidráulico.

La selección del método por el cual se revisa el funcionamiento de la red, está en función de la magnitud de la obra, de precisión requerida y de las características de la cuenca, por nombrar algunas. Por otra parte, se tienen factores del orden subjetivo como lo son la experiencia del diseñador.

Para la revisión de la red primaria de colectores de menor diámetro, se puede emplear el mismo método con la cual fue diseñada la red secundaria, el método racional, tal como se desarrolló en el capítulo 1.

Para la revisión de una red primaria de colectores con diámetros mayores a los 91 cm se utiliza como método de relación lluvia escurrimiento uno que sea hidrológico (Road Research Laboratory, Hidrograma Unitario)

1.- Periodo de retorno.

La red primaria o de colectores se diseña generalmente para un período de retorno de 3, 5 ó 10 años (Ver tablas 1.4 y 1.6 del capítulo 1.1) mayor que el considerado para la red secundaria o de atarjeas, por lo que es muy probable que esta última llegue a trabajar llena, en cuyo caso la capacidad de descarga se limita, dando origen a hidrogramas de forma de trapecio, mientras que las redes primarias presentan hidrogramas de forma triangular.

Un procedimiento recomendado para calcular el hidrograma de descarga a la salida de la red secundaria (entrada a la red primaria), sin necesidad de analizar tramo por tramo de dicha red, es el siguiente:

2.- Volumen de la avenida de diseño.

$$Vol = P * C * A$$

Es el producto de la precipitación (P, según el periodo de diseño elegido) por el coeficiente de escurrimiento (C, según el uso de suelo que se presente) por el área de la cuenca (de la red secundaria).

3.- Tiempo de concentración.

El tiempo de concentración se estima tal como se explicó en el capítulo 1.

4.- Duración de la tormenta.

Para este sistema (red primaria de colectores), la duración de la tormenta no será igual al tiempo de concentración, como para la red secundaria, ya que es una hipótesis del método racional, método que se utiliza para áreas pequeñas y la red primaria por lo general se extiende en áreas muy grandes, para ello utilizaremos la siguiente comparación:

$$D = \frac{2}{3}\sqrt{Tc}$$
$$D = 3$$

D: Duración, en h

Tc: Tiempo de concentración, en h

Tomando como duración la menor de las dos.

5.- Tiempo pico.

Se estima el tiempo pico del hidrograma de entrada al sistema mediante la siguiente expresión:

$$Tp = 0.5D + 0.6Tc$$

Tp: Tiempo pico.

D: Duración de la tormenta.

Tc: Tiempo de concentración.

6.- Gasto Pico

El gasto pico del hidrograma resulta ser el cociente de dividir el volumen estimado en el punto 2 entre 1.2 por el tiempo pico.

$$Qp = \frac{Vol}{1.2 * Tp} = \frac{hp * C * A}{1.2 * (0.5D + 0.6Tc)}$$

7.- Forma del hidrograma.

Se supone el hidrograma triangular con un tiempo pico igual al calculado en el paso 2d) y un tiempo base de 2.4 veces el tiempo pico, ya que de mediciones que se han realizado, se ha observado que la rama descendente del hidrograma por lo regular es más larga que la rama ascendente, ya que existe una regulación de flujo al escurrir por la superficie o a través de los conductos de la red de drenaje, por lo que el tiempo de recesión es mayor que el tiempo pico. En particular se ha observado en zonas urbanas un valor típico

igual a $1.4 T_p$ (Viessman, 1977), dando por resultado el tiempo base mencionado al principio del párrafo, como se aprecia en la siguiente figura:

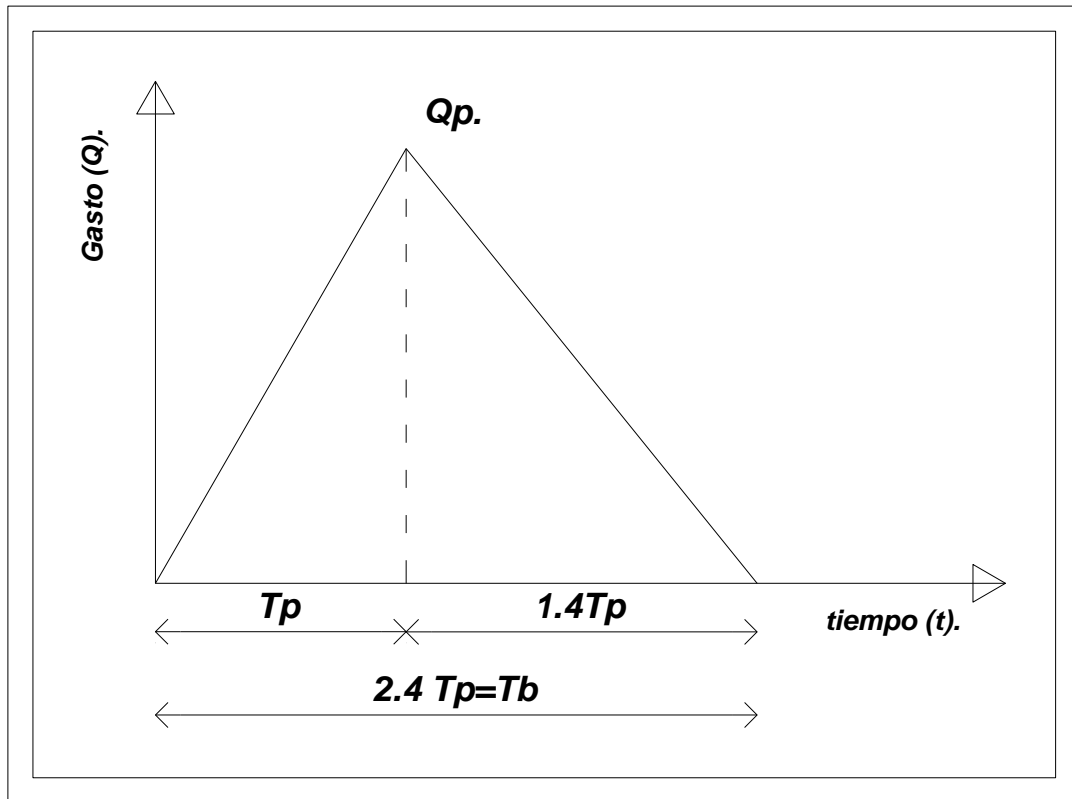


Figura 3.1

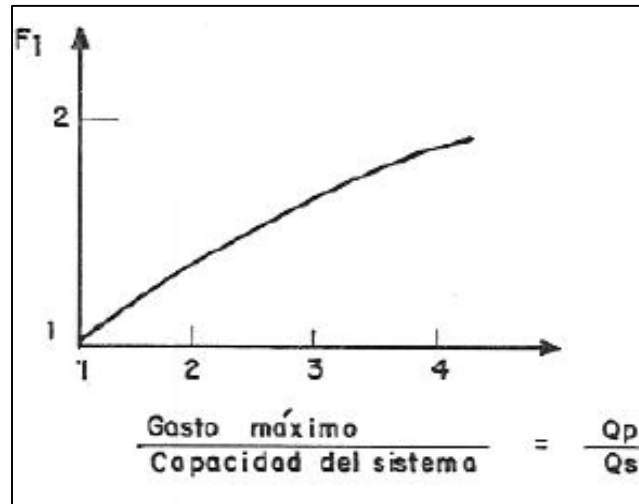
8.- Comparación de gastos.

Se compara el gasto máximo Q_p con la capacidad de conducción del sistema secundario Q_s . Dicha capacidad puede calcularse en forma aproximada con la fórmula de Manning, suponiendo que la pendiente hidráulica es tal que no provoca derrames aguas arriba. Si no se conoce el perfil del terreno a lo largo del conducto principal de la red secundaria, se acepta que la capacidad del sistema corresponde a un gasto con período de retorno de 3 años, de esta manera del resultado del gasto máximo se derivan dos opciones:

a) Si Q_p es menor o igual a la capacidad del sistema secundario Q_s , el gasto máximo Q_p es correcto y el hidrograma de salida de la red secundaria es triangular.

b) Si la capacidad del sistema secundario Q_s es menor que el gasto máximo Q_p calculado inicialmente se hace lo siguiente:

- Se obtiene el coeficiente $k_1 = Q_p / Q_s$.
- Con ayuda de la siguiente gráfica se obtiene el factor F_1 .



Con la gráfica anterior se obtiene una capacidad teórica $Q_p = F_1 \cdot Q_s$, relacionada con el funcionamiento de la red secundaria a presión, a partir de la cual se determina la forma del hidrograma, como el mostrado en la siguiente figura:

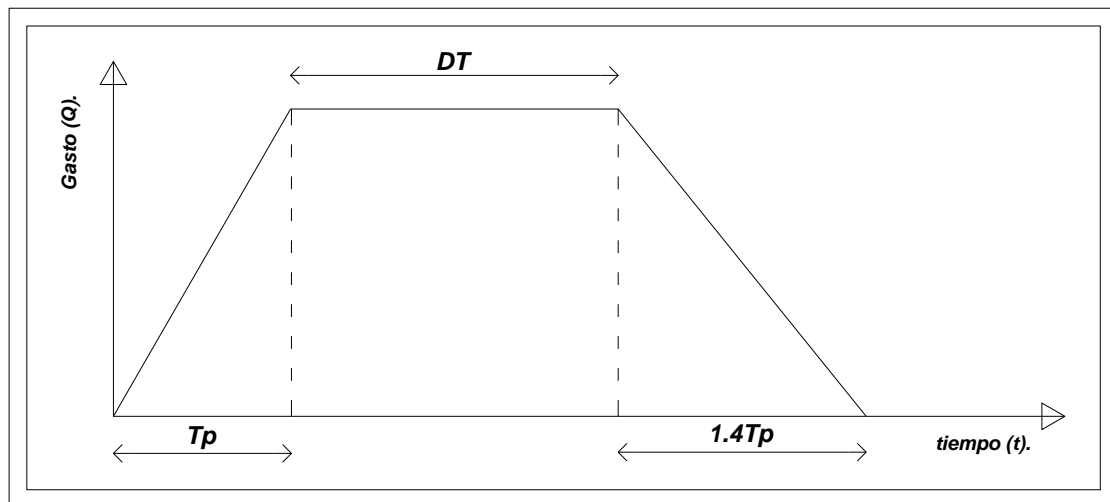


Figura 3.2

DT Es el periodo de tiempo durante el cual la red secundaria de drenaje o de atarjeas trabaja a tubo lleno (a presión).

3.3 Conexión al emisor y al colector.

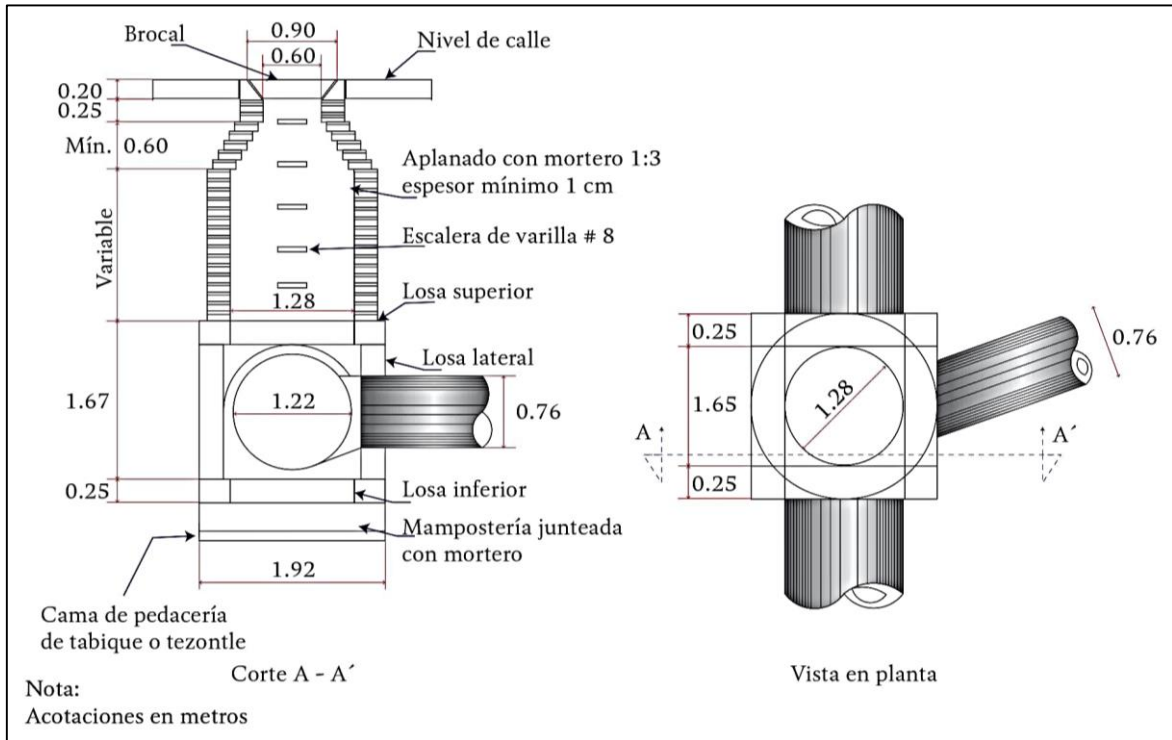
Las conexiones tanto a colectores como emisores se pueden dar mediante las siguientes estructuras:

- Pozo Caja
- Pozo Caja con deflexión
- Pozo tangencial o pozo lámpara

Pozo caja: Este pozo se encuentra conformado por una caja y una chimenea similar a las de los pozos de visita común o especiales, se pueden presentar de tres tipos, tipo 1 se

emplean con tuberías de 0.75 a 110 m con entronques a 45° a tuberías no mayores a 0.60 m, tipo 2 para diámetros 0.76 a 1.22 m con entronque a 45° a tuberías no mayores a 0.76 m y por último el tipo 3 para tuberías de 1.50 a 2.44 m con entronques a 45° a tuberías no mayores a 0.76 m.

Imagen 3.4 Pozo caja.



Fuente: Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Drenaje Pluvial Urbano, Comisión Nacional del Agua.

Pozo caja con deflexión: Se les denomina así a los pozos caja de sección horizontal en forma de polígono Irregular y generalmente son colados en sitio. Estos pozos permiten deflexiones en las tuberías. Existen 3 tipos:

- Tipo 1: Se utiliza en tuberías de hasta 1.52 m de diámetro con entronques a 45 grados de tuberías hasta de 1.20 m de diámetro.
- Tipo 2: El cual se usa en diámetros de hasta 2 m con entronques a 45 grados de tuberías hasta de 1.52 m de diámetro generalmente colados en sitio.
- Tipo 3: Se les nombra de esta forma a los pozos caja en los que concurre una tubería de entrada y tienen sólo una de salida con un ángulo de 45 grados como máximo. Se utilizan en tuberías de 1.50 a 3.05 m de diámetro.

Pozo tangencial: Están formados por un tubo (Tee tangencial) de diámetro igual al diámetro principal de la línea de drenaje y el diámetro de acceso son utilizados con tuberías de diámetro desde 90 cm hasta 305 cm, sus estructuras pueden tener una altura desde 1 m hasta la altura requerida por el proyecto.

4. Interceptores y Emisores.

Un sistema de drenaje pluvial se encuentra dividido en subsistemas y redes de recolección, como se mencionó en el capítulo 2, esto con el propósito de tener un buen control y gestión del sistema.

Los interceptores y emisores son estructuras de conducción que se caracterizan por tener los diámetros y gastos más grandes, ya que se alimentan del escurrimiento captado por los colectores (red primaria), siendo así las estructuras encargadas de conducir el agua a su disposición terminal, situándose en el último nivel del sistema de drenaje pluvial.

Ahora que se sabe que los interceptores y emisores pertenecen al último nivel del sistema de drenaje pluvial se procede a definirlos.

Interceptor.

Los interceptores pluviales son conductos de diámetro igual o mayor a los 91 cm que se alimentan del escurrimiento de los colectores, es decir, los intercepta, recibiendo sus aportaciones únicamente por una de sus márgenes, a diferencia de los colectores que reciben aportaciones por ambas márgenes, terminando en un emisor.

Emisor.

Los emisores pluviales son conductos que transportan grandes gastos debido a la acumulación de escurrimiento de los otros niveles del sistema de drenaje pluvial. Se caracterizan por manejar un gasto constante a lo largo de su desarrollo, es decir, sólo admiten ingreso de agua al inicio de éstos, en contraste de los colectores y emisores.

Por lo general los Interceptores y Emisores son conductos paralelos a corrientes superficiales y pertenecen al sistema de drenaje profundo.

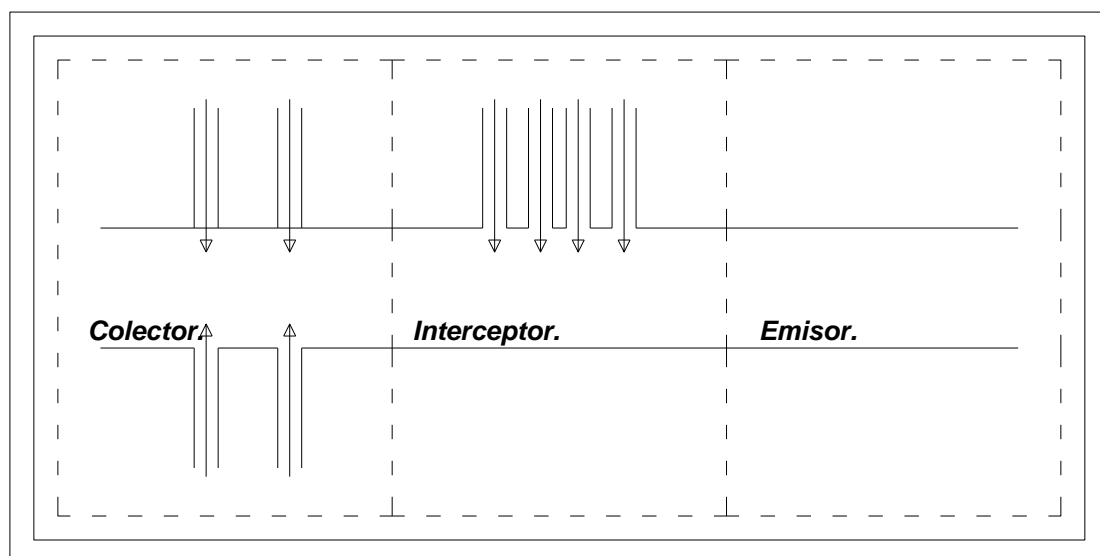


Figura 4.1 Colector, Interceptor y Emisor.

4.1. Diseño.

El diseño de ambos acueductos es similar, lo contrastante entre estos es que uno tiene aportaciones a lo largo de todo el desarrollo y otro tiene un gasto constante. Debido a que ambos pertenecen al sistema general de desagüe de un sistema de drenaje urbano, implicando un uso y tipo de suelo predominante que impide la construcción de un sistema general de desagüe superficial, se recurre a espacios subterráneos, dando lugar a un sistema de drenaje profundo.

El proceso constructivo para un sistema de drenaje profundo implica la utilización de escudos (equipos mecánicos) para la perforación del subsuelo, que a su vez demandan la construcción de lumbreras (pozos) para el ingreso, salida, mantenimiento, realización de maniobras del escudo y extracción de material. Posteriormente las lumbreras adquieren otros usos como la conexión de las redes al sistema general de desagüe, es decir, son ingresos al sistema, por lo que el Emisor e Interceptor comparten el mismo procedimiento constructivo.

Las variables que intervienen en el diseño del acueducto son las siguientes:

- Sitio de inicio (entrada)
- Sitio de descarga (salida)
- Horizonte de diseño
- Tormenta de diseño
- Longitud
- Pendiente
- Interferencias
- Techo
- Geología.

Con el conocimiento de las variables imprescindibles para el diseño del Sistema general de desagüe se propone el siguiente método:

1.- Definir los puntos de ingreso y descarga del sistema (entrada y salida).

El punto de ingreso del sistema se define como el punto de unión entre la red primaria y el sistema general de desagüe, la elección de éste punto depende de la gestión operativa de la red primaria, es decir, si se considera que hasta un punto dado de la red primaria tiene un área de aportación con un gasto considerable se elige dicho punto como inicio del sistema.

La descarga se puede realizar en un cuerpo de agua, esto depende de la cantidad y calidad del agua de descarga. Recordando que el principal objetivo de un sistema de drenaje pluvial es desalojar el agua precipitada, evitando o atenuando posibles

inundaciones, se establece que el punto de descarga del sistema general de desagüe se haga fuera de la cuenca que se desea proteger.

2.- Trazo de la conducción.

Una vez conocido los puntos entrada y salida del sistema, se ubican sobre un plano urbano para marcar distintos y posibles trazos del conducto, con ayuda de las siguientes recomendaciones:

- El trazo no debe cruzar ninguna construcción o las menos posibles a menos que se puedan adquirir mediante un pago o indemnización al propietario
- El trazo puede ir paralelo a carreteras o autopistas
- Evitar cambios de dirección bruscos
- El trazo puede seguir la pendiente positiva del terreno

Las recomendaciones anteriores son respecto a información superficial, no obstante, el conducto que se está diseñando es subterráneo, por lo que se requiere conocer en todos los trazos las posibles interferencias subterráneas que hay que evitar:

- Red de transporte colectivo subterráneo
- Red de abastecimiento de agua potable
- Red eléctrica
- Red de gas
- Oleoductos
- Cimentaciones de obras
- Túneles u otras interferencias profundas

Al conocer las interferencias subterráneas es posible que sea necesaria una modificación al trazo o su eliminación como alternativa.

3.- Techo.

Se entiende como techo a la separación que hay entre el lomo del emisor y el nivel superficial del terreno, el objetivo del techo es proteger estructuras superficiales de la existencias y proceso constructivo del túnel destinado a ser un interceptor o emisor.

Debido a que las dimensiones del emisor son considerables y que se trata de una obra de funcionamiento prioritario, se establece un techo mínimo de 30 m en zona urbana.

4.- Selección del trazo.

En los puntos anteriores se han mencionado aspectos que se deben de considerar para el diseño y/o trazo del acueducto, sin embargo, se han venido estudiando diferentes alternativas. Para definir la mejor alternativa y/o trazo del acueducto se hace mención de los siguientes aspectos que debe cubrir:

- La ubicación de las lumbreras debe ser de tal forma que no se requiera la adquisición o lo menos posible de predios que presenten algún grado de construcción.
- El techo mínimo a lo largo del acueducto debe ser de 30 m, a excepción de la parte final, es decir, si en la sección final se presentan techos de 5 m o menos, se recomienda terminar en canal.
- La profundidad constructiva máxima en una lumbrera lograda en México ha sido de 125 m, en la construcción del Túnel Emisor Oriente (TEO) por parte de la constructora Ingenieros Civiles y Asociados (ICA), por lo que es recomendable evitar superar dicha profundidad ya que se complica su construcción y aumenta el costo de la obra.
- Se recomienda que la relación entre gasto y pendiente debe ser tal que el diámetro estimado requiera de un escudo existente en el mercado.

5.- Dimensionamiento del conducto.

Para éste punto se conocen la entrada, salida y trazo o trazos del acueducto, por lo tanto, su longitud y pendiente, sin embargo, aún no se tiene el dimensionamiento total, es decir, falta diseñar el diámetro y para ello se emplea la ecuación de Manning:

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

$$Q = vA$$

$$Q = \frac{1}{n} A R h^{2/3} S^{1/2}$$

El cálculo del diámetro de la conducción se hace a conducto lleno, por lo que el diámetro teórico queda de la siguiente forma:

$$A = \frac{\pi D^2}{4}, P = \pi D$$

$$R h = \frac{A}{P}$$

$$R h = \frac{\frac{\pi D^2}{4}}{\pi D} = \frac{D}{4}$$

$$Q = \frac{1}{n} \frac{\pi D^2}{4} \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} S^{1/2}$$

$$D = \left[\frac{Q n 4^{5/3}}{\pi S^{1/2}} \right]^{3/8}$$

El diámetro teórico debe ajustarse a un diámetro comercial, se recomienda al diámetro inmediato superior.

Gasto:

El gasto de diseño para el conducto se estima tal como se indicó en el capítulo 1.2 “Cálculo del gasto de diseño” para el área de influencia al punto de inicio del conducto o puede ser un dato del proyecto.

Pendiente:

La pendiente se estima como la diferencia de cotas entre el inicio y fin del conducto entre la longitud total del trayecto. Es necesario aclarar que el punto de inicio del conducto debe tener 30 m como mínimo entre la superficie del terreno y el lomo del acueducto, es decir el techo mínimo del conducto debe ser de 30 m para evitar daños a estructuras superficiales.

Se pueden tener diferentes pendientes y diámetros a lo largo del conducto, aunque no sea muy recomendable, el cambio de pendientes debe ser muy suave para evitar salto hidráulico en el conducto.

Coefficiente de Manning:

El coeficiente de Manning depende del material del acueducto, en éstas circunstancias como se trata de un túnel el material para el coeficiente depende del material de recubrimiento. En general es concreto pulido ($n=0.014$)

6.- Selección de escudo.

Debido al proceso constructivo de éste tipo de acueductos se requiere de escudos para la excavación del túnel y de lumbreras constructivas cada cierta longitud, éstas lumbreras posteriormente cambian de uso, de ser constructivas pasan a ser lumbreras de ingreso, por lo que cuando se tenga el trazo definitivo se requiere estimar los gastos de ingreso por cada lumbrera y hacer diferentes simulaciones hidráulicas que involucren diferentes tormentas, combinaciones, es decir, diferentes escenarios posibles para definir el diámetro adecuado del conducto.

La selección del escudo es muy importante ya que éste tiene un impacto significativo en el costo total de la obra, para la selección del escudo es necesario tener información de la geología que hay a lo largo del trazo del conducto.

Es imprescindible tener un conocimiento detallado de la geología del trazo, es decir, conocer el tipo de suelo y las fallas geológicas que hay, ya que existen diferentes tipos de escudo para diferentes tipos de suelo, de igual forma cada tipo de escudo tiene un

radio de giro por lo que se debe tener en cuenta a la hora de realizar el trazo tratando de minimizar el número de lumbreras constructivas.

Otro aspecto importante a considerar en la selección del escudo es la longitud máxima que puede haber entre una lumbrera y otra, ya que éstas se deben ubicar en áreas que permitan su construcción, un área recomendada de 40x60 m, no deben de ubicarse sobre calles y se deben de localizar dentro del área de construcción de tal forma que el radio de giro del escudo no interfiera con construcciones aledañas.

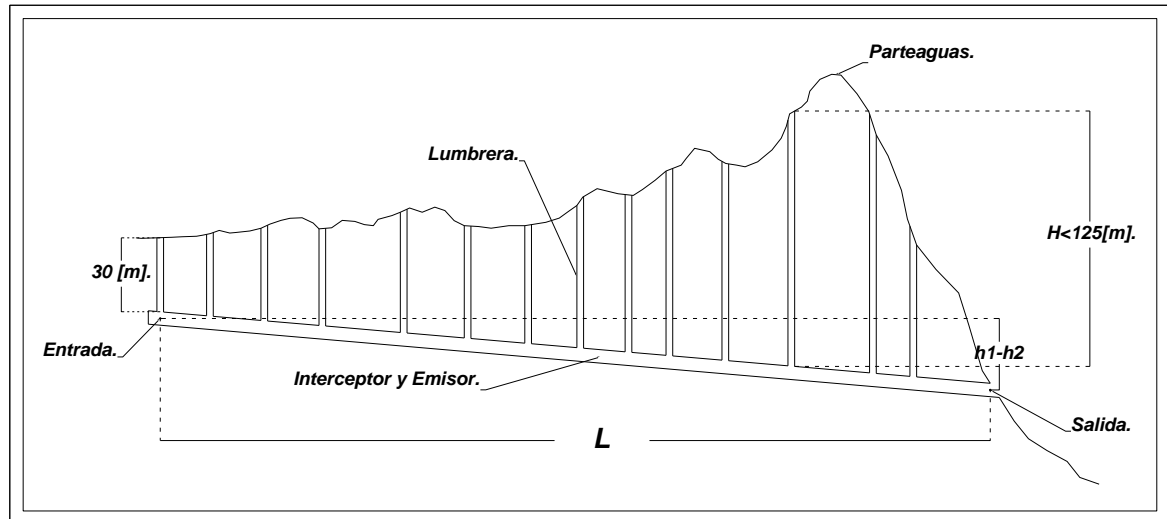


Figura 4.2 Perfil típico de un interceptor o emisor profundo.

7.- Revisión del diseño.

Como punto final del diseño se debe de hacer un modelo en el que se someta a diferentes escenarios posibles y con diferentes intensidades de tormenta. Esto se hace porque al diseñar un emisor por su proceso constructivo termina funcionando como un interceptor, con los resultados obtenidos del modelo y el criterio de operación se determina si el diámetro estimado en el punto 4 es adecuado o se requiere cambiar.

EPA SWMM es un software gratuito muy socorrido entre los ingenieros hidráulicos y sanitarios para la revisión de proyectos de drenaje sanitario, pluvial y combinado.

Stormwater Management Model (modelo de gerencia de aguas pluviales) de la EPA (SWMM) es un modelo dinámico de simulación de precipitaciones, que se puede utilizar para un único acontecimiento o para realizar una simulación continua en periodo extendido. El programa permite simular tanto la cantidad como calidad del agua evacuada, especialmente en alcantarillado urbano. Este modelo funciona con una serie de cuencas en las cuales cae el agua de lluvia y se genera el gasto de escurrimiento. La parte de transporte hidráulico del modelo, analiza el recorrido de éstas aguas a través de un sistema compuesto por tuberías, canales, obras de almacenamiento y tratamiento, bombas y estructuras reguladoras. De igual forma es capaz de seguir la evolución de la cantidad y calidad del gasto que escurre de cada cuenca, así como el

caudal, el nivel de agua en las lumbreras o la calidad del agua en la tubería y canal durante la simulación compuesta por múltiples intervalos de tiempo.

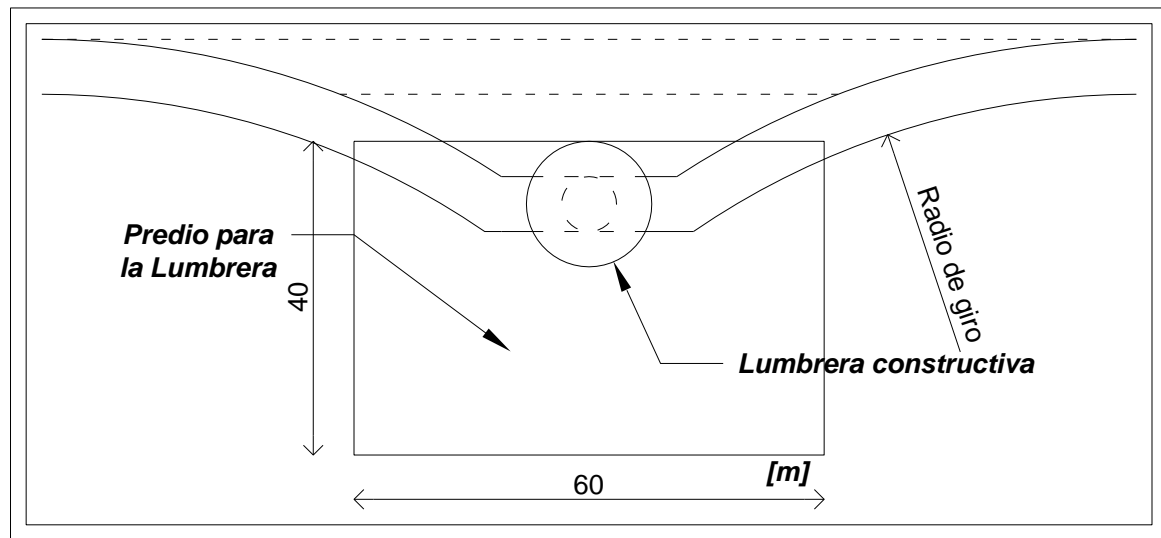


Figura 4.3 Detalle típico del arreglo de lumbrera.

4.2 Estructuras de conexión.

Como se ha mencionado anteriormente un sistema de drenaje pluvial se conforma de diferentes estructuras y subsistemas para tener un control y manejo óptimo del mismo, por lo que es necesario contar con elementos que sirvan de conexión entre los diversos subsistemas existentes.

Debido a las condiciones de un sistema general de desagüe, subterráneo en su mayoría, se requiere de estructuras que garanticen la continuación del flujo captado por las redes superficiales y semiprofundas al sistema general de desagüe, un sistema de drenaje profundo conformado por interceptores y emisores. Estas estructuras de conexión se conocen con el nombre de lumbreras adosadas, éstas estructuras se construyen dentro de las lumbreras constructivas, y como su nombre lo indica son lumbreras que tienen una pared colindante con una pared de la lumbrera constructiva.

Las lumbreras adosadas no sólo son estructuras de conexión entre los diferentes niveles de drenaje, también son estructuras diseñadas para la reducción de energía de flujo y así evitar problemas estructurales a la conducción de llegada debida a la gran carga estática que hay en la caída.

Las lumbreras adosadas por lo general reciben sus aportaciones de un conducto nombrado colector madrina, que está dotado de una caja de control para desviar/encausar el flujo hacia la lumbrera y así conectar con el siguiente nivel de drenaje.

En éste documento y capítulo se muestran dos tipos de diseño para lumbreras adosadas, estos diseños son los más usuales, conocidos y prácticos.

4.2.1 Lumbrera adosada de caída libre.

Para el desarrollo de las condiciones de diseño de éstas lumbreras se elaboraron diferentes estudios e investigaciones por parte del Instituto de Ingeniería de la UNAM en 1971 a cargo del Dr. Gilberto Sotelo Ávila y por parte de la Dirección General de Construcción de Obras Hidráulicas (DGCOH) en 1983 y 1984.

Las lumbreras adosadas de caída libre se caracterizan por dejar caer libremente el flujo a través de la lumbrera hasta un colchón de agua formado en su interior y así amortiguar la caída evitando daños en la conducción, es decir, el colector madrina funciona como canal formándose al final del mismo el tirante crítico del flujo.

Al caer el agua libremente, conforme se va almacenando el agua, se generan fluctuaciones en el nivel dentro de la lumbrera, por lo que se debe de modificar el comportamiento del fluido, para ello se requiere de un diseño cimentado en las siguientes ecuaciones y esquemas.

$$\frac{\bar{P}}{\gamma} = \left[\frac{Q}{g^{1/2}} \right]^{0.4} \left[1.596 \left(\frac{H_v}{D_l} \right) + 0.805 \right]$$

$$\frac{S_p}{\gamma} = 0.417 H_R \left[\frac{Q}{\sqrt{g} D_l^{2.5}} \right]^{1.51}$$

$$\frac{P_l}{\gamma} = \frac{\bar{P}}{\gamma} \pm K \frac{S_p}{\gamma}$$

$$H_R = H_C + y_C + \frac{v_0^2}{2g} - \frac{\bar{P}}{\gamma}$$

Donde:

P/γ : Carga de Presión media

P_l/γ : Carga de Presión sobre la losa

K : Coeficiente de confianza

S_p/γ : Desviación estándar de las fluctuaciones de la presión media

D_l : Diámetro de la lumbrera adosada

Q : Gasto

Para poder diseñar la conexión al drenaje profundo, es necesario determinar las siguientes variables: Gasto, velocidad del agua y ancho o diámetro del colector de llegada. También se requiere conocer: las elevaciones del terreno natural, la rasante hidráulica del colector de llegada, el nivel del tanque amortiguador, diámetro interno de

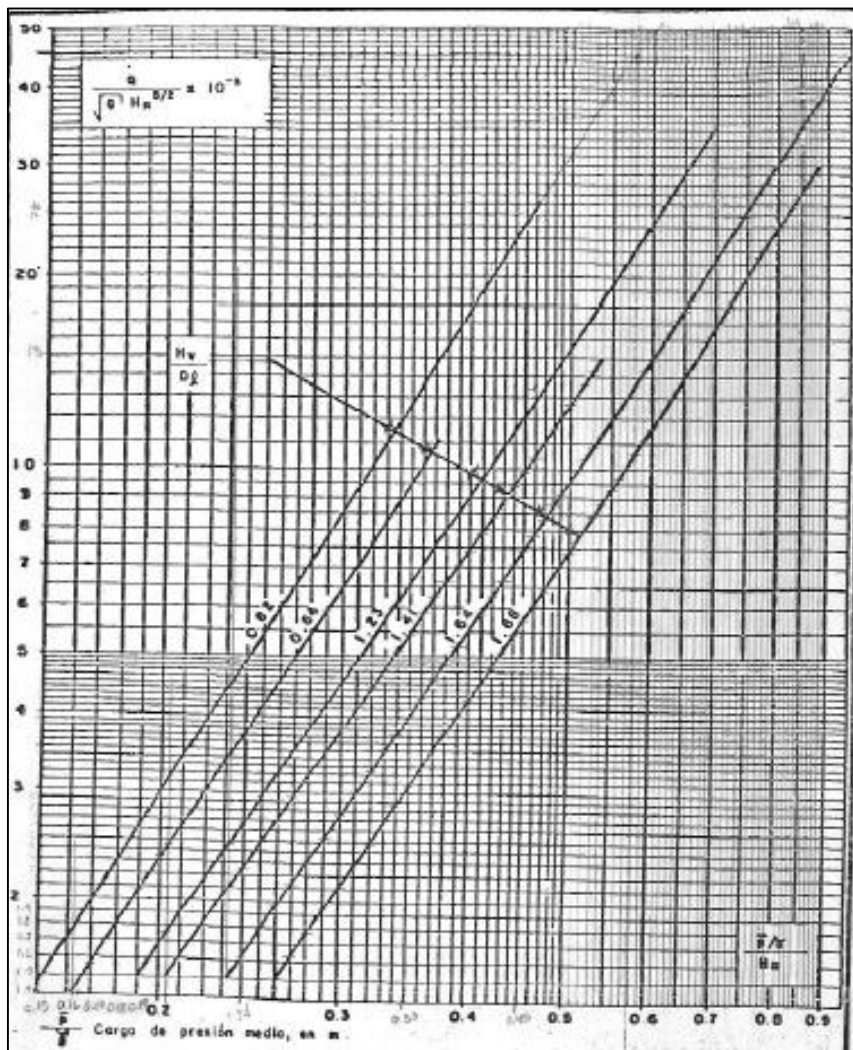
la lumbrera constructiva, la cota del vertedor y, finalmente, la plantilla del túnel profundo.

El aspecto más importante por considerar en el diseño de una lumbrera vertical, con la descarga mediante una caída libre, es el ahogamiento del canal de alimentación. Para fines de diseño se supone que el ahogamiento se produce cuando las fluctuaciones de la carga de presión sobrepasan la plantilla de la estructura de llegada.

Recomendaciones:

- Que el diámetro de la lumbrera adosada sea de un tubo de diámetro comercial
- El coeficiente de confianza K, depende del nivel de confianza que se quiera usar, en una distribución de probabilidades normal asignada a las fluctuaciones de la presión. Para el 90% de nivel de confianza: $K=1.65$, para el 95% de nivel de confianza: $K=1.96$
- Que la relación altura de vertedor entre diámetro de lumbrera (H_v/D_i) se encuentre entre 0.82 y 1.68

Figura 4.1 Determinación de carga de presión media sobre la losa de la estructura amortiguadora.



Fuente: Manual de DGCOH (Dirección General de Construcción de Obras Hidráulicas).

- Que la altura del vertedor sea menor a 3 m por cuestiones constructivas
- Mantener una ventilación constante en la lumbrera, es decir no colocarle tapas que la hagan hermética

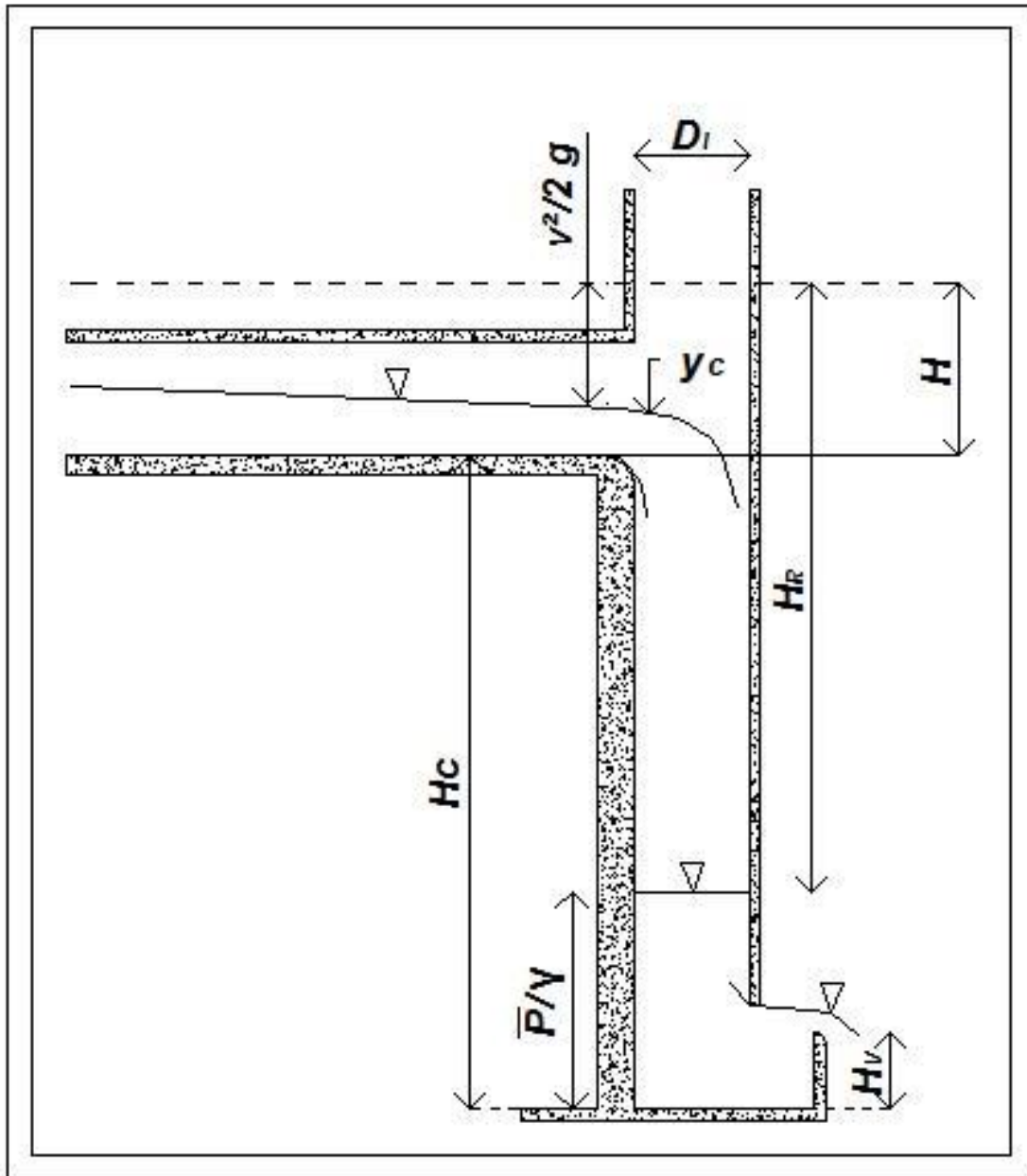


Figura 4.4 Lumbrera de Caída libre.

4.2.2 Lumbrera adosada con caída en espiral o de ranura horizontal.

Las lumbreras de caída libre pueden ser poco eficientes ante caídas de considerable profundidad, ya que se puede generar una excesiva agitación, ruido e impactos que dañen a la estructura inferior de llegada, para ello en el laboratorio de Hidráulica de la facultad de Ingeniería de la UNAM se realizó una investigación y modelamiento de una lumbrera con caída en espiral o de ranura horizontal a cargo del Dr. Gabriel Echávez

Aldape, M.I. Eduardo Rodal Canales y el Ing. Gerardo Ruiz Solorio, en el que concluye con una serie de recomendaciones de diseño para la optimización de la estructura, así como el porque resulta más ventajosa desde el punto de vista hidráulico y constructivo.

Las lumbreras de ranura horizontal, resultan más eficientes hidráulicamente, ya que no se requiere de un elemento secundario dentro de la lumbrera como un vertedor en el caso de una lumbrera de caída libre, además de disminuir sumamente el tirante formado por la estructura de amortiguamiento.

Éstas estructuras se caracterizan por tener una reducción y pendiente en el colector madrina, además de una entrada tangencial a la lumbrera y así poder pegarse en la pared de la misma.

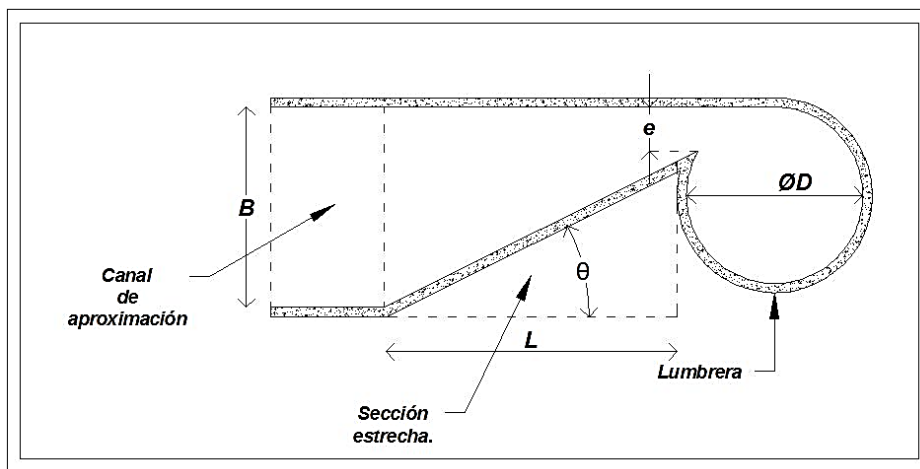


Figura 4.5 Vista en planta de lumbrera de ranura horizontal.

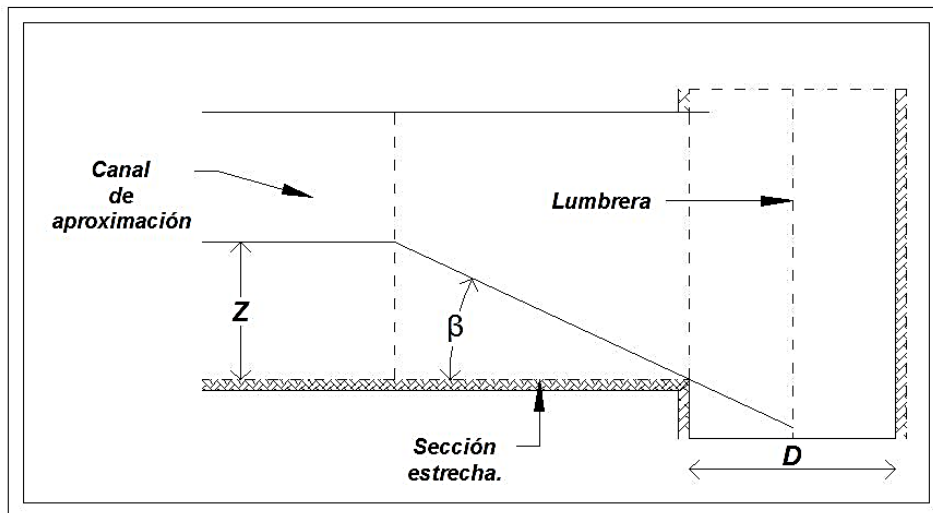


Figura 4.6 Vista lateral de lumbrera de ranura horizontal.

Para su diseño se requiere de las siguientes ecuaciones y esquemas.

$$D = K \left(\frac{Q^2}{g} \right)^{1/5}$$

$$K = 1.3$$

$$e = 0.25D$$

$$Z = L * \tan(\beta)$$

$$Q_c = \frac{e\sqrt{g} \left(\frac{2Z}{3} \right)^{3/2}}{\left[\cos(\beta)^{2/3} - \left(\frac{e}{B} \right)^{2/3} \right]^{2/3}}$$

$$Q_f = \left[\tan(\beta) * \frac{\pi D}{1 - \frac{1}{D}} \right]^{3/2} e\sqrt{g} \cos(\beta)^2$$

$$0.3D \leq h \leq 0.6D$$

Para evitar salto hidráulico en el conducto de descarga $Q_f > Q_c$, cuando no se cumple ésta condición se recomienda redimensionar β , l y B , a su vez se debe cumplir $Q_f \geq Q_c$ para que sea el diseño definitivo.

Donde:

B: Ancho de canal de aproximación

L: Longitud de la sección estrecha

e: Ranura vertical

D: Diámetro de la lumbrera

ϑ : Ángulo de estrechamiento.

θ : Ángulo de la rampa. $\theta \geq 20^\circ$

Z: Escalón de caída

Q: Gasto de ingreso

K: Factor de seguridad

g: Aceleración gravitacional

Qc: Gasto crítico

Qf: Gasto libre

h: Altura de disipación de la caída y conexión de la lumbrera con el emisor o interceptor

5. Regulación.

El hombre es un ser dinámico y social por su naturaleza misma, y es justo por ésta naturaleza que el hombre crea y modifica su entorno para tener un estilo de vida más confortable. La ciudad no es una excepción de ello, ya que crece cada vez más, es decir, se construyen más áreas grises evitando la infiltración natural del agua en el subsuelo e incrementa el flujo de escurrimiento por una tormenta. Para evitar una inundación y la saturación del sistema de drenaje pluvial por el aumento del escurrimiento se erigen estructuras que regulen el escurrimiento.

Las estructuras de regulación tienen como principal objetivo disminuir el gasto pico del hidrograma de la tormenta.

Las estructuras de regulación se caracterizan por ser de flujo horizontal, siendo éstas de forma regular e irregular, las primeras corresponden a Lagunas y tanques, y las segundas a Presas.

5.1. Tipos de estructuras de regulación.

La infiltración y evaporación del agua almacenada se considera despreciable por el corto periodo de tiempo del almacenamiento.

5.1.1. Tanques de regulación.

Los tanques de regulación por lo general son subterráneos y de dimensiones pequeñas, ya que se utilizan en fraccionamientos, centros comerciales, en general para evitar inundaciones en patios, estacionamientos o áreas de pequeñas dimensiones.

5.1.2. Lagunas de regulación.

Las lagunas de regulación son una buena opción para zonas muy planas, es decir, carentes de depresiones fuertes que permiten la construcción de presas para el control de avenidas.

5.1.3. Presas rompe picos.

Las presas rompe picos se proyectan en zonas de gran depresión dentro y/o fuera de la urbe, con el propósito de retener el mayor escurrimiento posible.

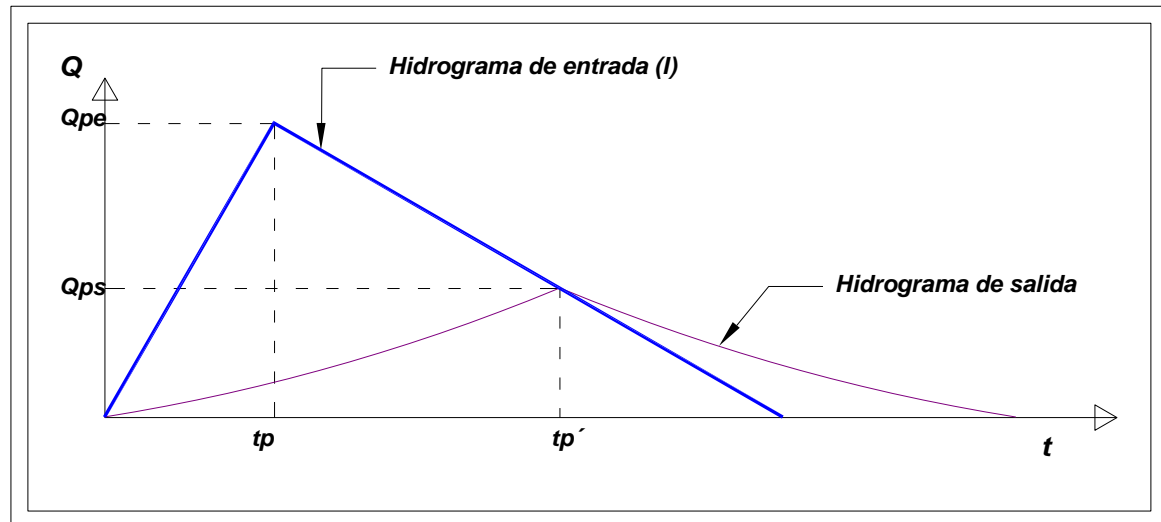


Figura 5.1.

En la figura 5.1 se muestran dos hidrogramas. El hidrograma de mayor anchura en su trazo representa el hidrograma de entrada producido por la tormenta y el hidrograma de menor anchura en su trazo representa la atenuación del primer hidrograma ante el tránsito de la avenida por la estructura de regulación.

Los sistemas de drenaje pluvial urbanos implementan la construcción de estructuras de regulación de escurrimientos extraordinarios para así evitar la saturación del sistema de drenaje y garantizar un correcto funcionamiento. Esto se logra almacenando todo el volumen de escurrimiento o el máximo posible en la estructura de regulación, posteriormente descargando de forma controlada el volumen almacenado.

Los elementos principales que conforman las estructuras de regulación son:

- El almacenamiento
- Cortina, bordes o muros
- Obra de toma (O.T.)
- Obra de excedencias, vertedor

El diseño hidráulico de las estructuras de regulación está en función de un proceso iterativo que busca la combinación más adecuada que optimice almacenamiento, dimensionamiento y costos.

De manera general el diseño hidráulico e hidrológico de las estructuras de regulación están en función de:

- Hidrograma de entrada (hidrograma de tormenta)

- Gasto de descarga permitido al sistema de drenaje
- Volumen de almacenamiento requerido o permitido
- Diseño hidráulico de las estructuras de entrada y descarga (O.T. y vertedor de excedencias)

Las estructuras de regulación definen el hidrograma de salida mediante un tránsito de avenida que está en función del hidrograma de entrada y de las características propias de la estructura (almacenamiento, O.T. y Vertedor). El fenómeno de la atenuación del gasto y el retraso del tiempo pico se debe al tiempo de almacenamiento del fluido dentro de la estructura de regulación.

Antes del tiempo de intersección de los hidrogramas, el gasto que entra es mayor que el que sale y por lo tanto el almacenamiento estará aumentando y su nivel subiendo. Después del tiempo de intersección, ocurre lo contrario, pues el gasto de salida es mayor que el de entrada, es decir que comienza el vaciado. Por lo tanto, en el punto de intersección donde los gastos son iguales, no existe cambio de almacenamiento ni de nivel, de manera que ocurren el almacenamiento y gasto de salida máximos (Sólo en estructuras que trabajan sin compuertas. Entrada y salida libre).¹

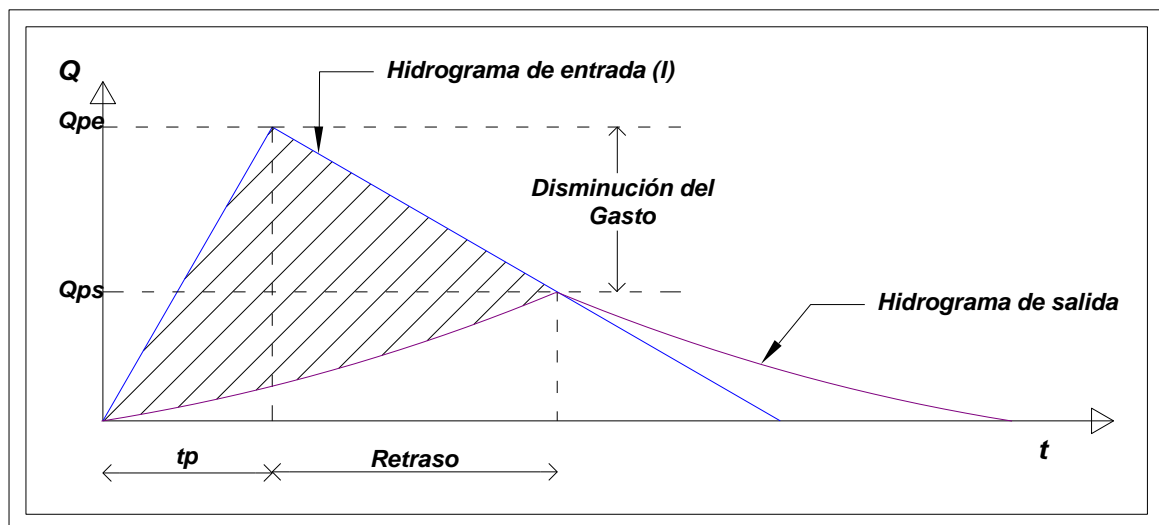


Figura 5.2.

5.2. Funcionamiento Hidráulico.

Los dimensionamientos de las estructuras de regulación dependen básicamente del espacio disponible para su construcción. Por otra parte, el dimensionamiento del volumen de almacenamiento y de los niveles de operación de las estructuras dependen de:

1. Características físico – urbanas de las cuencas de captación pluvial
2. Tormenta (Hidrograma de entrada)

¹ Introducción a la Hidrología Urbana. Daniel Francisco Campos Aranda, 2010.

3. Características (Capacidades y limitantes) de las estructuras de entrada y salida (alimentadoras y de descarga)
4. Posibles limitantes por afecciones a terrenos particulares en las inmediaciones del sitio destinado para la estructura de regulación

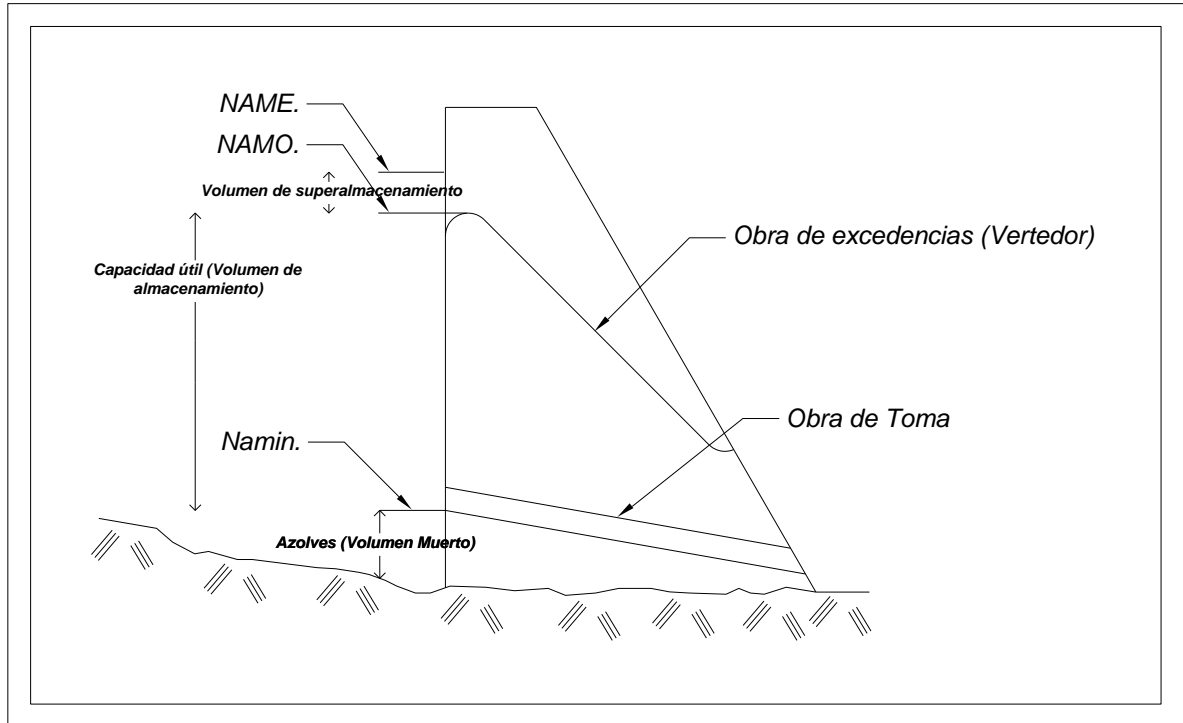


Figura 5.3 Niveles de operación en cualquier estructura de regulación.

Las dimensiones y los niveles de operación se determinan a través del tránsito de avenida, es decir, a través de un proceso matemático iterativo.

- **Namin**: Nivel de aguas mínimo, en general representa el nivel máximo posible de azolves que se arrastran en el flujo. El nivel de azolves se obtiene de un estudio de arrastre de sólidos en el flujo, para el caso de estructuras de regulación el Namin es despreciable ya que se tiene un mantenimiento periódico mínimo uno cada año en el que se desazolva la estructura.
- **NAMO**: Nivel de aguas máximas ordinarias, es el nivel máximo de almacenamiento en la estructura de regulación en el que no trabaje la Obra de Excedencias (vertedor).
- **NAME**: Nivel de aguas máximas extraordinarias, es el nivel de máximo almacenamiento de la estructura de regulación, para este nivel la Obra de Excedencias trabaja con el gasto máximo posible para la cual fue diseñada.

5.3. Tránsito.

La simulación del tránsito de avenida es un proceso matemático que parte de la ecuación de continuidad:

$$I - O = \frac{\Delta V}{\Delta t}$$

Donde:

I: Hidrograma de entrada

O: Hidrograma de salida

$\Delta V/\Delta t$: Variación en el tiempo del volumen almacenado

El hidrograma de entrada es un dato conocido y el volumen de almacenamiento está en función de la estructura de regulación. Debido a que el hidrograma de entrada y salida son representaciones gráficas de la variación del gasto en el tiempo, es decir, no se pueden representar en un solo y único número por lo que la ecuación de continuidad se expresa en diferencias finitas como:

$$\frac{I_i + I_{i+1}}{2} - \left(\frac{O_i + O_{i+1}}{2} \right) = \frac{V_{i+1} - V_i}{\Delta t}$$

i, i+1: Indican valores al inicio y final de un intervalo de tiempo Δt para el tránsito.

Δt : Es la unidad de intervalo de tiempo para el análisis del tránsito, el cual se recomienda menor o igual a una décima parte del tiempo pico ($\Delta t \leq 0.1t_p$) para tener una mejor aproximación a la forma del hidrograma de salida.

Las condiciones iniciales del tránsito dependen de las condiciones físicas de la estructura de regulación y del volumen almacenado que tiene en el momento del tránsito.

El gasto del hidrograma de salida y del volumen almacenado para la simulación de tránsito dependen de la condición inicial de la estructura de regulación. Es decir, la estructura puede estar vacía, llena o con cierto volumen almacenado. El tránsito a vaso lleno depende de la condición de compuerta o apertura en la obra de toma, no obstante, la condición inicial ideal es a vaso vacío para así poder almacenar un mayor volumen.

En la ecuación de continuidad expresada en diferencias finitas se presentan dos incógnitas, El gasto de salida y volumen de almacenamiento al final del intervalo Δt (O_{i+1} , V_{i+1}), para ello se despeja el volumen al final del intervalo de la ecuación de continuidad:

$$V_{i+1} = \{(I_i + I_{i+1}) - (O_i + O_{i+1})\} \frac{\Delta t}{2} + V_i$$

En el que todas las variables se conocen a excepción del gasto de salida al final del intervalo de tiempo. Los gastos de entrada se obtienen del hidrograma de entrada, el intervalo de tiempo se propone, el volumen de almacenamiento y gasto de salida inicial dependen de las condiciones del vaso (vacío, lleno o intermedio), por lo que el gasto de salida final está en función de las elevaciones del agua, de la obra de toma y del vertedor,

así como de su política de operación. Para continuar con el tránsito de la avenida se requiere conocer la curva de elevaciones capacidades que nos permite saber el volumen almacenado correspondiente a una elevación.

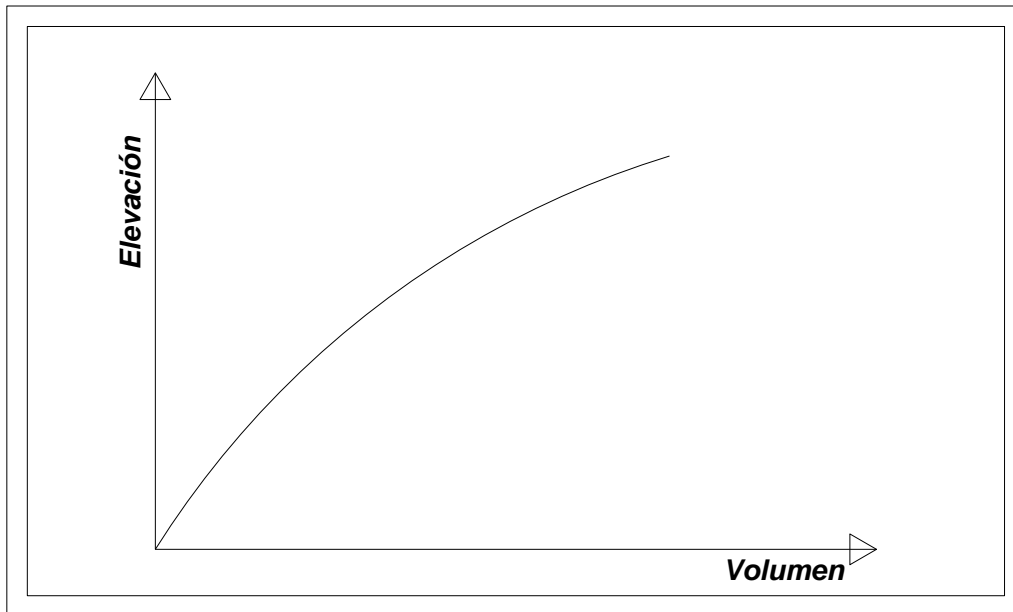


Figura 5.4 Curva elevaciones capacidades.

El gasto de salida al final del intervalo depende de la elevación a la que se encuentre el agua, así como las obras de toma y excedencias, generalmente las obras de toma son orificios y las obras de excedencias son vertedores por lo que los gastos por ambas estructuras quedan:

$$Q_o = CdA\sqrt{2gH}$$

$$Q_v = CLH^{3/2}$$

Q_o: Gasto por obra de toma (OT)

Q_v: Gasto por vertedor (OE)

C_d: Coeficiente de descarga para orificios

C: Coeficiente de descarga en vertedor

A: Área del orificio

g: Aceleración gravitacional

H: Carga hidráulica

L: Longitud de vertedor

Ahora que se conocen todas las variables involucradas en el tránsito de avenida se recomienda hacer la siguiente tabla de cálculos para poder concluir con el tránsito de la avenida en una estructura de regulación, no obstante, existen diferentes métodos numéricos para resolver ecuaciones que carecen de solución analítica.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		<i>Condiciones iniciales.</i>				<i>Gasto</i>	<i>Volumen</i>	<i>Elevación</i>	<i>Gasto</i>	<i>Diferencia</i>
<i>i</i>	<i>t(s)</i>	<i>I_i</i>	<i>V_i</i>	<i>E_i</i>	<i>I_{i+1}</i>	<i>O_{i+1}</i>	<i>V_{i+1}</i>	<i>E_{i+1}</i>	<i>O_{i+1}</i>	Δ

- En la primera columna se colocan los tiempos i 's (1,2,3,...,n).
- En la segunda columna se coloca el tiempo correspondiente a cada i (0, Δt ,2 Δt ,...,n Δt).
- En la tercera columna se colocan los gastos de entrada a la estructura de regulación (se obtienen del hidrograma de entrada).
- La cuarta columna corresponde al volumen de almacenado, para el primer instante ($i=1, \Delta t=0$) se coloca el volumen almacenado para la condición inicial, en el caso de vaso vacío el volumen almacenado es cero, y en el caso de vaso lleno el volumen es la capacidad de la estructura a nivel del NAMO.
- La quinta columna corresponde a las elevaciones del agua para cada instante, ésta se obtiene de la curva elevaciones capacidades, se conoce el volumen almacenado (columna anterior) por lo cual sólo se obtiene de la curva la elevación para el volumen dado.
- En la sexta columna se colocan los gastos de entrada correspondientes al siguiente i o al final del intervalo de tiempo (se obtiene del hidrograma de entrada).

Hasta ahora todos los parámetros con los que se ha alimentado la tabla, son valores conocidos, ya sea por las condiciones iniciales con las que se inicia el tránsito (volúmenes, elevaciones e intervalos de tiempo) o por los gastos conocidos de entrada (hidrograma de la tormenta).

- En la séptima columna se coloca un valor supuesto y lógico de un gasto de salida, esto con base en el gasto de entrada, la elevación del agua y de las obras de toma y excedencias y de la política de operación.
- Debido a que se conocen todos los parámetros que alimentan a la ecuación del volumen de almacenamiento al final del intervalo (V_{i+1}) se procede a estimarlo, siendo así la octava columna correspondiente a dichos valores.
- En la novena columna se colocan las elevaciones finales del intervalo, es decir se colocan las elevaciones correspondientes al volumen de almacenamiento

estimado en la columna anterior (se obtienen de la curva elevaciones capacidades).

- Para la décima columna se coloca el gasto real en función de la elevación anterior, es decir, al conocer la elevación del agua y de las obras de toma y excedencias junto con la política de operación se calcula el gasto de salida real por la obra de toma, el vertedor o ambas.

La undécima columna es opcional, ya que en ésta corresponde a la diferencia entre el gasto real y el supuesto. Como se mencionó anteriormente, el tránsito de una avenida es un proceso iterativo, por lo cual para poder pasar a la siguiente fila se hará únicamente cuando la diferencia entre el gasto real y el gasto supuesto sea cero o cercano a cero, de igual forma los valores definitivos con los subíndices $i+1$ serán los valores correspondientes a los subíndices i en la fila siguiente.

En el caso de una revisión de una tormenta y la estructura de regulación, se recomienda observar el tamaño de la avenida y de la estructura antes de hacer el tránsito, ya que puede que la estructura de regulación sea muy grande y almacenar todo el volumen de la avenida.

5.4. Condiciones a cumplir de las estructuras de regulación.

El funcionamiento hidráulico de la regulación se vio en el apartado anterior, no obstante, es imprescindible tocar el tema del funcionamiento hidráulico en la entrada y salida de la estructura. El funcionamiento ideal para el sistema es que la entrada y salida sean a gravedad, no obstante, se presentan las siguientes combinaciones de funcionamiento.

Entrada	Salida	Condición
Gravedad	Gravedad	Ideal
Gravedad	Bombeo	Aceptable
Bombeo	Gravedad	Aceptable
Bombeo	Bombeo	Evitar

De las anteriores combinaciones la más favorable y desfavorable son la primera y la última respectivamente, esto es porque, para la segunda combinación sólo se presenta bombeo para desalojar el agua de la estructura y en caso de presentar un fallo el agua desborda por obra de excedencias, a diferencia de la tercera combinación, en la cual el equipo de bombeo debe de estar siempre en buenas condiciones ya que si el equipo de bombeo falla la saturación del sistema de drenaje es inminente, provocando una posible inundación. La última combinación y la más desfavorable no requiere gran explicación ya que tanto la entrada como salida de la estructura son por bombeo, implicando un

mayor mantenimiento periódico para evitar fallas en el sistema, además de aumentar su costo de operación por la energía requerida para los equipos de bombeo y la primera combinación representa la condición ideal, siendo ésta la mejor y más recomendable.

5.5. Política de operación.

A partir de los resultados y análisis de las simulaciones de tránsito de avenida para diferentes condiciones en la estructura vaso vacío, lleno, intermedio, posicionamiento de la OT y OE se determina una política de operación. Recordemos que la obra de toma maneja gastos pequeños que son gastos de demanda para desalojar el agua de la estructura, por su parte la obra de excedencias tiene el propósito de desalojar el agua ante una avenida superior a la de diseño, evitando un accidente.

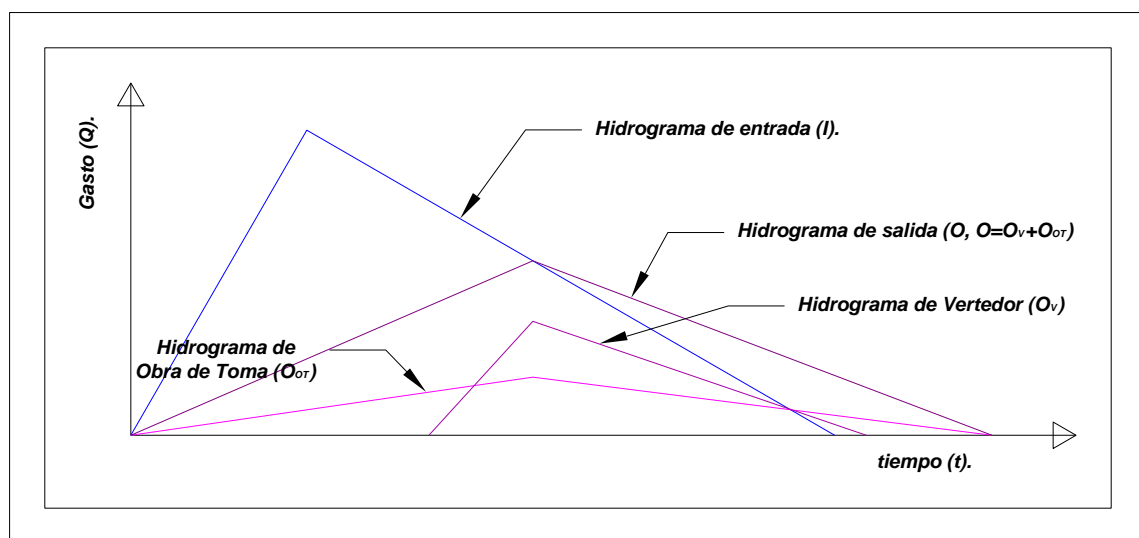


Figura 5.5.

La condición ideal para una estructura de regulación es que sea capaz de almacenar todo el volumen de escurrimiento producido por la tormenta de diseño, sin embargo, es muy raro que se presente una condición ideal en la práctica profesional, y es por ello que se elaboran políticas de operación con el propósito de alcanzar la máxima eficiencia posible de la obra.

Cada obra de ingeniería civil es única e irrepetible, se pueden tener estructuras similares, mas no iguales, ya que las condiciones de diseño y construcción, por mencionar sólo un par, varían. De igual forma cada obra de regulación tiene su propia política de operación, y ésta se deriva de las condiciones de diseño y de tránsito de avenida como se ha mencionado anteriormente.

Una política de operación puede ser vaciada en información gráfica mediante los hidrogramas de entrada y salida de la obra regulación, ya que muestra de manera visual la regulación que tiene la obra mediante diferentes situaciones o maniobras. A continuación, se describen 3 políticas de operación.

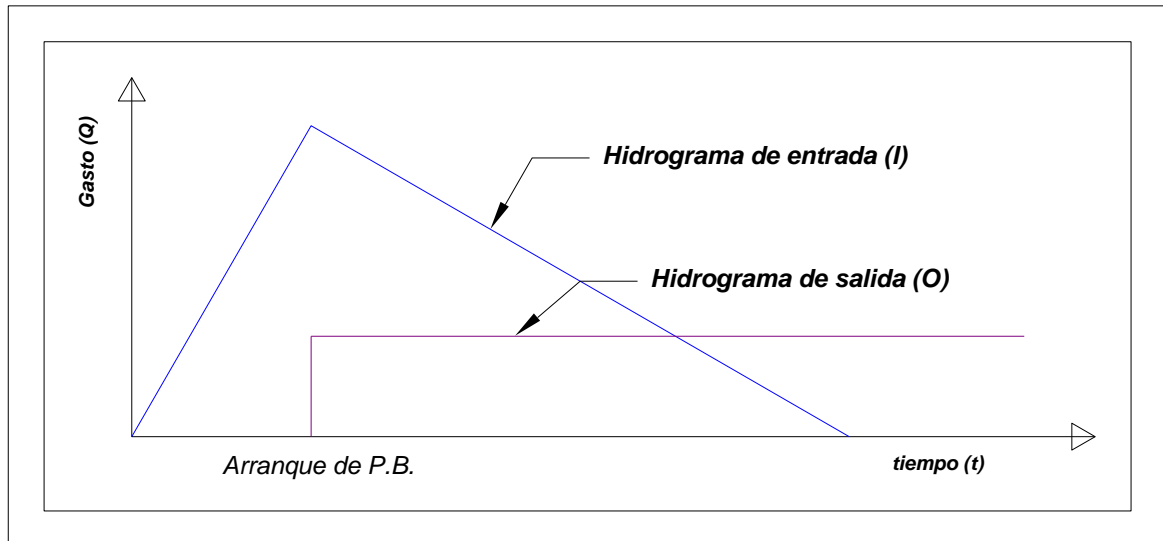


Figura 5.6 Política de operación con bombeo para el vaciado de la estructura.

La figura 5.6 muestra una política de operación en la que para un tiempo determinado se debe de hacer el arranque del equipo de bombeo para el desalojo del agua contenida en la estructura reguladora, debido a que las bombas están diseñadas para trabajar a gasto constante, el hidrograma de salida de la figura se compone de dos líneas rectas, la primera es vertical indicando el arranque de bombeo, prolongándose hasta el gasto con el que trabaja el equipo de bombeo, punto de inicio para la segunda línea, siendo ésta horizontal denotando el gasto constante de desalojo de agua por parte del equipo de bombeo.

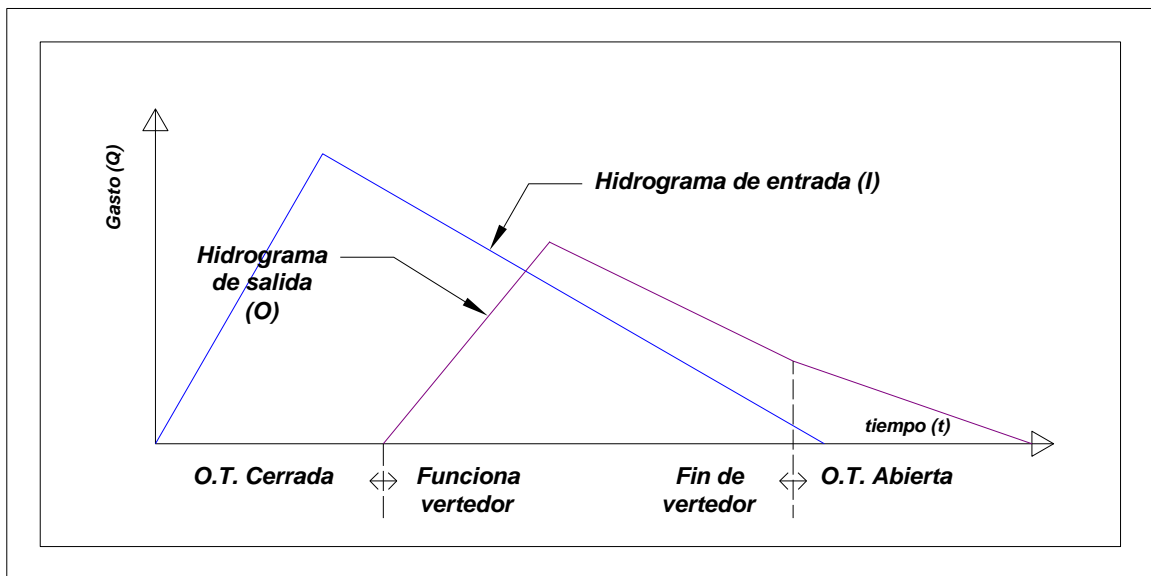


Figura 5.7 Política de operación con obra de toma cerrada, funcionamiento de vertedor y vaciado con obra de toma.

En la figura 5.7 muestra una política de operación en la que se permite que trabaje la obra de excedencias (vertedor) para la regulación del gasto de entrada y utilizando la obra de toma únicamente para el vaciado de la estructura.

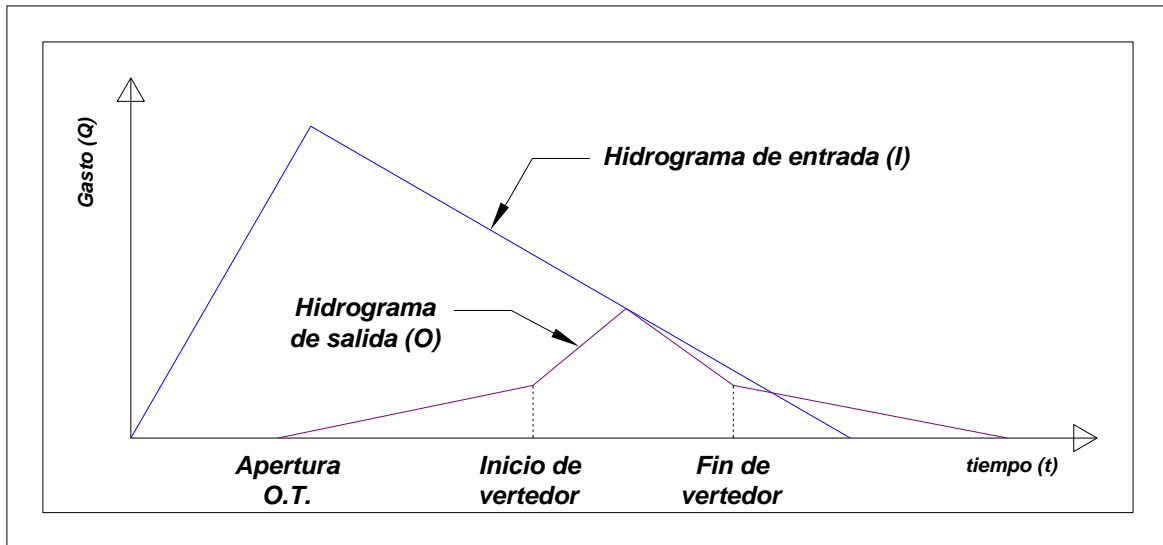


Figura 5.8 Política de operación con apertura de obra de toma y funcionamiento de vertedor.

En ésta última figura la política de operación indica una apertura de la obra de toma para que inicie su funcionamiento a cierto tiempo, posteriormente la obra de excedencias participa en el desalajo del agua, como medida de seguridad, ya que la obra de toma no posee la capacidad de desalajo suficiente para evitar el funcionamiento del vertedor. Una vez concluido el trabajo del vertedor la obra de toma continua su funcionamiento para el vaciado de la obra, es necesario aclarar que la obra de toma no dejó de operar en ningún momento.

Los hidrogramas de salida para una estructura de regulación pueden ser diferentes aun cuando se trate de la misma tormenta y estructura, por lo que se puede concluir que el hidrograma de salida es una radiografía confiable de la política operativa del sistema, no obstante, otra herramienta gráfica de la política operativa de una estructura de regulación es la curva tiempo elevaciones. Esta curva indica la elevación del agua en la estructura para cierto tiempo, por lo que se puede determinar la maniobra requerida para cierto tiempo o elevación del agua en la estructura.

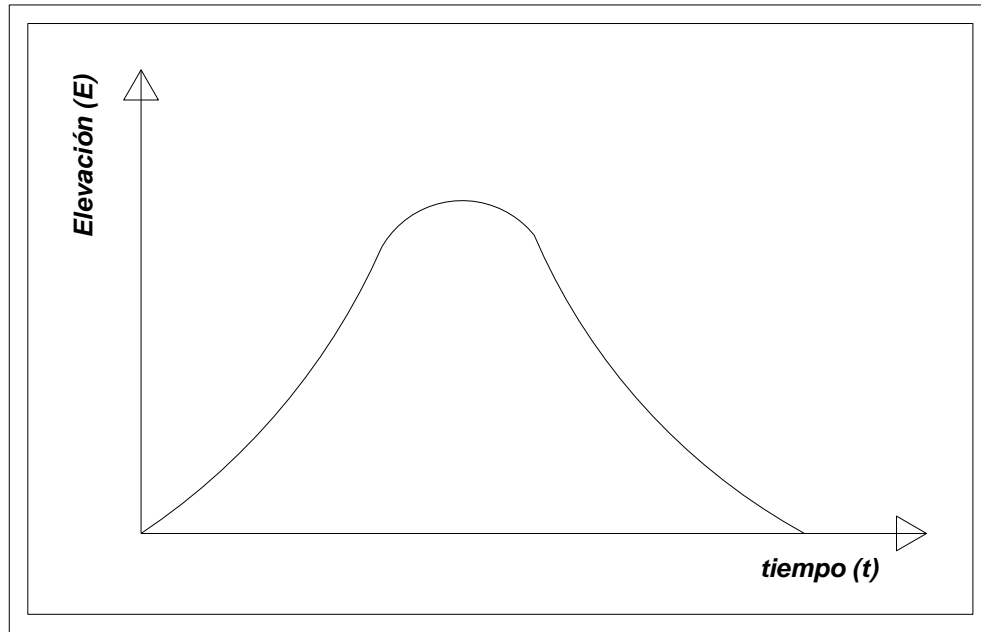


Figura 5.9 Curva Tiempo Elevaciones.

6. Plantas de bombeo de aguas pluviales.

Las plantas o estaciones de bombeo no se utilizan únicamente en sistemas de abastecimiento de agua potable, ya sea extracción y conducción de la misma. En los sistemas de drenaje pluvial se utilizan para dar suficiente carga al flujo que se desea desalojar, siempre y cuando no sea posible por gravedad.

Los componentes principales que definen a una planta de bombeo de éste tipo son:

Caja de control: Este elemento se encarga de desviar/direccionar el flujo para la planta de bombeo. El desvío del flujo se lleva a cabo por el uso de compuertas y se puede efectuar fuera del predio donde se encuentre la planta.

Lumbrera de rejillas: El principal objetivo de éste elemento es separar todos los residuos sólidos que arrastra el flujo.

Túnel de unión: Es un elemento que por su longitud funciona como tubo corto, su objetivo es unir la lumbrera de rejillas con el cárcamo de bombeo.

Cárcamo o tanque de bombeo: Esta estructura es un elemento de convergencia de las aguas pluviales captadas y transportadas por la red de drenaje, es decir, este elemento se encarga de coleccionar el agua.

En éste documento se hace un puntual estudio en los cárcamos circulares de bombeo, ya que su geometría es muy demandada en sistemas de drenaje pluvial, esto por la mayor eficiencia espacial de su construcción, a diferencia de los cárcamos rectangulares.

Equipo de bombeo: El equipo de bombeo está compuesto por todos los elementos electromecánicos que se encargan de suministrar la carga suficiente al flujo para ser desalojado.

Se recurre a plantas de bombeo en sistemas de drenaje pluvial cuando:

- Hay una diferencia de cotas entre la conducción y el sitio de vertido o disposición final, es decir, la elevación donde se encuentra el agua está por debajo de la corriente, cuerpo de agua o sitio de descarga y disposición final.
- Los costos de construcción son muy elevados debido a la profundidad a la que se instalarían los colectores, interceptores o emisores a fin de trabajar por gravedad.

El objetivo principal de una planta de bombeo es suministrar de energía/carga al agua, es por ello que esté conformada por un cárcamo de bombeo, por los equipos de bombeo y elementos auxiliares de las mismas. Es por ello que las características de diseño dependan de la capacidad y método constructivo a emplear.

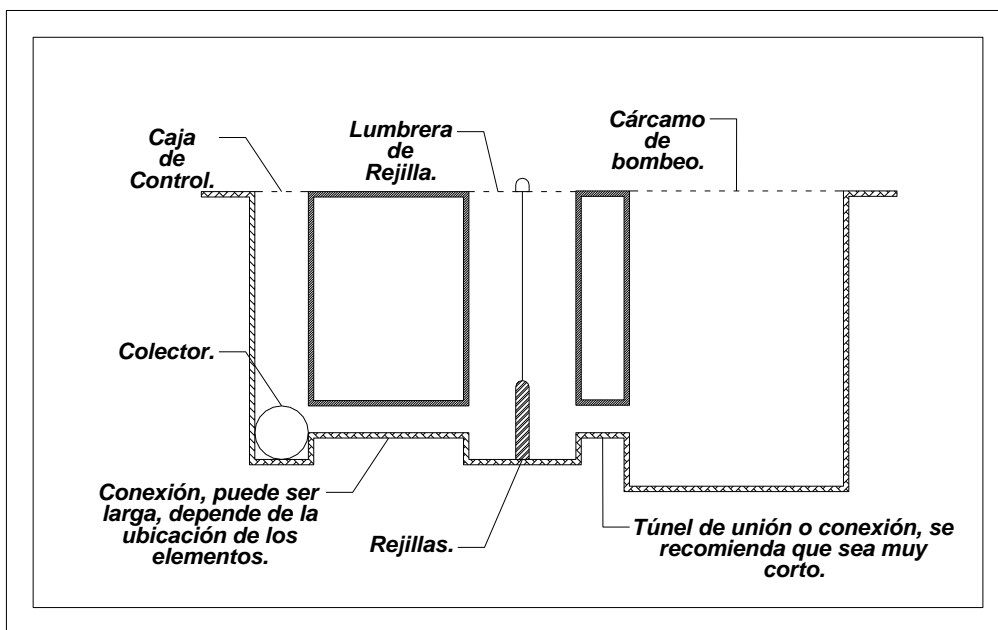


Figura 6.1 Planta de Bombeo, Corte transversal.

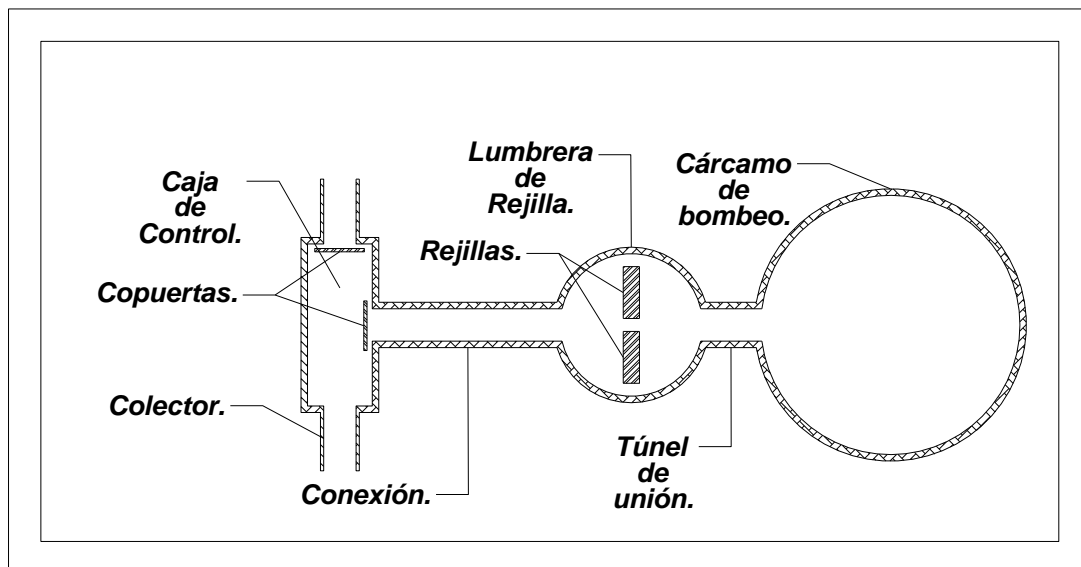


Figura 6.2 Planta de Bombeo, Planta.

6.1 Ubicación de la planta.

Existen diferentes aspectos para la selección del sitio para la planta de bombeo. De manera general se consideran los siguientes: Se debe de contar con un acceso adecuado que garantice una operación segura, acciones de mantenimiento y de emergencia en cualquier momento. Las condiciones hidráulicas deben tener primordial importancia en la selección del sitio, así mismo, el sitio no debe presentar subsidencia geológica por efecto de los escurrimientos superficiales producidos durante las lluvias, también se debe contar con un área de estacionamiento y maniobras de maquinaria.

Para la optimización del espacio y evitar el fenómeno de subsidencia diferencial se ha optado por un diseño de plantas de bombeo con cárcamo circular.

Se define subsidencia como: el fenómeno geológico de hundimiento progresivo de la superficie del terreno como consecuencia de trabajos de minería, colapso de cavidades subterráneas, extracción de agua o de petróleo, o desecación. Que, para el caso del Valle de México, se presenta por la extracción de agua.

Los cárcamos circulares de bombeo requieren menos área para su construcción, por lo que, la probabilidad de que el fenómeno de subsidencia se presente de manera homogénea en todo el cárcamo es mayor, que, en uno de sección rectangular de área superior, produciendo grandes daños para su operación, por ejemplo, un hundimiento diferencial puede causar inclinación en el eje impulsor de la bomba (flecha), produciendo esfuerzos cortantes con tendencia a tronarla, reduciendo su tiempo de vida.

Ventajas:

- Maximización del espacio disponible para su construcción
- Subsidencia homogénea en toda el área del cárcamo

Desventajas:

- Aceleración del hundimiento

Como se puede notar, las ventajas del cárcamo circular de bombeo producen su mayor desventaja, no obstante, se recurre a su implementación por la necesidad del aprovechamiento de las áreas disponibles para la construcción de estos elementos.

6.2 Selección del equipo de bombeo.

La selección del equipo de bombeo depende prácticamente de tres elementos:

- La carga por vencer.
- El gasto de bombeo.
- Paso de esfera (diámetro de cuerpo solido que puede pasar por los impulsores sin dañar la bomba)

Las características demandadas por el sistema (carga, gasto y paso de esfera) se comparan con las curvas características de las bombas. En éstas curvas se obtiene la siguiente información de la bomba.

- Gasto
- Carga
- Eficiencia
- Potencia
- Nivel mínimo de sumergencia
- Paso de esfera
- Entre otros

A continuación, se recomienda la siguiente metodología para la selección del equipo de bombeo.

- 1.- Obtención de un catálogo de bombas con sus respectivas curvas características.
- 2.- Seleccionar todos los equipos de bombeo que cumplan con la carga demandada.
- 3.- De la selección anterior se descartan todos los equipos que tengan paso de esfera menor al que circulará en el flujo.
- 4.- Debido a que se desea bombear un gasto pluvial, es probable que sea necesario la adquisición de varios equipos de bombeo por lo que a continuación se sugiere la forma de seleccionar el número de equipos.
 - 4.1.- Se seleccionan todas las bombas del punto 3 que satisfagan la carga demandada para cierto gasto con una eficiencia igual o mayor al 80%.
 - 4.2.- Se divide el gasto de bombeo entre el gasto de cada bomba para conocer el número de equipos requeridos, cabe recordar que, a mayor número de bombas y gasto aportado por cada una, el proyecto aumenta de precio por lo que se sugiere hacer un balance económico del número de equipos seleccionado, además de que a mayor número de equipos de bombeo, se requiere de mayor área, aumentando el diámetro del cárcamo de bombeo.
 - 4.3.- Si la división del gasto de bombeo entre el gasto por bomba da un número fraccionario se redondea al número entero próximo superior al fraccionario obtenido.

6.3 Diseño de la planta de bombeo.

Una planta de bombeo es el conjunto armónico de diferentes elementos, por lo que cada elemento depende de las condiciones y diseño del elemento que lo antecede.

6.3.1 Caja de control.

Como se mencionó al inicio de éste capítulo, las cajas de control son elementos que se encargan de direccionar y controlar el ingreso de gasto a una estructura específica, en el caso de plantas de bombeo las cajas de control pueden o no situarse dentro y fuera del predio destinado a la planta.

Por lo general estos elementos controlan el ingreso del gasto a la estructura por medio de compuertas, y su dimensionamiento está en función de la velocidad del flujo y

dimensionamiento del colector de llegada, de las elevaciones del terreno natural, de la rasante hidráulica del colector de llegada, del gasto por servir, por nombrar algunas.

Estas estructuras requieren de dos pares de compuertas deslizantes colocadas de manera perpendicular al flujo apoyadas sobre un par de muros que no lleguen al techo de la caja y que en su parte superior estén redondeadas para trabajar como vertedor de excedencias y así evitar que entre en carga.

6.3.2 Lumbrera de rejillas.

La lumbrera de rejillas constituye una obra estructural importante en el funcionamiento de las plantas de bombeo. Debe situarse aguas arriba del cárcamo, para eliminar la entrada de cualquier material grueso a la lumbrera de succión o cárcamo de bombeo que pueda perjudicar el funcionamiento del equipo.

Aguas arriba de las rejillas debe proveerse de una zona de transición para obtener, en lo posible, una velocidad uniforme a través de las mismas, lo que redundaría en su eficiencia como retenedor de sólidos y en la disminución de la pérdida de energía en ellos.

Las rejillas deben ser removibles para su mantenimiento y limpieza, o bien, estar dotadas de algún sistema mecánico que elimine el material retenido por ellas, para evitar detener el funcionamiento del sistema se recomienda colocar un mínimo de dos juegos de rejillas, permitiendo extraer y limpiar una, mientras la otra se encuentra en operación.

Por otra parte, las rejillas deben formarse a base de soleras de acero estructural, paralelas entre sí, y de separación ligeramente menor o igual al paso de esfera especificado por el fabricante de los equipos de bombeo.

6.3.2.1 Condiciones hidráulicas.

La velocidad en el canal de llegada o en el área neta de las rejillas debe estar contenido entre 0.30 y 0.90 m/s, con el fin de no disminuir una velocidad autolimpiante o se eleve tanto que disperse los materiales retenidos por la rejilla.

La pérdida de carga a través de la rejilla no debe afectar el bordo libre del canal o el ducto de llegada.

La velocidad neta a través de la rejilla debe ser menor a 1,25 m/s, con lo que se evitan vibraciones excesivas.

Al colocarse un obstáculo (rejillas) sobre el flujo del agua, se produce una pérdida de energía. Esta pérdida se puede ser estimada con un buen grado de aproximación, mediante la ecuación de Kirschmer:

$$K_r = C_f \left(\frac{s}{b} \right)^{4/3} \sin \theta$$

Donde:

K_r : Coeficiente de pérdida por rejilla, adimensional

C_f : Coeficiente que depende de la forma de la rejilla, adimensional

s : Espesor de las soleras de la rejilla, en m

b : Espacio libre entre las soleras, en m

θ : Ángulo formado entre la horizontal y la rejilla

La pérdida por rejillas se obtiene aplicando la expresión general de pérdida local:

$$h_r = K_r \frac{v^2}{2g}$$

Donde:

v : Velocidad media frente a las rejas (como si éstas no existieran), en m/s.

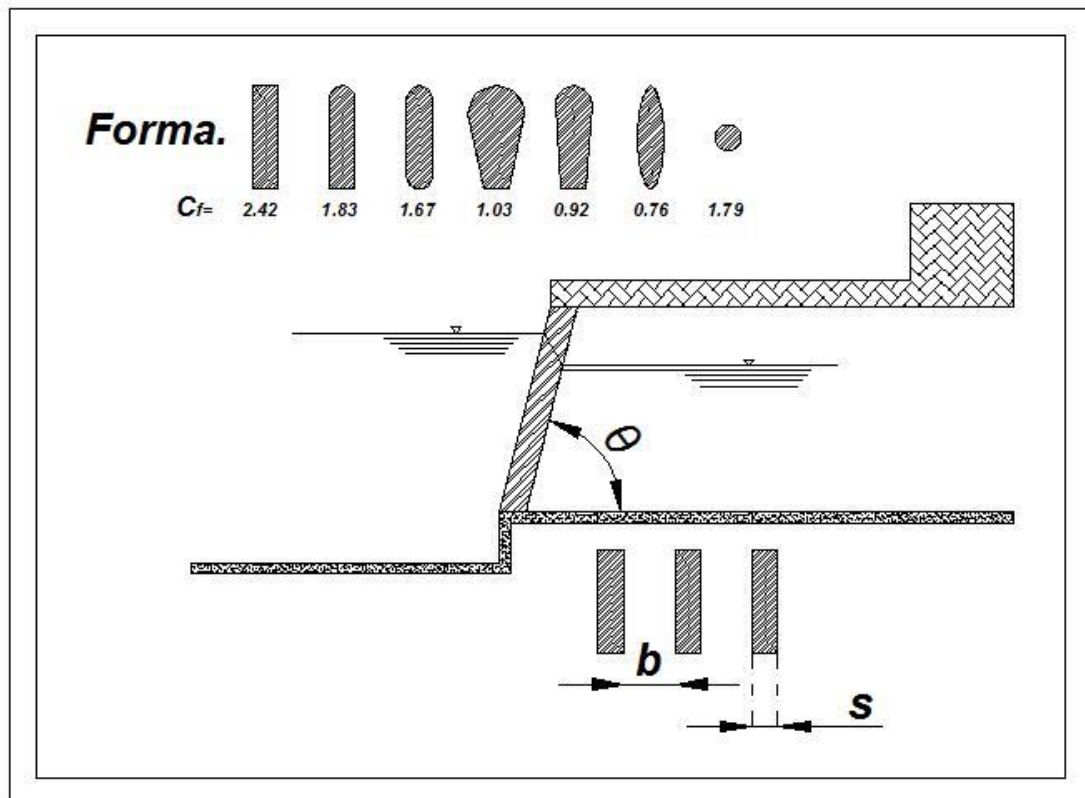


Figura 6.3 Coeficientes de pérdida que depende de la forma de rejilla.

6.3.3 Túnel de unión.

El túnel de unión o conexión es un elemento hidráulicamente despreciable, por lo que la longitud de éste debe ser la menor posible. Debido a que éste elemento se encarga de unir la lumbrera de rejillas con el cárcamo de bombeo, su funcionamiento impacta con el del cárcamo, así que la condición más desfavorable es que trabaje a superficie libre porque no permite la obtención del nivel mínimo de sumergencia requerido por los

equipos de bombeo para evitar cavitación, es por ello que las expresiones que a continuación se exponen es para un diseño de túnel ahogado (presión).

Condiciones de diseño:

$$H_e > 1.2 \text{ a } 1.5 D_t$$

$$h > D_t.$$

$$H_e = S_0 l + h + \left[1 + \frac{2gn^2 l}{(D_t/4)^{4/3}} + K_e \right] \frac{Q^2}{2gA^2}$$

$$D_t = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v}}$$

Donde:

H_e: Carga de entrada, en m

n: Coeficiente de Manning

K_e: Coeficiente de pérdida a la entrada, se recomienda 0.5

v: Velocidad, se recomienda 2.5 m/s

S₀: Pendiente

h: Carga de salida, en m

l: Longitud del túnel, en m

g: Gravedad, 9.81 m/s²

Q: Gasto, en m³/s

A: Área transversal del túnel, en m²

D_t: Diámetro de túnel, en m

Diámetro del túnel.

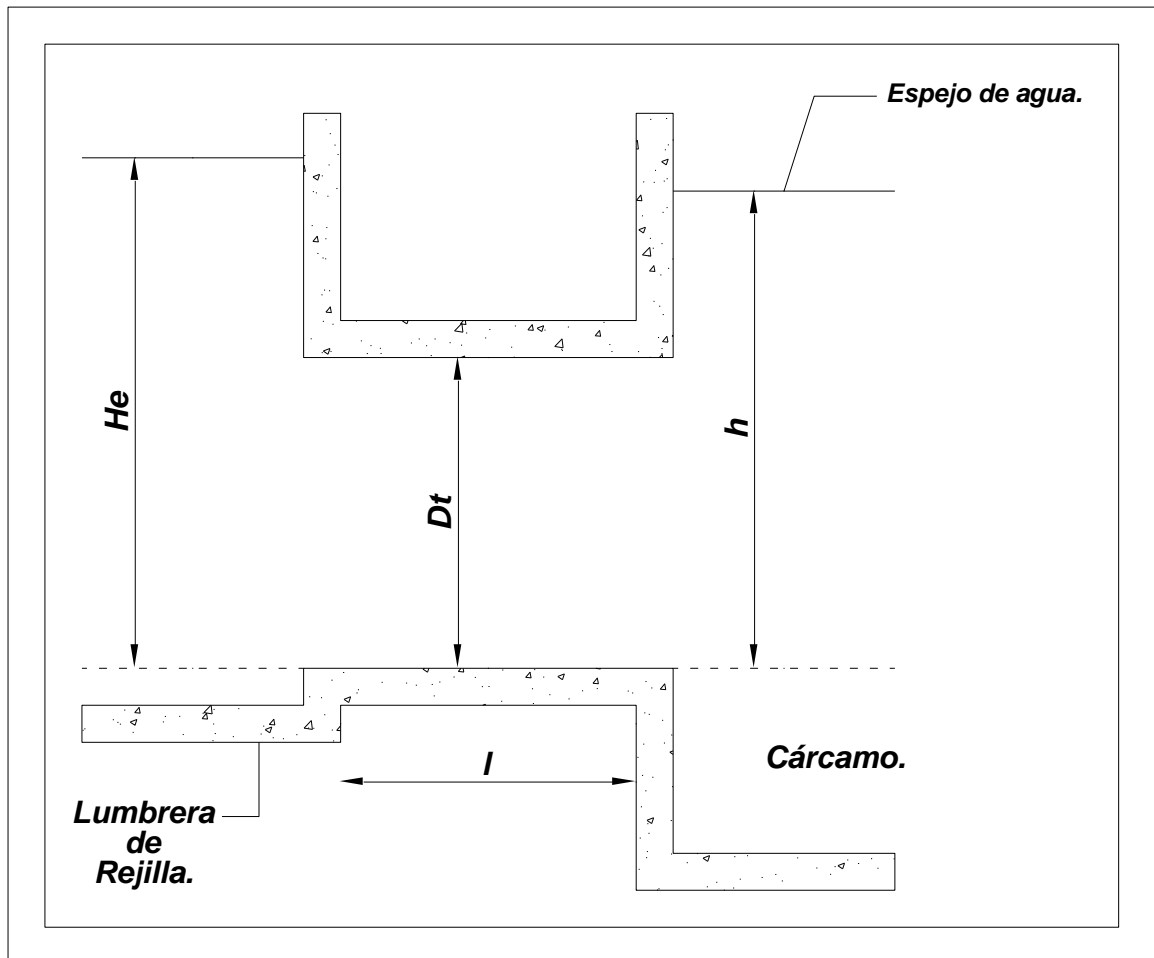


Figura 6.4 Túnel de Conexión.

6.3.4 Cárcamo de bombeo.

El cárcamo de bombeo debe proporcionar el volumen de almacenamiento para soportar/aceptar las variaciones del caudal influente y disipar la energía excedente del flujo procedente del conducto que la alimenta.

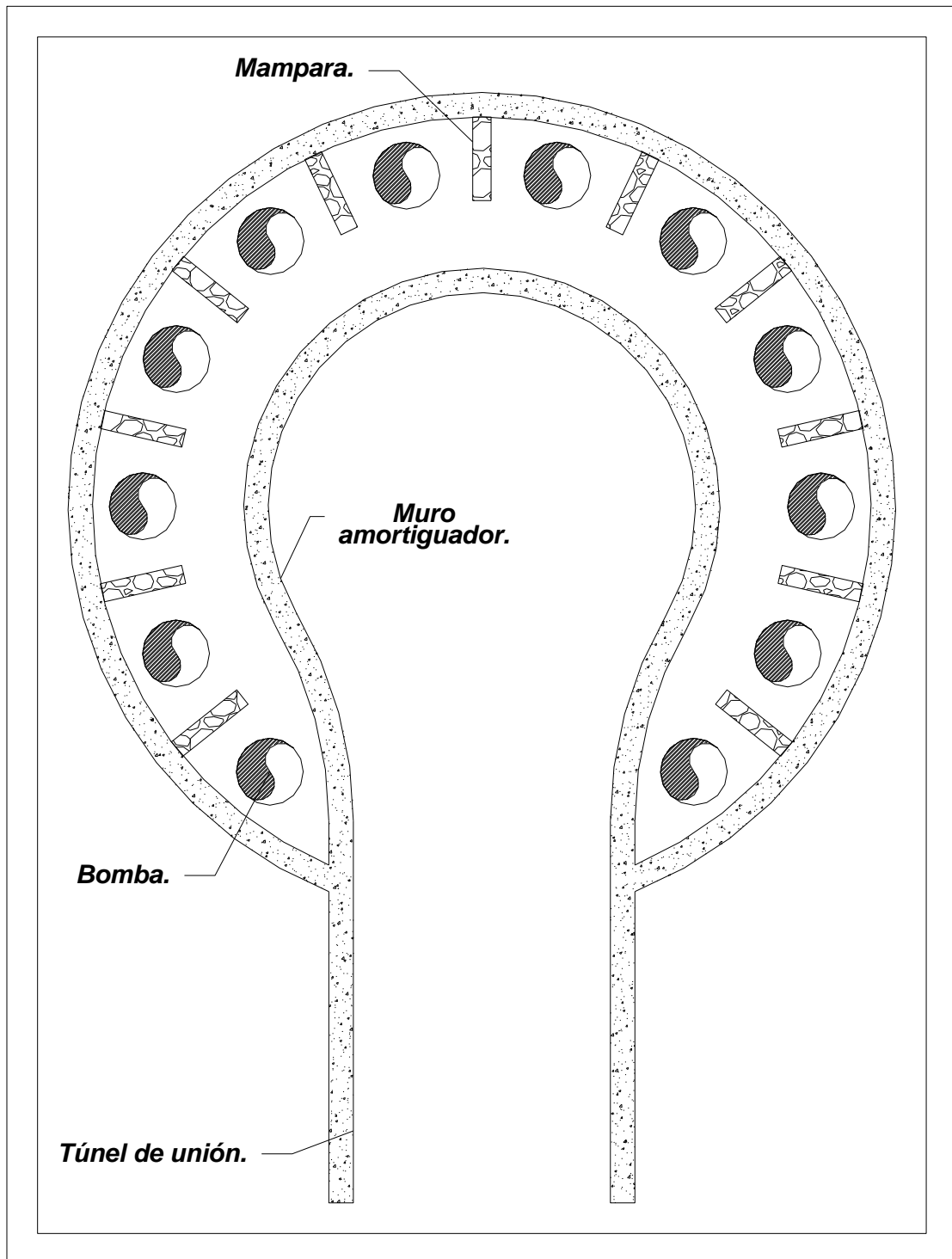


Figura 6.5 Cárcamo circular de bombeo.

La selección del diámetro de la lumbrera – cárcamo está en función de diversos parámetros constructivos y geométricos, el diámetro mínimo necesario para contener los equipos de bombeo se determina por un procedimiento netamente geométrico, que se desarrolla según las acotaciones consideradas en las figuras.

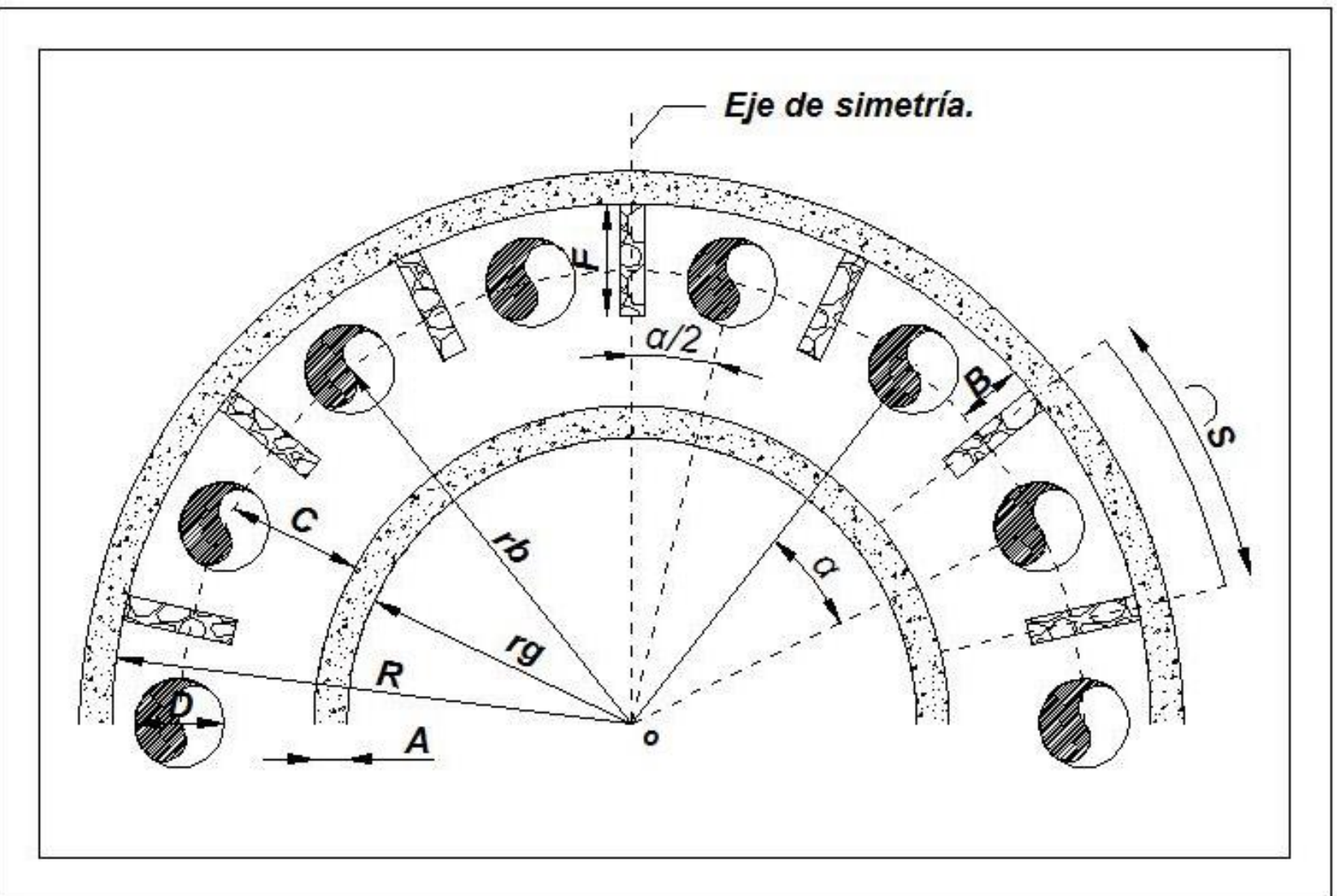


Figura 6.6 Detalle 1 del cárcamo.

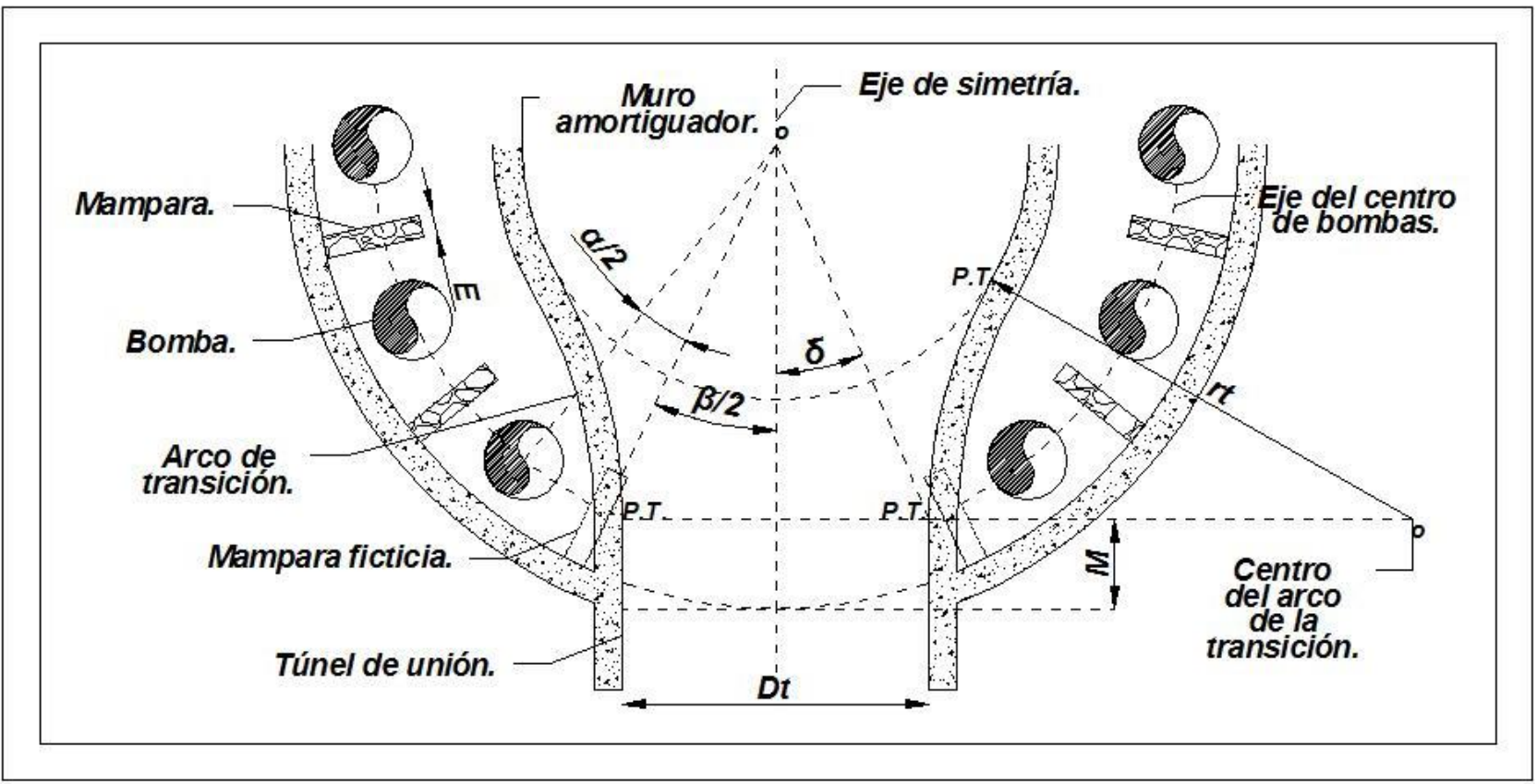


Figura 6.7 Detalle 2 del cárcamo.

A: Espesor del muro amortiguador, en m. Se obtiene del diseño estructural, no obstante, para fines de un prediseño se recomienda utilizar un valor medio de 0.3 m.

E: Espesor de las mamparas entre bombas, en m. Se recomienda utilizar 0.3 m en promedio, sujeto a verificación estructural.

N: Número de equipos de bombeo por utilizar.

S: Separación que hay entre dos equipos de bombeo o mamparas consecutivas.

B: Distancia del eje del centro de los equipos de bombeo a la pared de la lumbrera, en m.

α : Ángulo que forman dos líneas radiales coincidentes con el eje del centro de los equipos de bombeo consecutivos, en grados.

Debido a la geometría circular de cárcamo de bombeo para un número n de bombas (n puede ser par o impar) se tiene que cumplir:

(1)

$$N\alpha + \beta = 360^\circ$$

(2)

α y β se miden en grados, se puede expresar:

$$\alpha = \frac{360 - \beta}{N}$$

Por otra parte, la separación (S_1) neta entre dos mamparas consecutivas se expresa:

(3)

$$S_1 = S + E$$

O en radianes:

(3.1)

$$S_1 = \frac{\alpha}{180} \pi r_b$$

Igualando ambas expresiones (3 y 3.1) y sustituyendo α (2) se obtiene:

(4)

$$S + E = \frac{\alpha}{180} \pi r_b$$

(4.1)

$$S + E = \frac{360 - \beta \pi}{180} \frac{r_b}{N}$$

Despejando el radio del eje del centro de las bombas (r_b) de la ecuación anterior:

(5)

$$r_b = \frac{180}{360 - \beta \pi} N (S + E)$$

La variable β interviene en la expresión del radio de eje de centro de bombas, por lo que se han de definir las condiciones deseables del cárcamo. Es deseable que la distancia mínima entre la pared exterior del muro amortiguador y el eje de la columna vertical de los equipos más cercanos al túnel sea igual a $S/2$. Por tanto, β se define de la siguiente manera:

(6)

$$\sin \frac{\beta}{2} = \frac{D_t + 2A}{2r_b}$$

La solución simultánea de las ecuaciones 5 y 6 conduce al valor del radio de eje de centro de los equipos de bombeo (r_b) y a su vez éste conduce al radio de la lumbrera – cárcamo.

(7)

$$R = r_b + B$$

La solución simultánea que da origen a la ecuación 7 se debe hacer por tanteo, en virtud de que r_b interviene en las dos primeras ecuaciones.

Una manera de evitar dicho problema consiste en aceptar que se confunden la cuerda y el arco definidos por el ángulo β , de modo que:

(8)

$$\beta = \frac{180}{\pi} \frac{D_t + 2A}{r_b}$$

Sustituyendo la ecuación 8 en la ecuación 4.1 se obtiene:

(9)

$$S + E = \left[2 - \frac{D_t + 2A}{\pi r_b} \right] \frac{\pi}{N} r_b$$

Al despejar r_b y sustituir en la ecuación 7 se obtiene:

$$R = \frac{1}{2\pi} [N(S + E) + D_t + 2A] + B$$

R es el radio de la lumbrera – cárcamo, por lo que $2R$ es igual al diámetro del cárcamo:

(10)

$$D = \frac{1}{\pi} [N(S + E) + D_t + 2A] + 2B$$

La ecuación 10 es una expresión matemática muy próxima al diámetro mínimo requerido para que la lumbrera – cárcamo pueda resguardar los equipos de bombeo, y satisfacer el resto de los requerimientos, por lo que se debe tener en cuenta lo siguiente:

- El arreglo geométrico de las bombas en la periferia del cárcamo debe ser siempre simétrico respecto de un eje coincidente con el túnel.
- La distancia S es la mínima que debe haber entre dos bombas consecutivas y, de preferencia, la especificada por las normas que se empleen (por ejemplo, las propuestas por CONAGUA en “Manual de Agua potable, Alcantarillado y Saneamiento”), como si el cárcamo fuese rectangular y sin mamparas. Lo mismo ocurre con el parámetro B .
- La ubicación de las dos bombas más cercanas a la sección final del túnel no debe interferir ni quedar muy cerca del muro de transición que hay entre aquél y el muro amortiguador.
- El espesor E del concreto en las mamparas y A en el muro amortiguador, debe ser como mínimo de 0.3 m.

Como se mencionó anteriormente, la expresión 10 es una ecuación matemática muy próxima al diámetro mínimo requerido, por lo que se debe ajustar al procedimiento constructivo más conveniente, si el diámetro estimado no concuerda con el procedimiento constructivo, el diámetro debe ser mayor al estimado.

Al seleccionar un diámetro diferente al estimado por la expresión 10, es necesario modificar las variables de mayor influencia (N , D_t , S y B). Para ello es necesario considerar los siguientes aspectos:

- Si el diámetro constructivo que se selecciona es mayor que el estimado, conviene mantener la magnitud de las variables antes indicadas, pero aumentar β . Esto implica modificar el radio r_b de los equipos de bombeo.
- Sería conveniente disminuir el número N de equipos sólo si el diámetro constructivo de la lumbrera que se quisiera elegir fuera menor que el estimado por la ecuación 10. En ese caso, el ajuste puede hacerse si se revisa todo el proceso de selección de los equipos.
- El diámetro D_t del túnel no es posible cambiar, a menos que se revisen las condiciones de sumergencia que debe satisfacer el flujo de descarga.
- Las distancias S y B cambian si se modifica el número de equipos de bombeo. En cualquier caso, las dos dimensiones pueden ser mayores que las mínimas especificadas, si bien esto no es conveniente para el diseño, toda vez que resulta un diámetro de lumbrera mayor.
- Los espesores finales A y E podrán definirse hasta que se haga el diseño estructural de las mamparas y del muro amortiguador, pero tienen poca influencia si se eligen los mismos antes indicados.

Una vez definido el arreglo, de acuerdo con el diámetro seleccionado del cárcamo, se procede al diseño de las estructuras restantes (mamparas y muro amortiguador).

6.3.4.1 Mampara.

Debido al diseño del cárcamo y a la operación del equipo, con frecuencia se alterna uno con otro, se requiere de un muro o mampara que divida o separe el área tributaria o de influencia de cada uno de ellos, evitando corrientes excesivas del agua de uno a otro equipo.

Las mamparas se instalan entre cada bomba, justo a la mitad del claro entre ellas, por lo que, en un cárcamo con N bombas, existirán N-1 mamparas, todas en dirección radial al centro de la lumbrera.

La longitud F de la mampara es la distancia de la pared interior de la lumbrera al borde exterior de la campana de succión (el más cercano al centro del cárcamo de bombeo)

$$F = B + \left(\frac{D}{2}\right)$$

Debido a que los equipos vecinos no siempre operan simultáneamente por la política de operación, se propone dejar un hueco entre la mampara y la pared de la lumbrera, con ancho del orden 0.2F y altura hasta el nivel mínimo de operación.

La mampara podrá ser coronada por una trabe que tendrá la función de rigidizarla, uniéndola a la lumbrera. Dicha trabe puede ser prolongada hasta el muro amortiguador, sin que esto ocasione perturbaciones al funcionamiento del cárcamo. El ancho de la trabe será igual al espesor de la mampara y su peralte F lo define el proyectista, pero se sugiere que sea entre 0.3 y 0.6 m.

La altura de la mampara quedará definida de la suma de Hmín. y f.

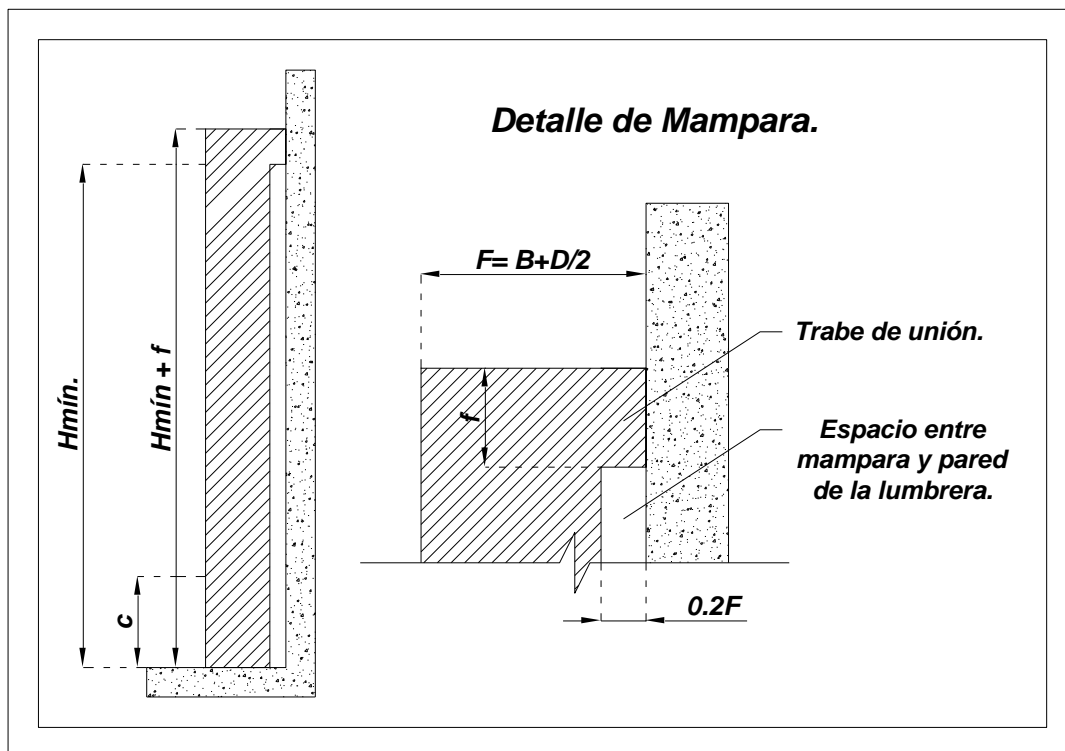


Figura 6.8 Detalle de mampara.

6.3.4.2 Muro amortiguador.

La función del muro amortiguador es proteger a los equipos de bombeo de las turbulencias desfavorables generadas por la descarga del túnel y así evitar la generación de vórtices en las bombas provocando posibles problemas de cavitación. Para ello se requiere de la colocación de ventanas (orificios) en el muro como medida de protección.

Un muro amortiguador se caracteriza por tener una forma semicircular, concéntrica al cárcamo, desplantado desde su losa de fondo, y con altura por arriba del nivel de operación de los equipos conocido como nivel de diseño quedando abierto en el lado de la descarga del túnel para unirse a éste mediante dos prolongaciones desde sus extremos de forma gradual.

El paso del agua de la zona interior del muro amortiguador a la de bombas se efectúa a través de una serie de orificios ubicados en sitios y alturas adecuadas, a fin de proteger a los equipos del exceso de turbulencia producida por la descarga del túnel y de la originada a su vez por los propios orificios.

Dimensiones del muro semicircular y de transición.

La relación que deben guardar el radio interior del muro y el radio r_b , obtenido después de seleccionar el diámetro constructivo de la lumbrera de succión o cárcamo, de acuerdo a la distribución final de los equipos de bombeo y espacio disponible en el mismo, debe ser:

$$\begin{aligned}r_a &= \leq 0.63 r_b \\r_a &\geq 0.5 D_t \\r_a &\geq \frac{Q}{1.3 (H_{\min} + \Delta y)}\end{aligned}$$

Donde:

H_{min}: Diferencia entre el nivel mínimo de operación y el del fondo de la lumbrera, en m

Δy: Para éste fin se recomienda un valor medio de 0.25 m

Estas restricciones acotan el radio del muro semicircular de tal forma que nunca sea tan pequeño que el flujo al llegar a éste produzca perturbaciones severas, pero tampoco que sea tan grande que reduzca demasiado la distancia C entre su pared interior y el eje circular de los equipos.

La distancia C debe ser suficiente para alejarla a las campanas de succión de los equipos, de la descarga de los orificios, permitir una buena distribución del flujo entre bombas y las labores de limpieza y mantenimiento.

$$C \geq 1.15D$$

Donde D es el diámetro de la campana de succión de los equipos. Además, por razones de espacio para mantenimiento, se recomiendan que:

$$C \geq \frac{D}{2} + 1$$

Donde C y D, en metros. Esta última recomendación puede tener cierta flexibilidad, toda vez que considera un espacio libre de 1.0 [m] entre el borde de la campana de succión y la pared exterior del muro, y éste espacio puede cambiar si el proyectista considera uno mayor o menor, de acuerdo a las necesidades del proyecto.

La altura del muro debe ser suficiente para absorber la sobreelevación del tirante del flujo en su interior, producida por el choque con el muro amortiguador, y que alcanza su mayor magnitud en el lado opuesto a la descarga del túnel.

$$H_a \geq 1.05H_d$$

Es necesario que el muro amortiguador no quede aislado en el centro de la lumbrera, ya que si esto ocurriera se verían afectadas las bombas cercanas al túnel de unión por las turbulencias generadas en su descarga. Por tanto, se debe unir al túnel por medio de muros de tal forma que se realice una transición de arco circular en planta. La función de ésta transición es encauzar adecuadamente el flujo a la zona interior del muro, eliminar ondas transversales y turbulencias, definiendo líneas de corriente de forma adecuada.

El radio r_t de curvatura del arco de transición debe ser tangente a la pared interior del túnel y a la pared interior del muro, garantizando una transición gradual, respetando la distancia M que hay entre el punto de intersección de un tramo recto del muro paralelo al eje del túnel y el eje de los equipos de bombeo. El radio r_t debe ser el mayor posible para lograr lo indicado.

$$\sin \delta = \frac{D_t}{2 r_b}$$

$$M = R - r_b \cos \delta$$

$$r_t = \frac{(R - M)^2 + \left(\frac{D_t}{2}\right)^2 - r_a^2}{2r_a - D_t}$$

Donde:

δ : Ángulo formado entre el eje de simetría y la recta que une el centro del cárcamo con el punto tangente del arco de transición y el túnel de unión

D_t: Diámetro del túnel de unión

Por supuesto, los arcos de la transición deben ser simétricos respecto del eje del túnel y la altura igual al mismo.

Área y distribución de los orificios.

Área.

Las observaciones experimentales en las plantas de bombeo Miramontes y Central de Abastos II, ambas construidas en la Ciudad de México, permiten concluir que la turbulencia generada por la descarga del túnel de conexión no se distribuye uniformemente en todo el perímetro del anillo. Es por ello que se requiere de una distribución adecuada de orificios en el desarrollo del muro amortiguador, dependiendo claro, de la ubicación de los equipos de bombeo, la velocidad de flujo que se permita entre ellos y del gasto total que maneja la planta de bombeo.

El área total A_0 necesaria de orificios depende del gasto total Q que maneja la planta de bombeo cuando opere con el nivel mínimo de operación, y de la velocidad v_0 que se permita al flujo en ellos.

$$A_0 = \frac{Q}{v_0}$$

Según los experimentos realizados y el poco espacio para alojar a los orificios, el valor medio de la velocidad de descarga puede variar entre 0.85 y 1.1 m/s, siendo 1 m/s un valor recomendable. La ecuación general de descarga de los orificios es:

$$Q = c_d A_0 \sqrt{2g\Delta y}$$

Y por ecuación de continuidad se tiene:

$$v_0 = \frac{Q}{A_0}$$

Se obtiene lo siguiente:

$$\Delta y = \frac{1}{2g} \left[\frac{v_0}{c_d} \right]^2$$

De acuerdo a la expresión anterior se concluye que Δy disminuye en la medida en que v_0 también disminuye. Sin embargo, el área de los orificios también aumenta., con ella, el paso de turbulencias a la zona de bombas y la necesidad de mayor espacio para su ubicación. El coeficiente c_d de descarga varía entre 0.45 y 0.51, se recomienda utilizar un valor medio de 0.48 para fines de diseño, al igual se recomienda que el nivel mínimo de sumergencia del túnel sea igual al nivel mínimo de operación más Δy .

Distribución de los orificios.

Los experimentos realizados con modelos hidráulicos indican que las bombas ubicadas en el lado opuesto a la descarga del túnel y en la proximidad del eje de simetría de los equipos, son las más castigadas por los efectos de la turbulencia generada por el flujo. Por lo que es necesario protegerlas colocando un área menor frente a ellas y que aumente conforme la bomba se ubique más lejos de esa zona.

La distribución del área de orificios se hace de tal forma que se eviten los problemas antes mencionados. Para distribuirse uniformemente, el área A de los orificios por colocar, en términos del área total A_0 de orificios necesaria, crecerá linealmente con el ángulo θ , o bien con el cociente θ/θ_0 , como se muestra:

$$\frac{A}{A_0/2} = \frac{2A}{A_0} = \frac{\theta}{\theta_0}$$

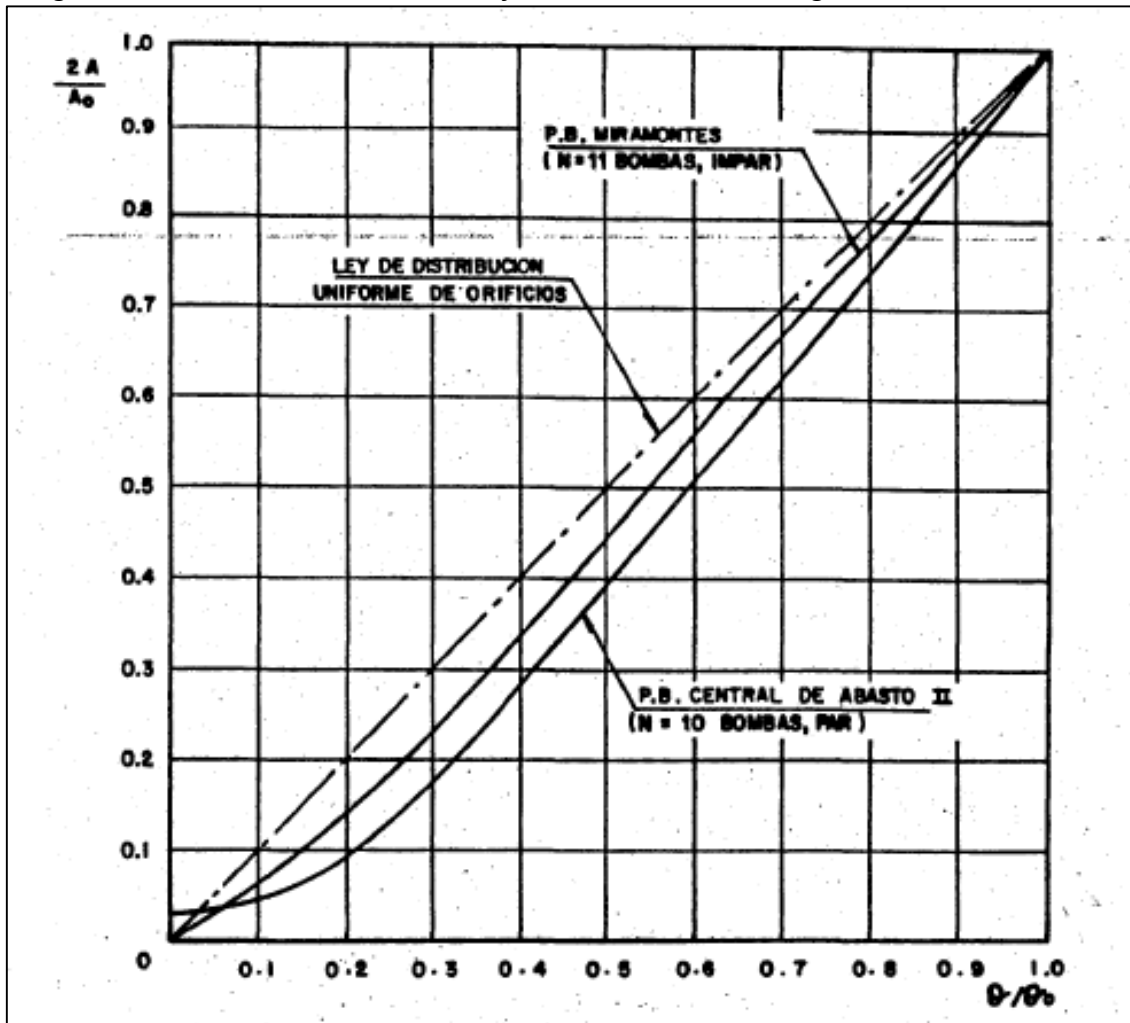
Donde:

θ : Es el ángulo a través del cual se mide el alejamiento de un punto sobre el muro amortiguador, al eje de simetría.

θ_0 : Ángulo total necesario para ubicar las $N/2$ bombas, incluido el espacio equivalente al de la última mampara, aunque no exista.

Los ángulos corresponden al diseño en la mitad de la lumbraera.

Imagen 6.1 Distribución del área de orificios en el muro amortiguador.



Fuente: Manual de DGCCH (Dirección General de Construcción de Obras Hidráulicas).

Ésta ley se representa en el grafico siguiente por la línea discontinua, sin embargo, la variación real queda representada en las otras líneas de las plantas de bombeo estudiadas, la correspondiente a la Central de Abastos II se asocia a una distribución par de 10 bombas y la correspondiente a la de Miramontes a un arreglo impar de 11 bombas. Para un arreglo par se sugiere que colocar una mampara coincidente con el eje de simetría, y para un arreglo impar colocar una bomba.

Esto indica que el área de los orificios crece gradualmente con el ángulo θ , siguiendo la ley para cada caso, se determina el área total tributaria de orificio que se requiere frente a cada bomba. Para ello, se debe marcar en la figura el ángulo relativo α/θ_0 que hay entre dos mamparas consecutivas, empezando desde el eje de simetría.

Arreglo par:

$0, \alpha/\theta_0, 2\alpha/\theta_0, 3\alpha/\theta_0, \dots, n\alpha/\theta_0.$

Arreglo impar:

$0, (\alpha/2)/\theta_0, (\alpha+\alpha/2)/\theta_0, (2\alpha+\alpha/2)/\theta_0, \dots, (n\alpha+\alpha/2)/\theta_0.$

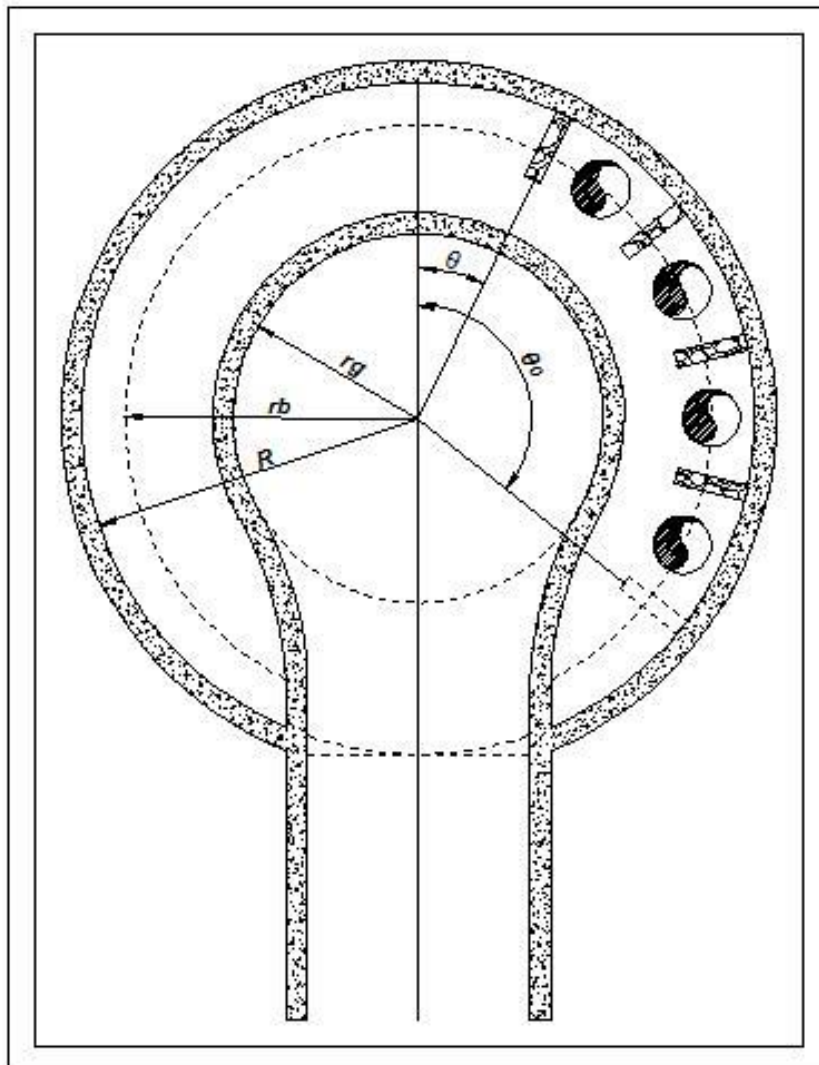


Figura 6.9

Es necesario considerar que el área tributaria frente a cada bomba está constituida a base de orificios, por conveniencia del mismo tamaño, que se alojan en diferentes posiciones en el sentido horizontal y a diferentes alturas en el vertical. Esto es, la distribución del área tributaria antes obtenida corresponde al total entre dos mamparas consecutivas en el sentido horizontal, siguiendo globalmente una ley continua, pero que en realidad debe ser una ley discreta. Esto se debe a que existen zonas en la pantalla, como las que están frente a mamparas, más propicias para concentrar mayor área de orificios que en aquellas frente a bombas. Al mismo tiempo, la posición de los orificios en el sentido vertical es también distinto en ambas zonas, ya que los que están frente a mamparas pueden quedar al nivel de piso de la lumbrera, no así los que están frente a bombas, que deben ubicarse a niveles superiores.

Las dimensiones de cada orificio dependen de la estructuración del muro amortiguador, pero también de consideraciones de tipo hidráulico que deben cumplirse.

- El eje vertical de los orificios frente a mamparas debe coincidir con el eje radial de las mismas, de modo que cada mitad de su área se considera al área tributaria de orificios que corresponde a la bomba en cuestión, de tal forma que se cumpla:

$$\frac{\alpha}{180} \pi r_a = (n_h + 1)(b + s)$$

$$b = \frac{\alpha}{180} \frac{\pi r_a}{n_h + 1} - s$$

Donde:

b: Dimensión horizontal de cada orificio, en m. Para impedir su obstrucción por cualquier material que pudiera pasar por las rejillas se sugiere un mínimo de 0.45 m, por lo general es la que dicta las dimensiones de los orificios

n_h: Número de orificios completos que se desean sobre la pantalla, en el espacio entre dos líneas radiales coincidentes con dos mamparas consecutivas

s: Distancia horizontal entre los bordes de dos orificios consecutivos, en m. Por razones estructurales no debe ser menor a 0.2 m

α: Ángulo entre dos líneas radiales coincidentes con dos mamparas consecutivas, en grados.

- Todos los orificios deben quedar sumergidos por debajo del nivel mínimo de operación. La sumergencia debe ser de modo que el borde superior de los orificios más altos quede a una altura de, por lo menos, 0.8H_{mín} desde el piso. Cumpliendo:

$$0.8 H_{mín} = n_v a + (n_v - 1) t$$

$$a = \frac{0.8 H_{mín} - (n_v - 1)t}{n_v}$$

Donde:

a: Dimensión vertical del orificio, en m. Para impedir su obstrucción por cualquier material que pudiera pasar por las rejillas se sugiere un mínimo de 0.45 m

t: Distancia vertical entre los cantos de orificios consecutivos, en [m]. Por razones estructurales no debe ser menor de 0.2 m

n_v: Número de orificios que se desea alojar sobre una vertical.

H_{min}: Altura del nivel mínimo de operación en el área de bombas, respecto del piso de la lumbrera, en m

- Es recomendable que los orificios sean cuadrados, esto es, a = b. Por lo que:

$$s = \frac{\alpha}{180} \frac{\pi r_a}{n_h} - \frac{0.8 H_{\min} - (n_v - 1)t}{n_v}$$

Indica la relación que hay entre los espaciamientos *s* y *t* entre orificios.

- El área tributaria de orificios que alimenta cada bomba se obtiene de las curvas que relacionan $\theta/\theta_0 - 2A/A_0$ y se considera equivalente a la que debe haber en el espacio comprendido entre la intersección de la pared interior del muro amortiguador y las líneas radiales que coinciden con el eje de mamparas.
- La mayor parte de los orificios deben colocarse frente a las mamparas, con borde inferior del más bajo al nivel del piso de la lumbrera, y los demás, en todos los niveles posibles, de acuerdo a las limitaciones del primer punto. Aquí se exceptúa la mampara que quede sobre el eje de simetría en el caso de un arreglo par de bombas, para la cual podrá haber más de un orificio, pero el borde inferior de más bajo y el superior del más alto deben quedar en el espacio entre $0.4 H_{\min}$ y $0.6 H_{\min}$.
- Cada mitad del área de los orificios que se coloquen frente a mamparas se considera como parte de la tributaria a las bombas a ambos lados de la mampara que las separan.
- Los orificios frente a las bombas sólo podrán ubicarse con el nivel del borde inferior igual o por arriba de $1.3c$, donde *c* es la altura del piso de la campana de succión de las bombas y preferentemente más alto que $0.2 H_{\min}$.
- En el caso de arreglo par de bombas, no debe haber orificios frente a las que queden próximas al eje de simetría de la lumbrera (coincidente con el eje del túnel). Después podrá instalarse un número creciente de orificios a partir de la siguiente bomba, pero su área total no podrá ser mayor al 40% de la tributaria a la bomba en cuestión. El resto debe colocarse frente a las mamparas que la limitan

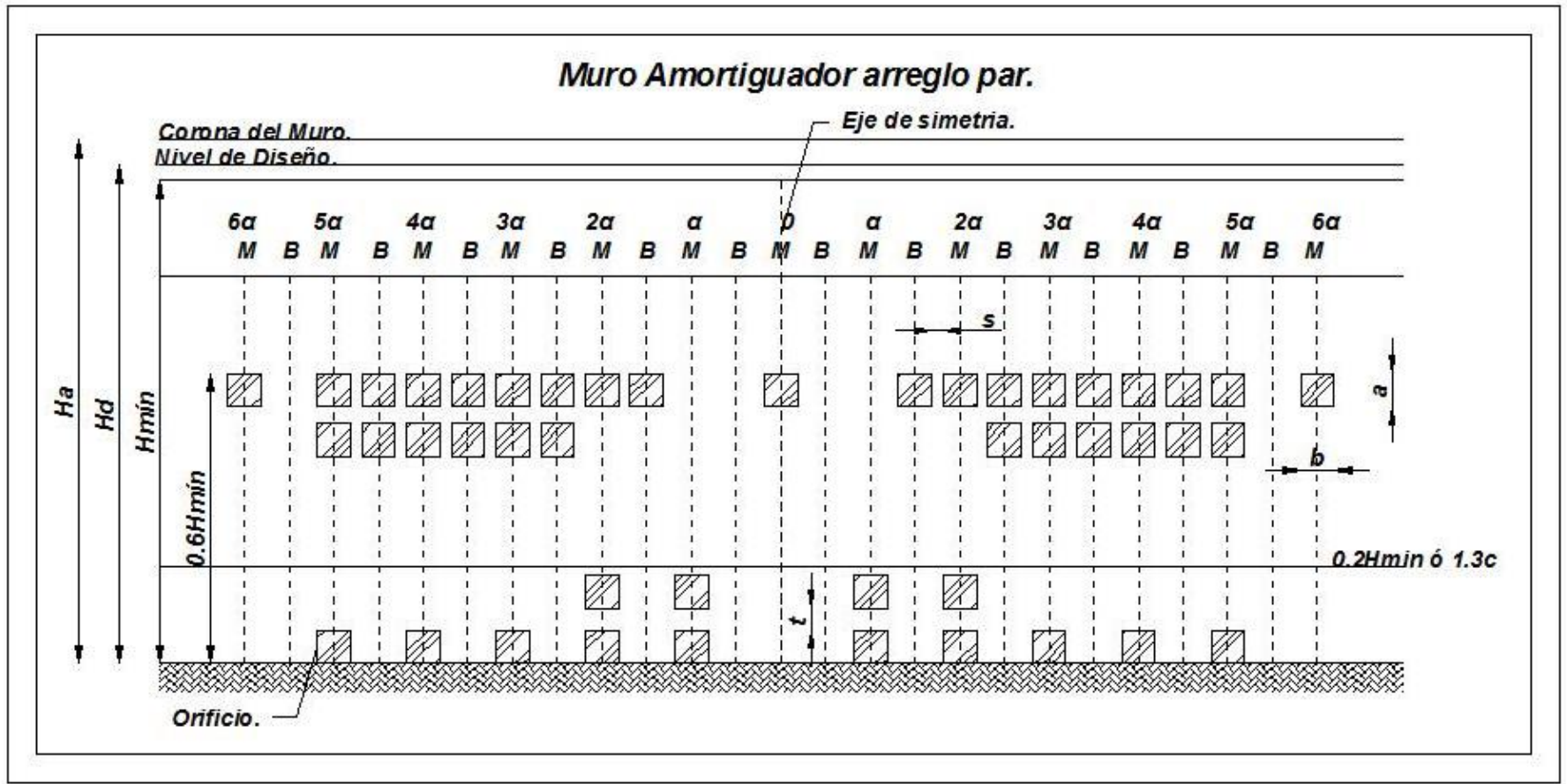


Figura 6.10 Muro Amortiguador, arreglo par.

De acuerdo a las funciones hidráulicas que realiza el muro se concluye que su radio, altura, longitud, así como los arcos de transición que le unen al túnel de descarga, constituyen los elementos que condicionan un comportamiento adecuado. A ellos debe agregarse el área necesaria de orificios, así como su tamaño y ubicación.

7. Estructuras de descarga.

Las estructuras de descarga o vertido son elementos terminales que protegen y mantienen libre de obstáculos la descarga final del sistema de drenaje, ya que existen posibles daños al último tramo de conducción que puede ser causado por la corriente a donde descarga o por el propio flujo del sistema.

Debido al flujo que transporta el emisor, que requiere ser vertido en una corriente receptora dotada de cierta velocidad y dirección, se colocan estructuras que encaucen la descarga directa a la corriente receptora y proteja al emisor de desazolves, remansos y tapones hidráulicos.

Las estructuras de descarga se pueden dar en dos presentaciones, dependiendo de la condición del emisor, ya sea un canal o un conducto cerrado.

7.1 Estructuras de descarga para conductos cerrados.

Este tipo de estructuras de descarga se construyen con mampostería y su trazo puede ser normal a la corriente o esviado.

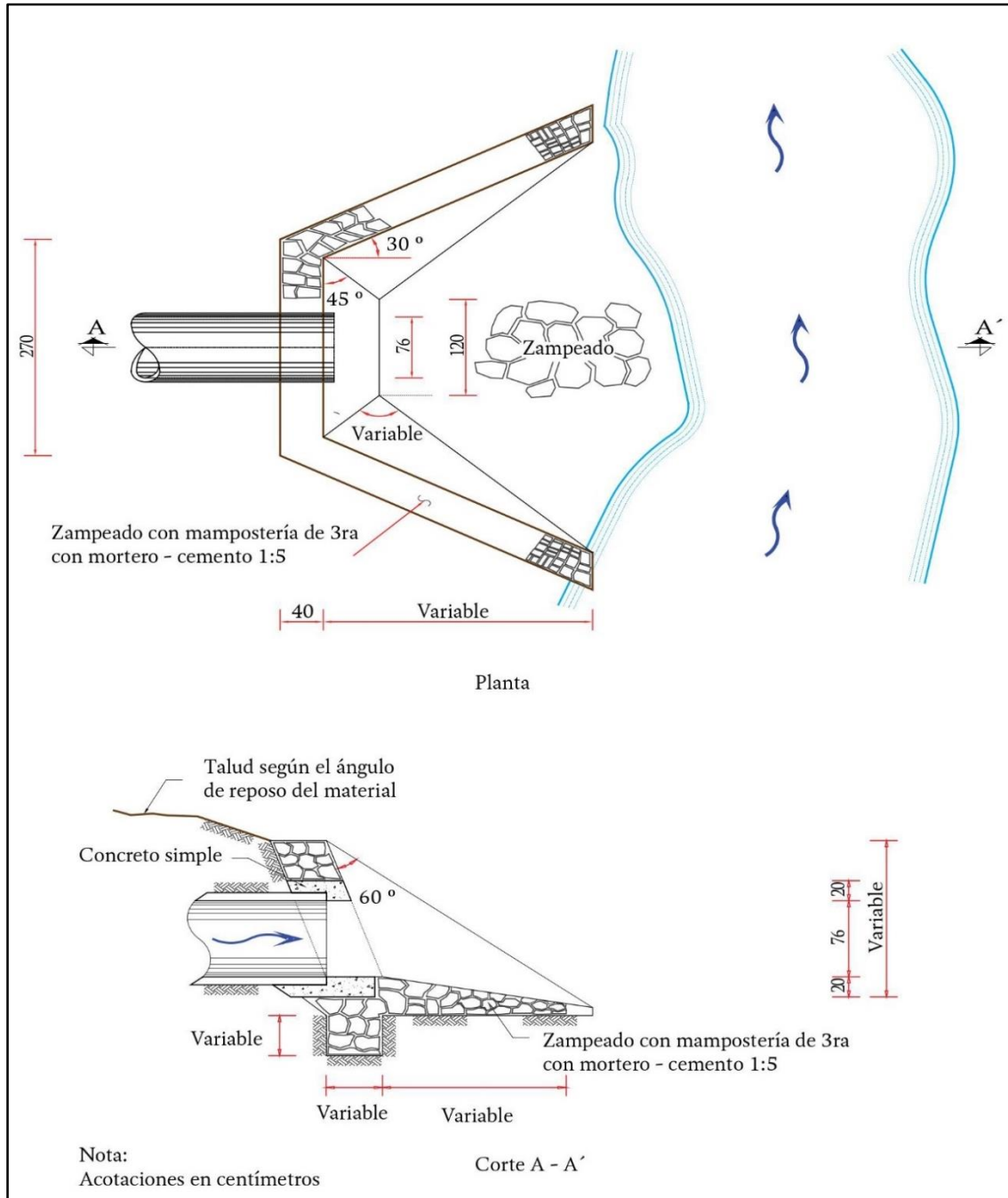
7.2 Estructuras de descarga para conductos abiertos.

En éste caso, la estructura de descarga consiste en un canal a cielo abierto hecho con base en un zampeado de mampostería, cuyo ancho se incrementa gradualmente hasta la corriente receptora.

7.3 Ubicación de las estructuras de descarga.

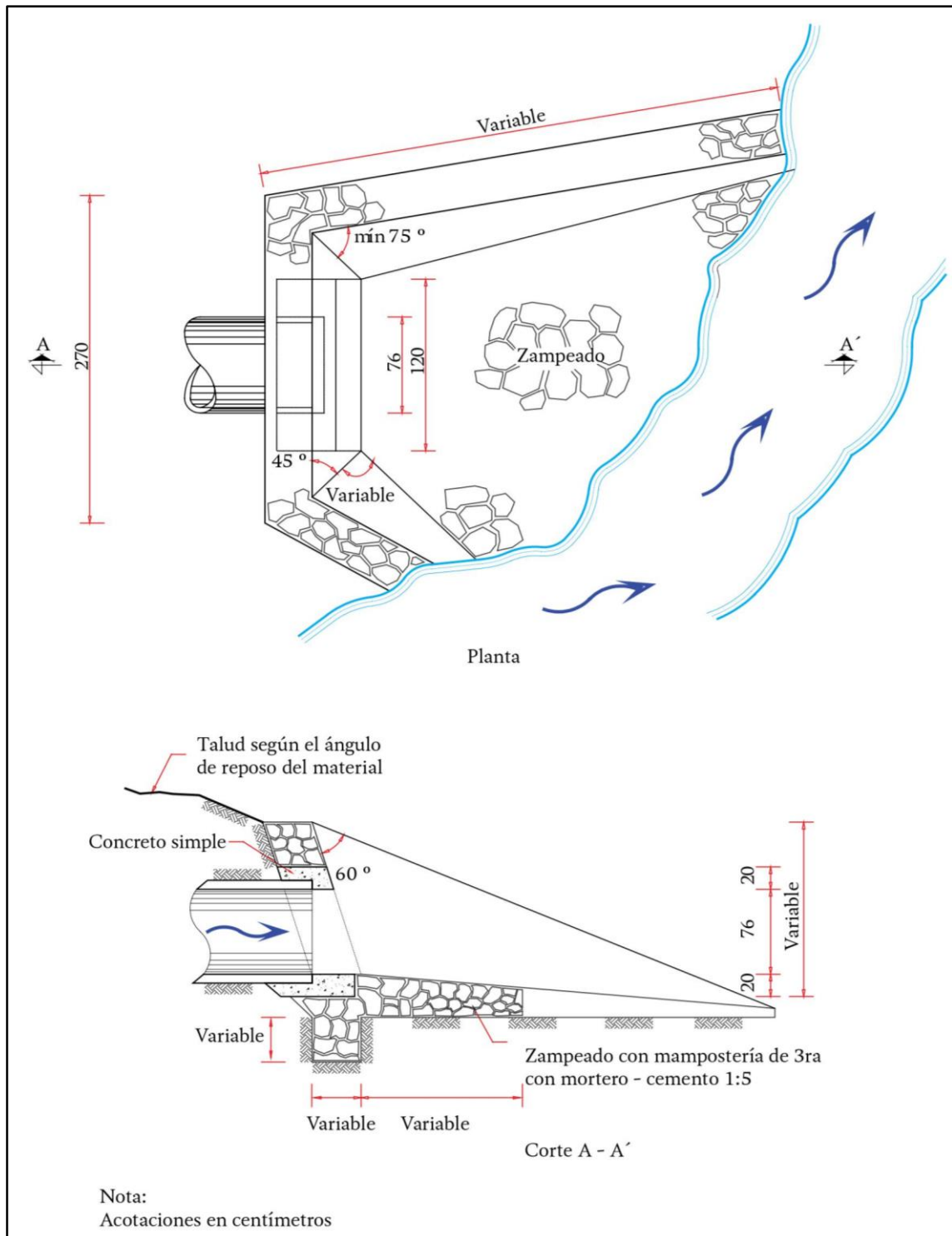
Las estructuras de descarga deben estar por arriba del NAME de la corriente o cuerpo donde viertan, es decir, el agua debe verter a presión atmosférica y en casos muy específicos se podrá verter de forma sumergida.

Imagen 7.1 Estructura de vertido en conductos cerrados (trazo normal a la corriente).



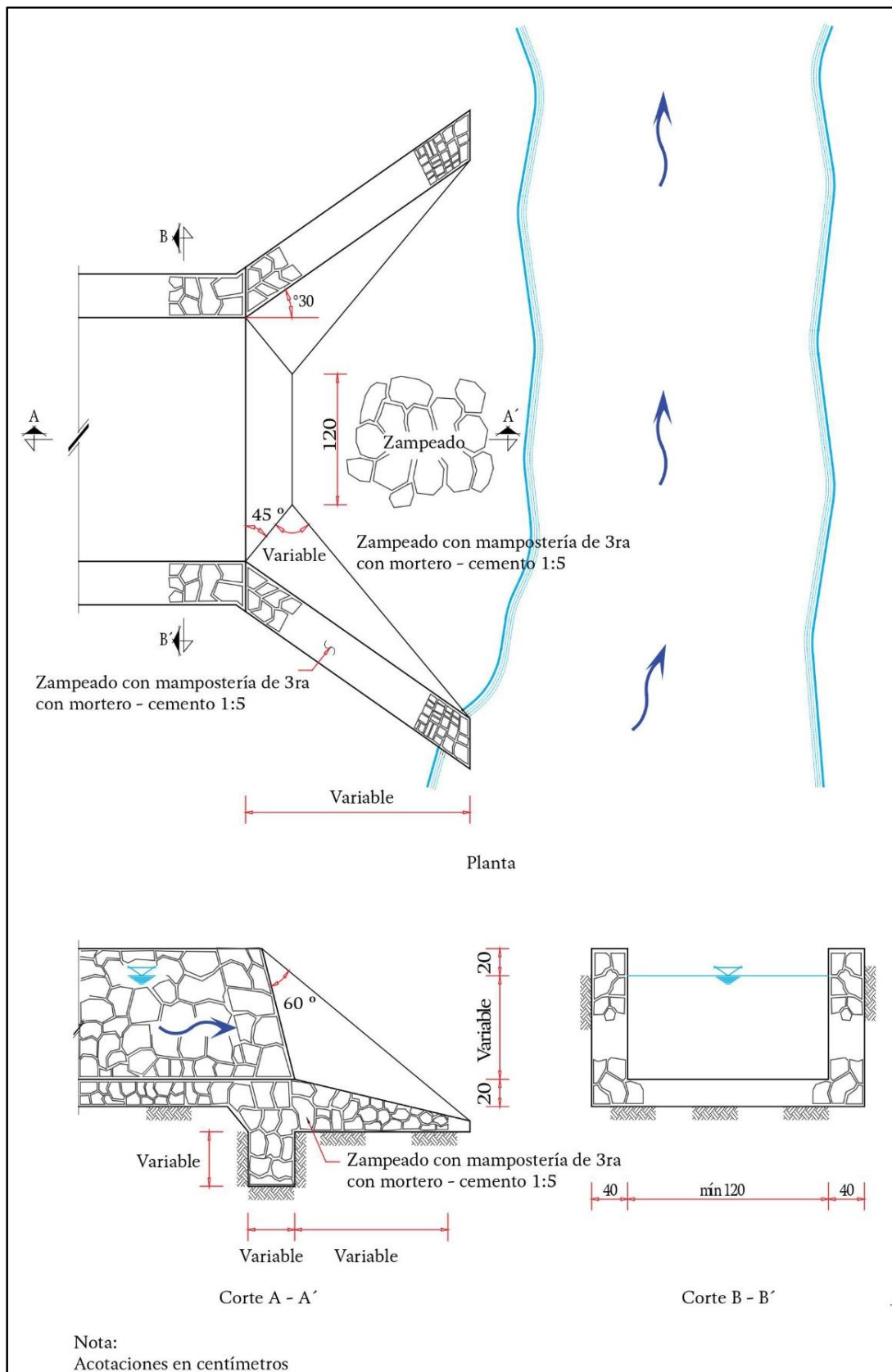
Fuente: Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Drenaje Pluvial Urbano, Comisión Nacional del Agua.

Imagen 7.2 Estructura de vertido en conducto cerrado (trazo esviado).



Fuente: Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Drenaje Pluvial Urbano, Comisión Nacional del Agua.

Imagen 7.3 Estructura de vertido a cielo abierto.



Fuente: Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Drenaje Pluvial Urbano, Comisión Nacional del Agua.

8. Operación y Mantenimiento.

Todos los sistemas, incluido el sistema de drenaje pluvial, requieren de una política de operación para trabajar de manera eficiente. La política de operación debe estar acorde con el diseño del sistema para garantizar un funcionamiento adecuado y evitar daños tanto al sistema mismo como reducir molestias a los usuarios.

Dentro de la política de operación del sistema deben estar contemplados programas de mantenimiento preventivo y correctivo. Los programas tienen como propósito mantener en buenas condiciones todas las conducciones y todas las estructuras y subsistemas que conforman el sistema de drenaje pluvial.

8.1 Medidas de conservación y limpieza.

La limpieza del sistema debe programarse para llevarse a cabo en la época de estiaje, que es cuando el sistema conduce caudales pequeños y es posible revisarlos con relativa facilidad, así como detectar daños.

Recordemos que uno de los propósitos de la colocación de pozos de visita es el mantenimiento de la red, es decir, los pozos de visita son medios por los cuales se puede ingresar al sistema y realizar inspecciones del mismo. Para realizar ésta tarea los operarios requieren de equipo de protección personal adecuados (botas, casco, guantes, mascarilla, etcétera) de acuerdo con la NOM-017-STPS-2008.

La metodología de inspección es la siguiente:

- Se identifican en los planos del sistema los tramos a ser inspeccionados
- Se identifican los pozos de visita aguas arriba y aguas abajo de dicho tramo
- El pozo de visita debe ser ventilado antes del ingreso. Como medida de protección, al menos dos horas antes de ingresar, se abren las tapas de los pozos de visita anterior y posterior al tramo por inspeccionar
- La inspección debe comenzar lo más abajo posible de la red y progresar hacia aguas arriba
- Si existen pozos de visita inundados, el agua se extrae con bombas de lodos, del tipo utilizado por las empresas constructoras en las excavaciones, y se vierte en el pozo de visita próximo aguas abajo. Una alternativa al uso de bombas, más morosa e incómoda, es extraer el agua con baldes o por medio de un sifón
- El operario no debe agitar el cieno ni el fango que encuentre en el fondo del pozo, para evitar saturar el pozo con gases y malos olores
- Una última medida de seguridad consiste en ingresar en las cámaras con una cuerda de salvamento. En un pozo de visita antiguo, los peldaños pueden estar corroídos y resbaladizos; por ello, dos operarios deben permanecer fuera del pozo para poder sacar del mismo al tercer operario que haya entrado, en caso de emergencia. Es importante mencionar que los pozos de visita no están diseñados para el ingreso de más de una persona al mismo tiempo

Para conocer el estado que guarda una conducción en la cual no se puede hacer una inspección visual directa, se utilizan sistemas de televisión con circuito cerrado.

Es difícil establecer lineamientos que indiquen cuando efectuar reparaciones en un sistema de drenaje pluvial, ya que éstas pueden ir desde la simple reposición de una tapa de pozo de visita hasta la reconstrucción de un tramo de conducción.

8.1.1 Medidas de limpieza en conductos.

Una de las tareas más imprescindibles en el mantenimiento de un sistema de drenaje pluvial es la limpieza de azolves en los conductos. Los materiales sólidos de los que está compuesto el azolve puede provocar un mal funcionamiento del sistema, deteriorándolo y acortando su periodo de vida, es por ello que se recomienda realizar por lo menos una vez al año los trabajos de limpieza, ya que al no hacerlo puede salir más costoso un programa de reparación de conductos que de limpieza.

8.1.1.1 Consideraciones para la selección del método de limpieza.

La selección del método más adecuado de limpieza está en función de la problemática a resolver y de las características en las que se encuentre el conducto.

Para conductos de entre 20 y 45 cm de diámetro se recomienda la utilización de equipos de presión. Además, debe tomarse en consideración que el impacto la presión que ejercen estos dispositivos sobre la tubería puede ser suficiente para dañarla, por lo que su uso debe ser moderado y solo para situaciones donde las características propias del equipo y las condiciones de la tubería lo permitan. También debe tomarse en cuenta que debido a sus dimensiones, los equipos de presión y vacío no pueden acceder a cualquier zona, por lo que aunque las características sean propicias para su aplicación, deberá buscarse una solución alterna.

Para diámetros mayores a 45 cm es más adecuado el uso de malacate y dragas. Sin embargo, el uso excesivo o incorrecto de estas, puede erosionar la tubería y no es recomendable utilizarla en tuberías plásticas (PVC, PEAD) a menos que se cuente con una draga especial para este tipo de materiales.

Para tuberías mayores de 80 cm, que comúnmente corresponden a colectores y emisores, la limpieza la podrá realizar el personal de mantenimiento, con herramienta manual o equipos portátiles de alta presión, siempre y cuando se garantice su seguridad y se cuente con el equipo de protección.

Barrenas para desazolve.

Si la tubería se encuentra bloqueada por sólidos, se puede eliminar la obstrucción por medio de una barrena de desazolve.

La barrena es como una gran broca para taladrar, que se hace girar mediante unas manivelas colocadas en una serie de varillas que, en forma de cadena, constituyen el eje propulsor. Las varillas pueden tener un diámetro de 10 mm y ser de acero inoxidable o hierro liso de construcción. Cuando la barrena penetra en los cuerpos que bloquean la tubería, el agua que escurre facilita el desprendimiento de los sólidos corriente abajo.

La varilla puede hacerse girar de forma manual por medio de una manivela, pero también se puede utilizar maquinas rotativas para barrenas que permiten limpiar

tuberías de drenaje y alcantarillados desde 20 hasta 60cm, con una longitud máxima de 150 metros.

Draga y Malacate.

La herramienta más común para extraer los sedimentos y lodos de las tuberías es un malacate, que de manera general consiste en una draga atada en sus extremos por un cable de acero. El cable debe tener como mínimo una longitud igual a dos veces la distancia entre los pozos de visita más separados. Un extremo del cable se introduce en un pozo de visita y se pasa por la tubería, con la boca de la draga orientada hacia aguas abajo (en el sentido de la corriente), enrollándolo en un carrete montado en un bastidor de acero. Por acción mecánica de un motor a diésel, la draga se arrastra dentro del tubo, recogiendo los sedimentos y lodos. El diámetro de la draga debe ser de por lo menos cinco centímetros menor que el diámetro interno de la tubería, para permitir que el material recogido desborde cuando la draga se llene y evitar que se atore en las obstrucciones de la tubería.

Además de la limpieza de conductos utilizando dragas convencionales, también se pueden utilizar cepillos o palas que se arrastran en el interior de la tubería.

Equipos de alta presión.

También se pueden limpiar las redes usando equipos de alta presión. Dichos equipos llevan bombas capaces de conseguir presiones de 0 a 750 kg/cm², mediante la inyección de agua a través de una manguera con toberas, que se mueve por los conductos por efecto de reacción.

Las mangueras llevan en su extremo una tobera, en cuya parte posterior tienen taladros o boquillas con un grado de inclinación apropiado a los usos a que se destina.

La operación de limpieza consiste en introducir por el pozo de visita el extremo de la manguera, se pone en funcionamiento la bomba y la manguera comienza a avanzar por sí misma, como efecto de la reacción producida por el agua que sale por los orificios de la tobera. Un complemento adecuado es la utilización simultánea de un equipo de bombeo de lodos o de aspiración para retirar los residuos de la operación de desazolve.

8.1.2 Medidas de limpieza en bocas de tormenta o coladeras.

Las bocas de tormenta o coladeras no sólo se diseñan para la colección e ingreso del flujo que escurre por las calles, sino también tienen la función de disminuir la entrada de materiales sólidos y evitar un mal funcionamiento del sistema, por lo que es recomendable llevar a cabo programas de mantenimiento y limpieza periódica para estos elementos.

Existen diversos métodos para la limpieza de coladeras, no obstante, por su ubicación y fácil acceso, se recomienda una limpieza manual de desazolve, como cucharas, cucharones y dragas. Sin embargo, la tendencia actual es hacerlo con máquinas provistas de dispositivos de absorción, previa inyección de agua y mediante bombeo al vacío.

8.1.3 Medidas de mantenimiento en pozos de visita.

Además de los taponamientos e inundación de pozos de visita, los problemas estructurales que generalmente se presentan son ruptura o pérdida de la tapa y el brocal, grietas, fisuras y filtraciones internas o el colapso total o parcial del pozo. Estas condiciones deben ser reparadas de inmediato, siguiendo los procedimientos establecidos por los manuales de procedimientos, propios del organismo operador.

Cuando se presenta un colapso mayor o daño en el fondo de un pozo de visita prefabricado de materiales plásticos, la solución será cambiar completamente el pozo, esto se realiza descubriendo completamente, el pozo dañado y colocando uno nuevo. En el caso de pozos de visita de concreto construidos a base de anillos, se deberán sustituir exclusivamente los anillos dañados.

Por otra parte, se recomienda contar con tapas de pozos de repuesto para reemplazar las dañadas por vehículos u otras causas.

8.1.4 Mantenimiento en equipos de bombeo, válvulas y compuertas.

Debido a la naturaleza de estos elementos las medidas de colocación, mantenimiento y arreglo/compostura, dependen de los requerimientos del sistema, así como del fabricante, es por ello que se recomienda seguir rigurosamente las indicaciones de operación y mantenimiento otorgadas por el productor para así evitar el menor de los daños posibles, garantizando el periodo de vida establecido.

Diseño geométrico de un Emisor Profundo.

Objetivo.

El objetivo de este apartado del documento es mostrar un método para la elaboración de un proyecto de diseño geométrico de un emisor profundo.

Introducción.

Drenaje general de la zona metropolitana.

La zona metropolitana de la ciudad de México es sin duda una metrópoli de gran importancia para el país, ya que es el principal foco de desarrollo político y social, así mismo está constituida por el 20% de la población y alcanza un área de 1894 kilómetros cuadrados, que representan casi el 22% del área total de la cuenca.

La zona metropolitana de la ciudad de México se establece en una cuenca endorreica, es decir, se encuentra rodeada de montañas dificultando la salida del agua, siendo anteriormente un sistema lagunarío constituido por cinco lagos, Texcoco, Xaltocan, Zumpango, Xochimilco y Chalco, Actualmente ésta ocupa el 95% del territorio que alguna vez gobernaron aquellos grandes lagos.



Actualmente la zona metropolitana de la ciudad de México desaloja sus aguas pluviales y sanitarias por medio de tres salidas artificiales que son: Gran Canal del Desagüe (Túneles de Tequisquiác), Emisor del Poniente (Tajo de Nochistongo) y el Emisor Central. Todos ellos construidos en diferentes momentos históricos de la cuenca, siendo como principal objetivo el evitar inundaciones, primordialmente en las zonas más bajas de la cuenca (Centro Histórico, Municipios del oriente y el aeropuerto internacional).

Debido a que ésta gran ciudad se forjó en lo que anteriormente fueron lagos, teniendo un suelo cohesivo (arcillas y limos), y que su principal fuente de abastecimiento de agua potable son pozos, disminuyendo la carga en los acuíferos, y el paso del tiempo, se han generado abatimientos regionales en el terreno provocando:

- El Gran Canal del Desagüe ha perdido su capacidad de desalojo, limitándose a un máximo de 40 m³/s, ayudado por una Estación de Bombeo ubicada en el km 18+600.
- El Emisor del Poniente depende de que el Vaso Regulador El Cristo presente niveles de agua altos para que vierta un cierto caudal para su desalojo. Lo anterior implica cerrar las compuertas de descarga al Río de Los Remedios. Actualmente se ejecuta un proyecto para la construcción de una estación de bombeo y evitar que se requieran niveles altos en el Vaso, a fin de que el emisor desaloje escurrimientos pluviales o residuales.
- El Emisor Central ha disminuido también su capacidad de desalojo, por la variación de su coeficiente de rugosidad (falta de mantenimiento), y por la descarga de importantes caudales a través del Interceptor Centro-Poniente, que provoca importantes remansos aguas arriba, reflejados en su Lumbrera "0".

Sistema principal de drenaje.

El Sistema Principal de Drenaje está formado por diferentes elementos, entre los que figuran presas y lagunas de regulación, colectores, estaciones de bombeo, colectores semiprofundos, cauces, canales y túneles profundos, entre otros. Para lograr que el conjunto de estructuras de drenaje cumpla con su objetivo, se han determinado diferentes políticas operativas, las cuales combinan la operación de todos los elementos involucrados. La principal política operativa considera el estiaje y la temporada de lluvias de la siguiente manera:

Época de Estiaje. Durante esta época del año, se pretende que todos los escurrimientos sean conducidos a través de los cauces y canales superficiales, hasta su incorporación al Gran Canal del Desagüe, y desalojarlos por este conducto (Sistema de Drenaje Profundo Cerrado).

Temporada de Lluvias. Durante las lluvias, se pretende que los escurrimientos se desalojen por el Emisor Central y el Emisor del Poniente, dejando como apoyo al Gran Canal del Desagüe.²

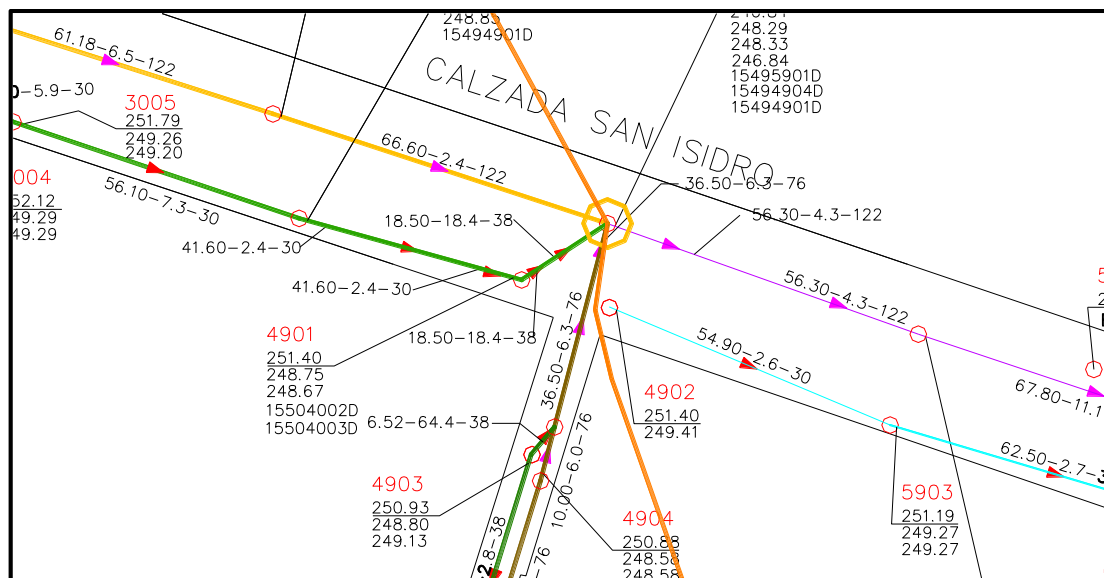
Definición del sitio de inicio.

Se ubicó sobre Eje 3 Norte Calzada San Isidro casi esquina con Francisco Javier Mina en la colonia San Pedro Xalpa, Azcapotzalco, Ciudad de México.

² Gaceta del IMTA número 4, Agosto 2007.

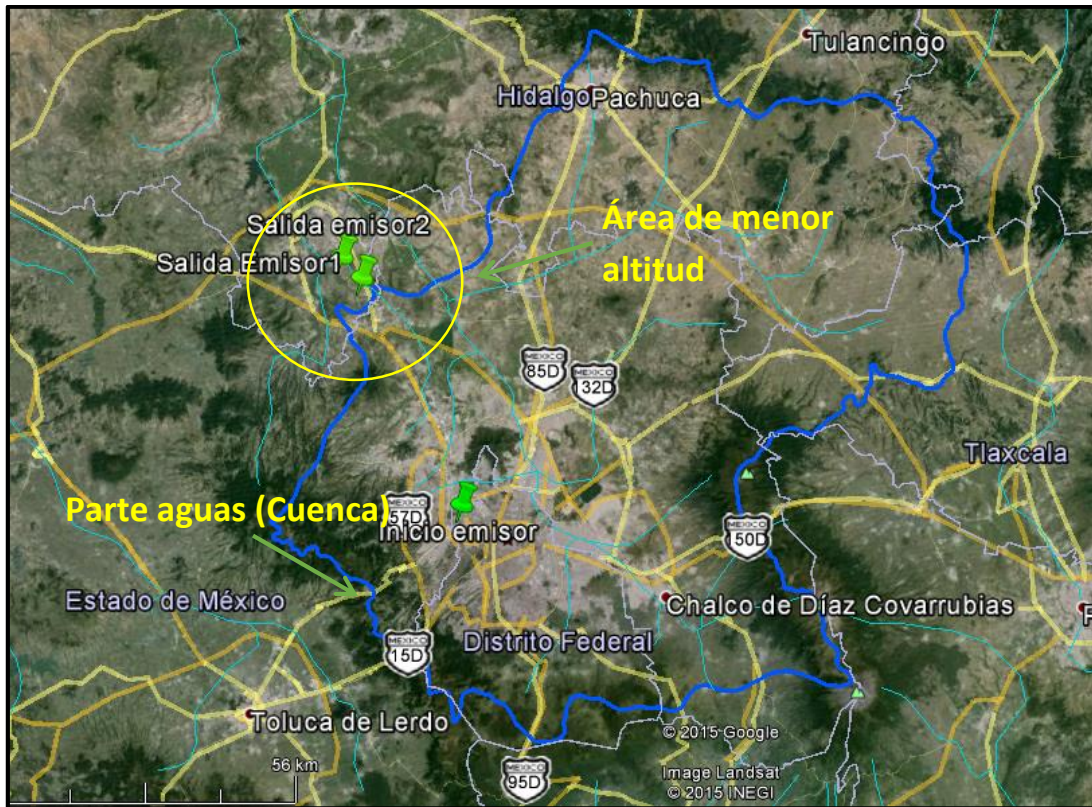


En el punto de inicio se unen dos conductos de diámetro importante, sobre el Eje 3 norte conecta con un conducto de 122cm de diámetro y sobre Madero o Francisco Javier Mina, un conducto de 76cm.



Definición de la zona de descarga.

Para la elección del punto de descarga del emisor fue necesario conocer y definir la cuenca del valle de México, una vez conocido los límites de la cuenca, que representan el parte aguas de la misma, se reconoce el punto de menor elevación de la cuenca, también se utilizó como factor y herramienta para la toma de decisión, el escurrimiento natural de los ríos existentes dentro de la cuenca.



Como se muestra en la imagen la salida del emisor es por la parte noroeste de la cuenca.

Horizonte de Diseño.

Para la determinación del horizonte de diseño se recurre a las normas técnicas de diseño de la dependencia correspondiente o encarga de dictaminarlas, ya sea de orden local, estatal o federal, para este ejemplo, recurrimos a las tablas de periodo de retorno de CONAGUA, mostradas en el capítulo 1.

Periodo de retorno para diseño de estructuras menores.	
Tipo de estructura.	T (años).
Alcantarillas en caminos secundarios, drenaje de lluvia o contracunetas	5 – 10
Drenaje lateral de los pavimentos, donde pueden tolerarse encharcamientos causados por lluvias de corta duración	1 – 2
Drenaje de aeropuertos	5
Drenaje urbano	2 - 10

Tabla 1.4

Periodo de retorno recomendado según el uso de suelo.	
Tipo de uso de suelo.	T (años).

Zona de actividad comercial	5
Zona de actividad industrial	5
Zona de edificios públicos	5
Zona residencial multifamiliar de alta densidad	3
Zona residencial unifamiliar y multifamiliar de baja densidad	1.5
Zona recreativa de alto valor e intenso uso por el público	1.5
Otras áreas recreativas	1
Se consideran valores mayores de 100 hab./ha para alta densidad.	

Tabla 1.5

Periodo de retorno según elemento.	
Elemento.	T (años).
Fuente (pozo)	5
Embalse (presa)	Hasta 50
Línea de conducción	5 – 20
Planta potabilizadora	5 – 10
Estación de bombeo	5 – 10
Tanque	5 – 20
Distribución primaria	5 – 20
Distribución secundaria	*
Red de atarjeas	*
Colector y emisor	5 – 20
Planta de tratamiento	5 - 10
* Saturación o tubo lleno.	

Tabla 1.6

Cálculo de gasto de diseño de una cuenca.

Coefficiente de escurrimiento (C).

El coeficiente de escurrimiento es la relación del volumen llovido con el que escurre en la superficie o área de estudio. Éste coeficiente depende de las características físicas y de la urbanización de la zona en estudio, es decir, del uso de suelo. Puede ser estimado por tablas dadas por el manual de CONAGUA, si el área es pequeña (menor a 2Km²), sí

el área es mayor a los dos kilómetros se recomienda estimar el coeficiente de escurrimiento con el método del Instituto de Ingeniería³.

El método del Instituto de Ingeniería para la estimación del coeficiente de escurrimiento está basado en un estudio regional para la Zona conurbada del Valle de México. Un estudio Regional está formado por valores iniciales y factores de ajuste.

La ecuación general del coeficiente de escurrimiento del Valle de México es la siguiente:

Donde:
$$C = (A_u/A_T)0.45I_u + (A_{nu}/A_T)C_{nu}$$

A_u : Área Urbana

A_T : Área total

I_u : Índice de urbanización

A_{nu} : Área no urbana

C_{nu} : Coeficiente de escurrimiento no urbano

C_u : Coeficiente de escurrimiento urbano=0.45 (dado por el estudio regional)

Para el desarrollo de éste proyecto se utilizó el método sugerido por el Instituto de Ingeniería ya que la zona en estudio se encuentra dentro del área del valle de México y por ende se tiene información confiable y accesible para la estimación del coeficiente.

Se requiere conocer el área total, urbana, no urbana y el coeficiente de escurrimiento no urbano para poder alimentar la ecuación, por lo que, como primer punto se estima el área total de influencia para el emisor, es decir el área que alimenta el punto de inicio de éste. Para ello se partió del punto de inicio del emisor hacia atrás, hasta llegar a las cabezas de atarjeas de las líneas de conducción, tanto de las líneas primarias como secundarias.

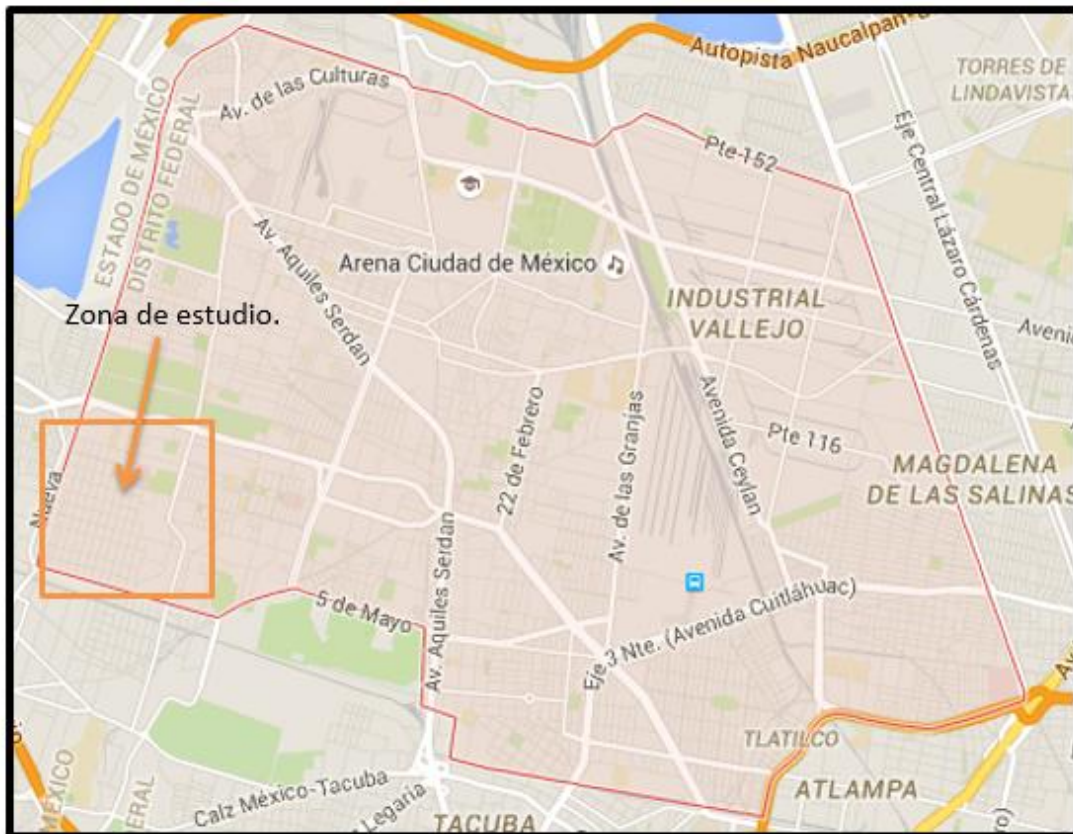
Una vez ubicado todas las líneas que alimentan al emisor se define el parteaguas de nuestra área como la línea imaginaria que divide cabezas de atarjeas, sí es que hay cabezas cercanas, otra forma también usada fue la regla de los 45 grados, que consta de dividir el área de un predio colindante a la calle donde se encuentran las conducciones en prismas trapeziales de 45 grados.

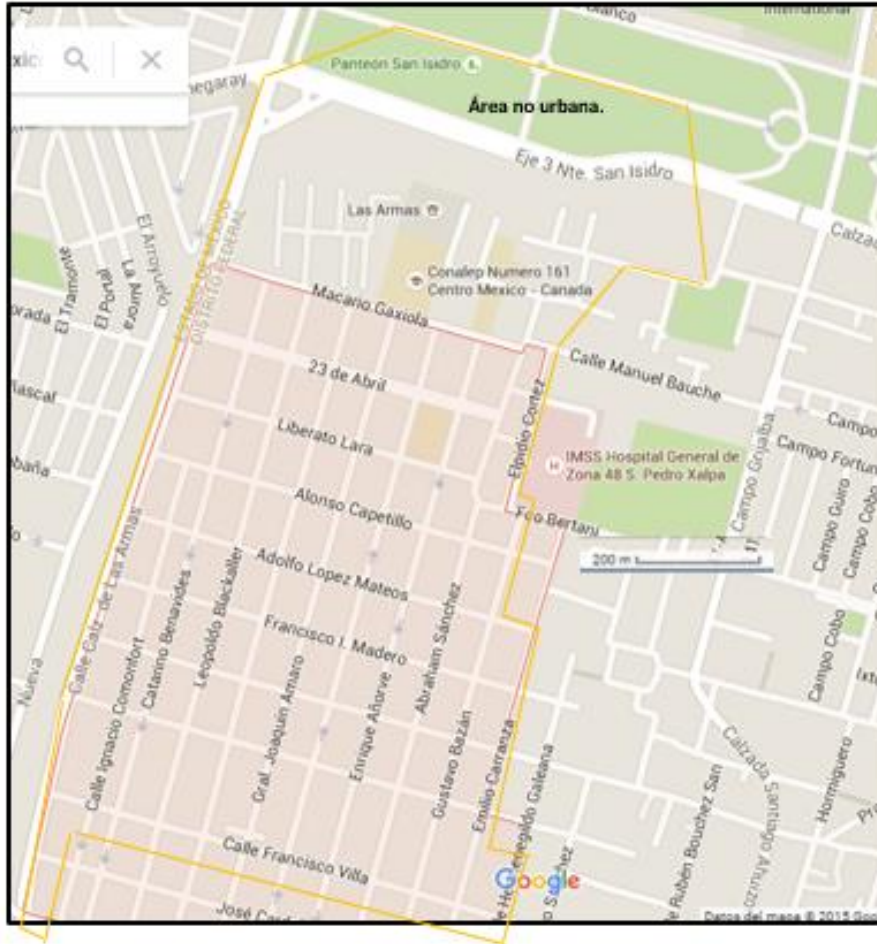
Quedando de la siguiente forma la cuenca influyente al emisor:

³ Capítulo 1.



El área total de la cuenca, así como su fracción urbana y no urbana se estimó por medio del Software Autocad, para conocer la fracción no urbana fue necesario utilizar Google Maps tomar una captura de pantalla, guardarla como imagen, llevarla a Autocad y por medio de proporciones se estimó el área.

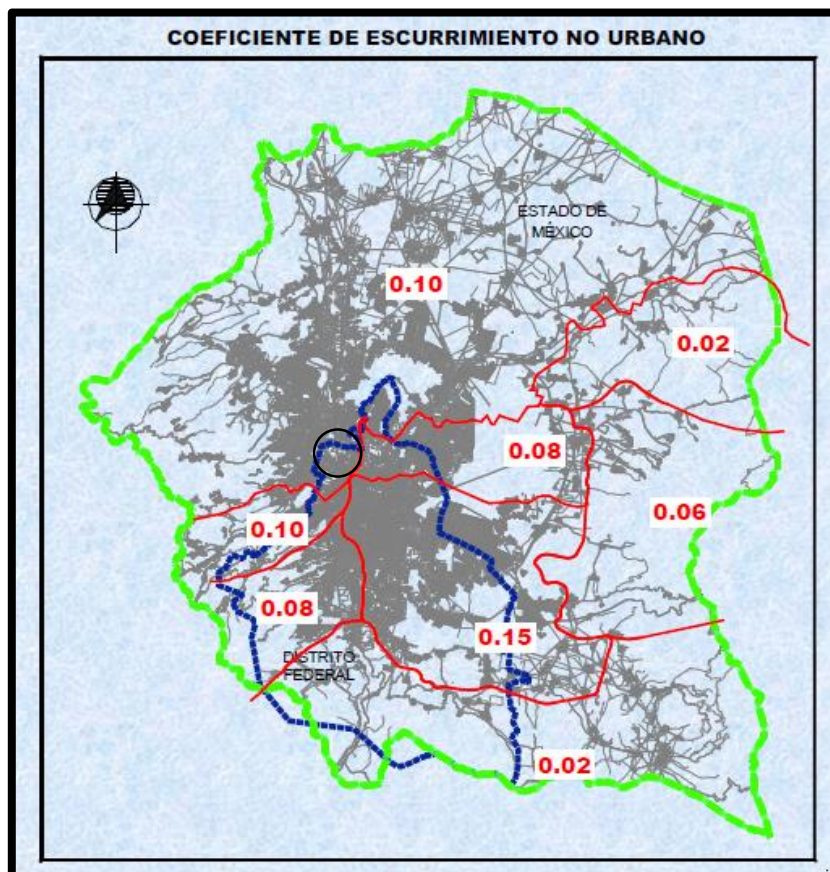
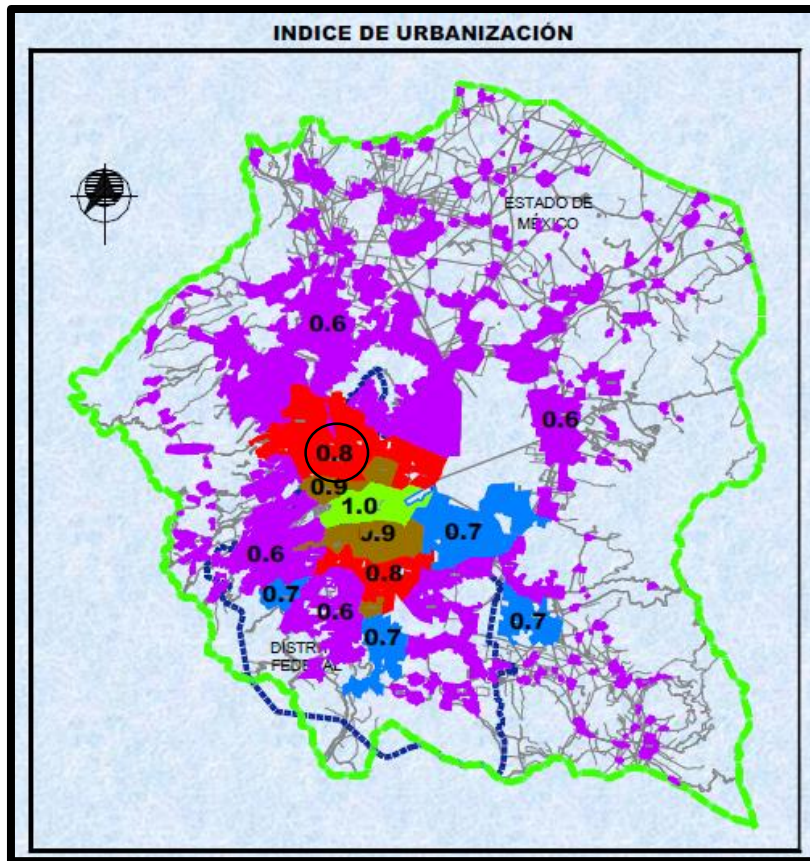




Después de hacer lo antes descrito se obtuvo un área total de 1.03 kilómetros cuadrados con 0.06 y 0.97 kilómetros cuadrados de área no urbana y área urbana, respectivamente.

Con auxilio de los mapas de coeficiente de escurrimiento no urbano e índice de urbanización, productos de la regionalización del Valle de México, se ubicó la cuenca, en éste caso dentro de la delegación de Azcapotzalco, teniendo como resultado un índice de urbanización de 0.8 y un coeficiente no urbano de 0.1 por lo que se obtiene un coeficiente de escurrimiento de 0.35.

$A_T=$	1.028	Km ²
$A_{NU}=$	0.059	Km ²
$A_U=$	0.969	Km ²
$I_u=$	0.800	
$C_{nu}=$	0.100	
C=	0.345	



Tormenta de Diseño.

La Tormenta de diseño es aquella que nos sirve para la estimación del gasto que escurrirá sobre la cuenca y que deberá de ser desalojado, ésta tormenta, como cualquier otra, está en función de 4 elementos principales.

- Duración, en h
- Precipitación, en mm
- Área, en km²
- Periodo de retorno, en años

Cada uno de los elementos antes mencionados se obtiene por medio de diferentes metodologías, herramientas e instrumentos. La precipitación se obtiene de pluviómetros, cuando se relaciona directamente la precipitación con la duración se obtienen de pluviógrafos, así mismo el cociente que se obtiene de dividir la precipitación entre la duración se denomina intensidad de lluvia y ésta nos puede dar una idea del tipo de tormenta ya sea tromba o mal tiempo, así como el tipo de generación, Convectiva, orográfica y por frentes o ciclónica. El área se obtiene por planos, isoyetas (área de influencia) y el Tiempo de retorno requiere un análisis de mayor profundidad, ya que está en función de la estadística del lugar.

La obtención de la tormenta de diseño se basa nuevamente en un estudio regional del Valle de México realizado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Duración.

La duración de la tormenta se define como el tiempo de ingreso del flujo al sistema, más el tiempo de concentración. El tiempo de concentración se entiende como el tiempo en que tarda el flujo en recorrer y salir del sistema.

Ésta consideración se hace ya que cuando la duración de la lluvia es igual al tiempo de concentración de la cuenca (15 min + tc) se garantiza el escurrimiento de TODA el área de la misma, obligando a trabajar a todo el sistema.

Debido a que resulta difícil en la práctica controlar y establecer todos los parámetros involucrados en el tiempo que tarda el flujo al entrar al sistema se recomienda usar un tiempo de entrada de 15 minutos, evitando el sobredimensionamiento de las cabezas de atarjea y un encharcamiento de duración fluctuante entre 5 y 10 min.

Como ya está establecido el tiempo de ingreso al sistema lo único que se precede a estimar es el tiempo de concentración, para ello se utiliza la ecuación de Manning, consideramos conducciones de concreto con una edad de 30 años, es decir $n=0.016$.

El punto de inicio del emisor tiene aportación de dos conducciones de diámetro considerable, por lo que se estimó el tiempo de concentración de cada conducto, se

tomó el tiempo de mayor duración, siendo éste de 40 minutos, más los 15 minutos de ingreso se obtiene una Duración de tormenta de 55 minutos. Ver tablas 0.1 y 0.2 y figuras 0.1 y 0.2.

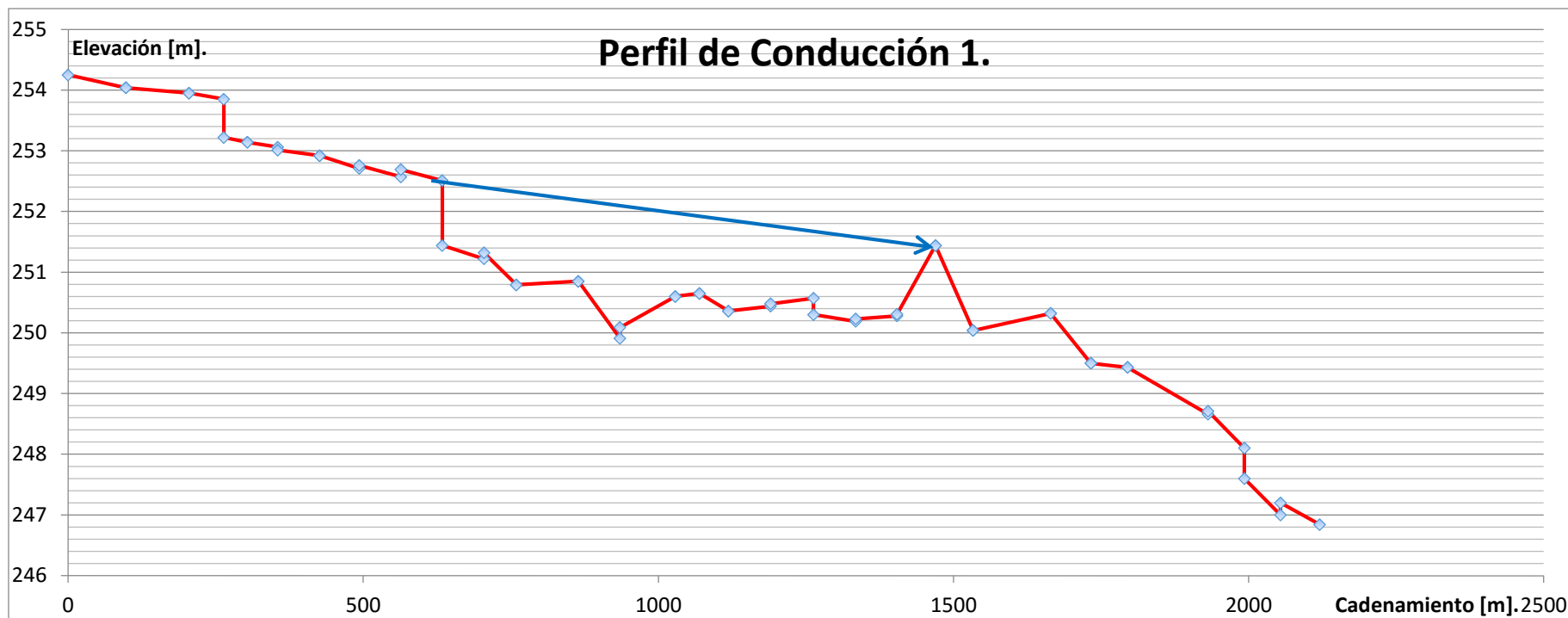


Figura 0.1

Para el cálculo del tiempo de concentración se consideran las características geométricas de los conductos 1 al 9 y del 24 al 29. De los conductos 10 al 21 y del 22 al 23 se hace el cálculo con condiciones geométricas equivalentes a las de esos tramos, simulando un escurrimiento "normal", ya que existen conductos a contrapendiente obligando a una parte del sistema a entrar en carga.

Apuntes de sistemas de Drenaje Pluvial, Programa de especialización en Hidráulica Urbana.

Tramo (n)	Conducto 1.						
	Elevación (m)		Longitud (m)	Pendiente (milésimas)	Diámetro (cm)	Velocidad (m/s)	Tiempo (s)
	Inicial	Final					
1	254.25	254.04	97.7	2.1	76	0.95	103
2	254.04	253.95	107.1	0.8	91	0.66	163
3	253.95	253.85	59	1.7	91	0.96	61
4	253.22	253.14	40	2	91	1.04	38
5	253.14	253.01	51.5	2.5	91	1.16	44
6	253.06	252.92	70.6	2	91	1.04	68
7	252.92	252.76	67.4	2.4	91	1.14	59
8	252.71	252.69	70.3	0.3	91	0.40	174
9	252.57	252.51	70.4	0.9	107	0.78	90
24	250.32	249.5	68.2	1.5	122	1.10	62
25	249.5	249.43	62	1.1	122	0.94	66
26	249.43	248.71	136.5	5.3	122	2.06	66
27	248.66	248.1	61.48	9.1	122	2.70	23
28	247.6	247.2	61.18	6.5	122	2.28	27
29	247	246.84	66.6	2.4	122	1.39	48
10-21	0	0	0	3.0	122	1.54	0
22-23	0	0	0	7.7	122	2.48	0
						$\Sigma =$	1093
						Tc(min.)=	18

Tabla 0.1

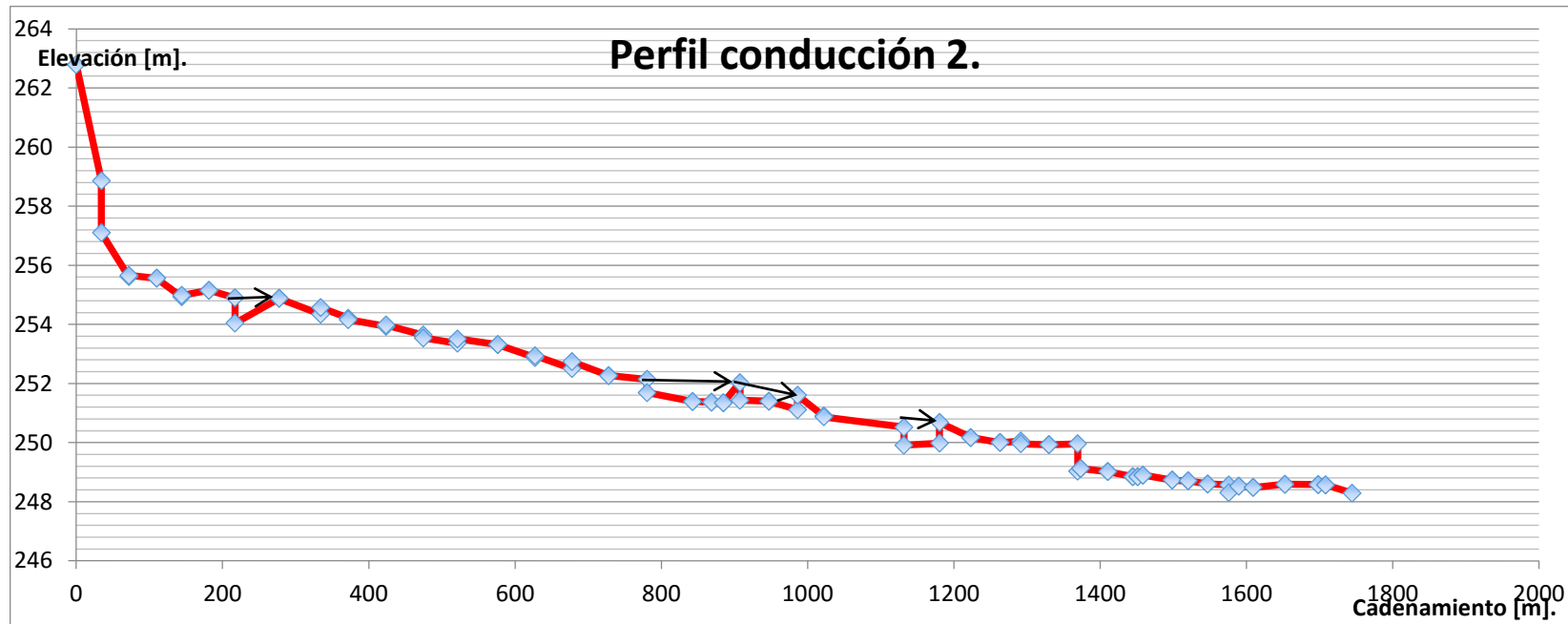


Figura 0.2.

Para el cálculo del tiempo de concentración se consideran las características geométricas de los conductos 1 al 4, 7, 9 al 18, 25 y del 28 al 46. De los conductos 5 al 6, 8, 19 al 24 y del 26 al 27 se hace el cálculo con condiciones geométricas equivalentes a las de esos tramos, simulando un escurrimiento "normal", ya que existen conductos a contrapendiente obligando a una parte del sistema a entrar en carga.

Apuntes de sistemas de Drenaje Pluvial, Programa de especialización en Hidráulica Urbana.

Conducto 2.							
Tramo (n)	Elevación (m)		Longitud (m)	Pendiente (milésimas)	Diámetro (cm)	Velocidad (m/s)	Tiempo (s)
	Inicial	Final					
1	262.79	258.86	34.4	114.2	30	3.76	9
2	257.1	255.66	37.6	40.2	30	2.23	17
3	255.61	255.56	38	1.3	30	0.40	95
4	255.56	254.98	34.1	6.7	30	0.91	37
7	254.9	254.88	60.3	1.3	30	0.40	150
9	254.34	254.16	37.5	4.8	30	0.77	49
10	254.21	253.98	51.6	4.5	38	0.87	59
11	253.93	253.54	51.1	7.6	38	1.13	45
12	253.64	253.51	46.7	2.8	45	0.77	61
13	253.36	253.32	55	0.7	45	0.39	143
14	253.31	252.94	51	7.3	60	1.51	34
15	252.88	252.74	50.5	2.8	60	0.93	54
16	252.5	252.27	50.1	4.6	60	1.20	42
17	252.27	252.14	52.5	2.5	60	0.88	60
18	251.69	251.39	62.2	4.8	60	1.22	51
25	250.87	250.52	109.6	3.7	60	1.07	102
28	250.17	250	39.9	4.3	76	1.35	29
29	250	249.96	28.7	1.4	76	0.77	37
30	250.05	249.93	38.1	3.2	76	1.17	33
31	249.93	249.03	39.5	0.8	76	0.58	68
32	249.96	249.12	4.16	9.6	76	2.02	2
33	249.12	249.02	36.9	2.7	76	1.07	34
34	249.02	248.85	34.25	5	76	1.46	23
35	248.85	248.85	7	4.3	76	1.35	5
36	248.85	248.9	7	2.9	76	1.11	6
37	248.9	248.73	40.2	4.2	76	1.34	30
38	248.73	248.71	21.5	1.4	76	0.77	28
39	248.7	248.6	26.9	4.1	76	1.32	20
40	248.6	248.31	28.5	1.1	76	0.69	42
41	248.57	248.52	14	1.4	76	0.77	18
42	248.52	248.48	19.5	2.1	76	0.95	21
43	248.48	248.59	43.4	2.5	76	1.03	42
44	248.59	248.58	45.5	0.2	76	0.29	156
45	248.58	248.57	10	6	76	1.60	6
46	248.57	248.29	36.5	6.3	76	1.64	22
5-6	254.93	254.04	65.61	13.6	30	1.29	51
8	254.88	254.57	57.1	5.4	30	0.82	70
19-22	251.39	251.4	94.05	0.1	60	0.18	517
23-24	251.4	250.9	67.545	7.4	60	1.52	44

Apuntes de sistemas de Drenaje Pluvial, Programa de especialización en Hidráulica Urbana.

26-27	250.68	250.17	82.26	6.2	68	1.51	54
						$\Sigma =$	2367
						Tc(min.)=	39

Precipitación.

Con el área, periodo de retorno y duración obtenidos anteriormente se estimó la precipitación de diseño, nuevamente se utilizó el método del Instituto de Ingeniería y su estudio de regionalización, en el cual la presipitación de diseño se estima mediante la siguiente ecuación.

$$hp(Tr,d)=hp(10,60)*F_{Tr}*F_d*F_A [mm]$$

hp(Tr,d): Altura de precipitación en mm para un periodo de retorno y duración determinado.

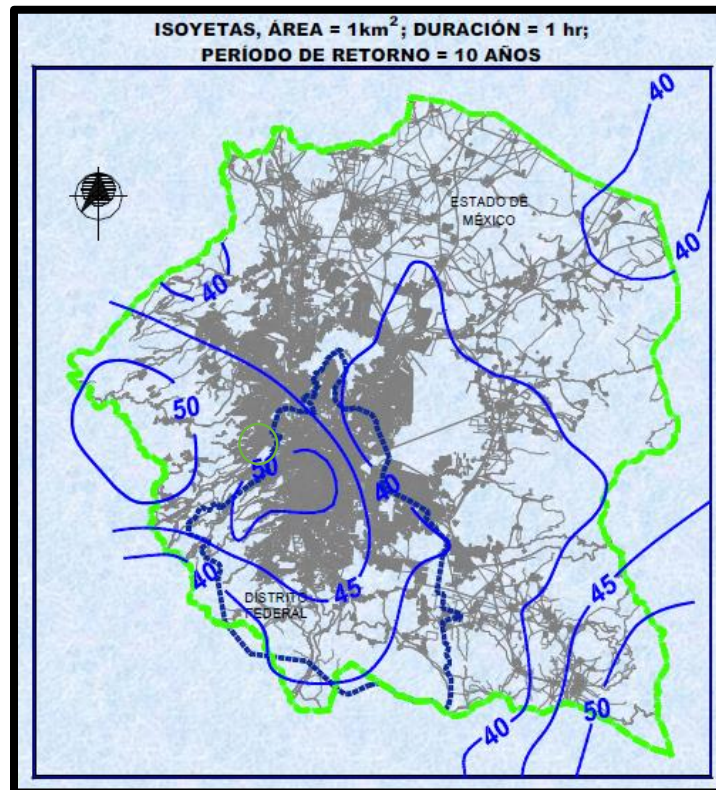
hp(10,60): Altura de precipitación en mm para un periodo de retorno de 10 años y una duración de 60 minutos.

F_{TR}: Factor de ajuste por periodo de retorno.

F_d: Factor de ajuste por duración.

F_A: Factor de ajuste por área.

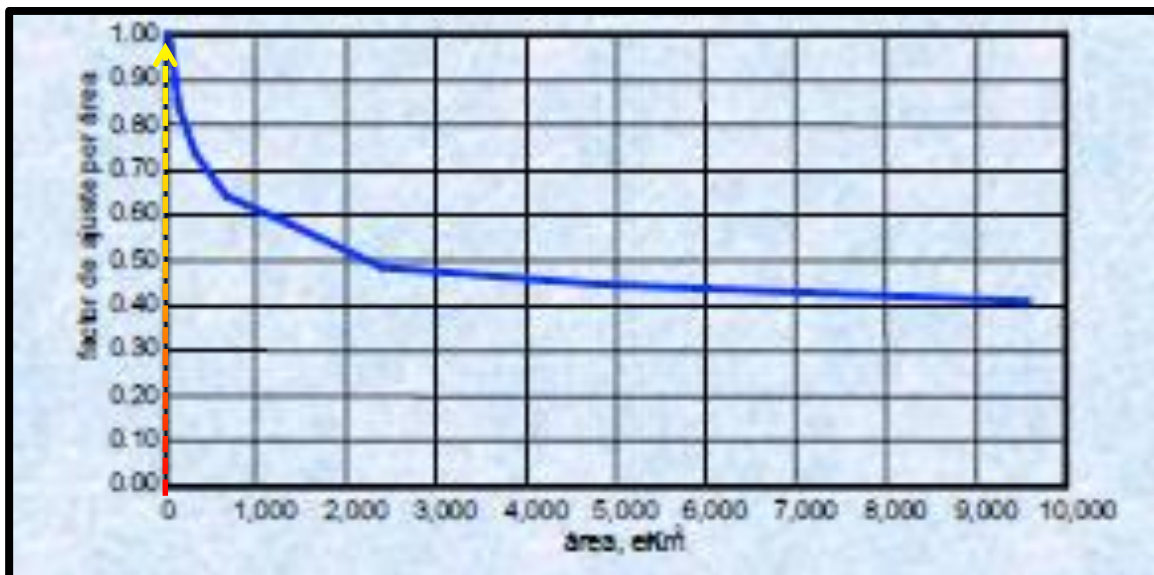
Para alimentar ésta ecuación nos auxiliamos de los siguientes gráficos:



Debido a que Azcapotzalco se encuentra entre las curvas de 45 y 50 mm de lluvia, se decidió tomar como valor 48 mm. Es decir nuestro valor base de $h_p(10,60) = 48$.

Para conocer los factores de ajuste, recurrimos a las tablas y gráficas de los factores.

Por área:



Por periodo de retorno:

Por Periodo de Retorno	
Periodo (Tr) años	Factor (F^T / F^{10})
2	0.67
5	0.88
10	1.00
25	1.14
50	1.24
100	1.34
500	1.55

Por duración (debido a que tenemos 55 minutos de duración podemos redondear a una duración de tormenta igual a 60 minutos):

Por Duración	
Duración (hr)	Factor (F_d / F_{1h})
0.5	0.78
1	1.00
2	1.17
24	1.52

$$hp(50,60)=48*1.24*1*0.95$$

Datos:		
T _c =	40	min
T _{ingreso} =	15	min
Duración=	60	min
F _{Tr} =	1.24	
F _d =	1	
F _A =	0.99	
hp(10,60)=	48	mm
hp(50,60)=	59	mm

Apuntes de sistemas de Drenaje Pluvial, Programa de especialización en Hidráulica Urbana.

Como último factor por estimar para nuestra tormenta de diseño es la relación de Precipitación-Duración, es decir la intensidad de la tormenta de diseño, para ello recurrimos a la siguiente ecuación.

$$I(d=D)=(60hp(Tr,d=D))/(d=D)$$

I(d=D): Intensidad de tormenta para una duración igual a la duración de tormenta

hp(Tr,d=D): Altura de precipitación en mm. Para un periodo de retorno dado y una duración igual a la de tormenta

d=D: Duración igual a la de tormenta.

Debido a que se conocen todos los parámetros de la ecuación la intensidad queda de 59 mm/h.

Se conocen todos los parámetros de la tormenta de diseño para el proyecto.

Tormenta de Diseño		
D=	60	min
P=	59	mm
A=	1.028	Km²
Tr=	50	Años
I=	59	mm/h

Hidrograma de diseño.

Un hidrograma es la representación gráfica en un plano de la variación de gasto en el tiempo, por lo que, para determinar el hidrograma de diseño se requiere conocer el gasto de diseño o gasto máximo/pico.

Existen diferentes metodologías para estimar el gasto producido por una tormenta en una cuenca, entre ellos se encuentran el Método racional, Grafico Alemán, del Road Research Laboratory (RRL), Hidrograma Unitario y el método de las curvas, por mencionar algunos. Todos estos métodos toman algunas de las siguientes condiciones y/o variables:

- La cuenca en estudio está urbanizada y es relativamente pequeña.

Apuntes de sistemas de Drenaje Pluvial, Programa de especialización en Hidráulica Urbana.

- La cuenca se drena de manera natural., es decir, no existen drenes artificiales que determinen la forma del escurrimiento, ni presas que lo regulen.

Los caudales de aportación de agua pluvial en un sistema de drenaje pluvial, dependen de múltiples factores, los más importantes son:

- Dimensión del área por drenar (A)
- Forma del área por drenar (f)
- Pendiente del terreno (S)
- Intensidad de la tormenta (I)
- Coeficiente de permeabilidad (K)

La determinación de la función del gasto queda en función de los factores anteriores, $Q=f(A,f,S,I,K)$.⁴

El método utilizado en el proyecto es el método racional debido a que tiene las siguientes consideraciones:

- Se tiene una tormenta uniforme durante cierto tiempo
- Se tiene una tormenta para toda el área en estudio
- La duración de la tormenta es igual al tiempo de concentración de la cuenca

Se puede observar que las consideraciones que tiene el método son las mismas que hemos postulado para nuestra cuenca en estudio, quedando la fórmula de la siguiente forma.

$$Q=0.278CIA$$

Q: gasto m³/s

C: Coeficiente de escurrimiento

I: Intensidad de lluvia mm/h

A: Área de la cuenca km²

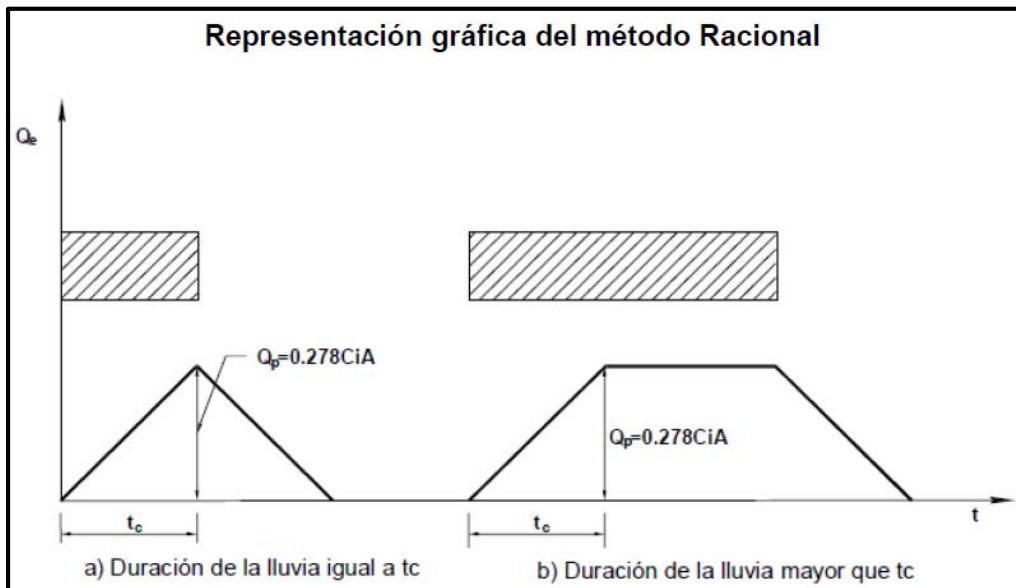
0.278: Factor de conversiones de unidades

C=	0.345	1
I=	59	mm/h
A=	1.028	Km ²

⁴ Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de CONAGUA.

$$Q = 6.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

La representación gráfica del método o el hidrograma resultante es igual al de un triángulo, en donde el pico representa el gasto estimado en tiempo igual al de concentración, posterior a éste pico sería el escurrimiento del volumen almacenado en el sistema, área del hidrograma. El método asigna la forma triangular del hidrograma, porque representa un sistema eficiente para una condición desfavorable.



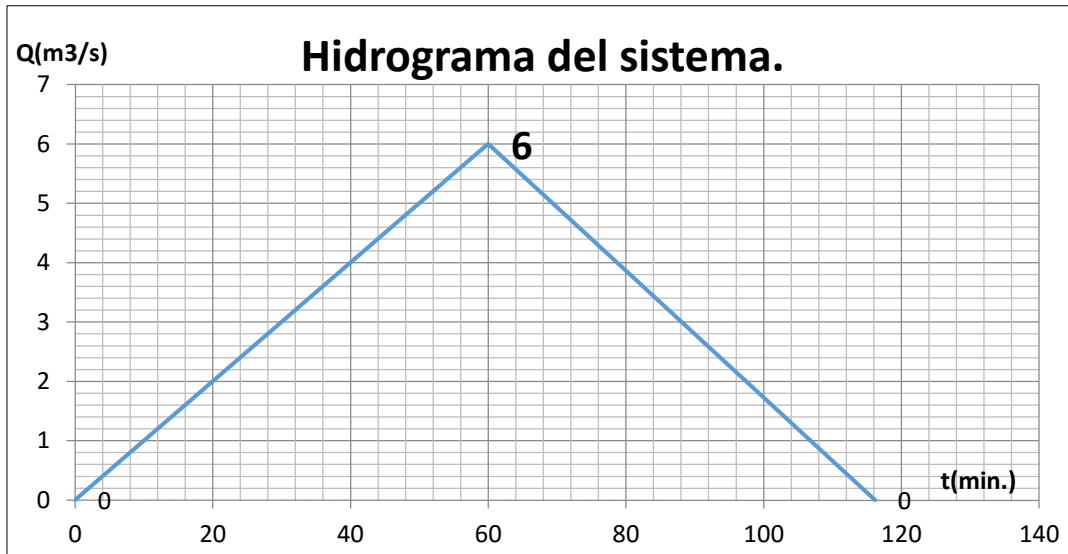
De tal forma que, conociendo el tiempo de concentración, el gasto de diseño, que la duración de la tormenta es igual al de concentración y que el volumen escurrido debe ser igual al volumen del hidrograma, se determina el hidrograma del sistema.

Vol. escurrido= $hp \cdot D \cdot C \cdot A$		
hp=	59	mm/h
D=	1	h
H=	59	mm
H=	0.059	m
HC=	0.020	M
A=	1028347.6	m ²
Vol.=	20906.8	m ³

$$\text{VolHid.} = (t_b \cdot Q) / 2$$

$$t_b = (2 \text{Vol}) / Q$$

$$t_b(\text{min}) = 116$$



Alternativas de trazo del Emisor.

Se plantearon dos trazos posibles para el Emisor San Pedro Xalpa, cada una con características diferentes, longitud, pendiente, interferencias, techo y geología, por nombrar algunas, es por ello que a continuación se describe cada característica de los dos trazos seleccionados.



Longitud.

Por cuestiones económicas los emisores deben tender a ser un reflejo subterráneo de la topografía superficial., Es decir, estos deben ser paralelos al escurrimiento natural de la cuenca, o, al drenaje superficial, para así tener un escurrimiento por gravedad.

Considerando la recomendación anterior, se hicieron dos trazos.

- El primer trazo va sobre la calle Manuel Salazar hasta llegar a la avenida Aquiles Serdan, sigue por ésta, gira a la derecha sobre Gustavo Baz y cruza De los Jinetes para seguir por Manuel Avila Camacho/México – Queretaro. El trazo sigue la autopista México – Queretaro hasta llegar a la carretera Jorobas – Tula, se sigue por ésta 6.71 Km y gira a la izquierda hasta llegar al punto de descarga, teniendo en total una longitud de **50.9 Km.**
- El segundo trazo va sobre el eje 3 Norte (Calzada San Isidro) gira a la izquierda sobre 22 de febrero, posteriormente gira a la derecha sobre el eje 4 Norte (Antigua Calzada Guadalupe) llega a avenida De las Granjas y gira a la izquierda sobre ésta para llegar a las vías del ferrocarril (Avenida Ferrocarriles, Ferrocarriles nacionales del Oeste) para seguir el trazo sobre las vías hasta llegar al punto de descarga, teniendo una longitud de **59.7 Km.**

Pendiente.

La pendiente (S) se propone o determina de acuerdo a la elevación de descarga, de inicio y de la longitud del Emisor. La pendiente, la ecuación de Manning y el gasto determinan el diámetro del emisor, por lo que, se conoce la elevación del punto de descarga de cada trazo, al igual que su longitud, la elevación del punto de partida del emisor se propone 30 metros por debajo de la elevación del terreno, mínimo, esto debido al techo que debe haber entre el lomo del emisor y el terreno, y el gasto que desalojará el emisor será de 100 m³/s, éste gasto se propone, ya que en éste momento no se conoce el gasto de ingreso por las cuencas de cada lumbrera existente a lo largo del emisor.

Para el primer trazo se propone una elevación de partida 30 metros por abajo del terreno, quedando de 2230 [m]

Longitud (Km)	50.9
Elevación (msnm)	
Inicio	2230
Fin	2217
S1	0.00026

Apuntes de sistemas de Drenaje Pluvial, Programa de especialización en Hidráulica Urbana.

Con la pendiente se estimó el siguiente diámetro del emisor.

$$Q=A(1/n)(D/4)^{2/3}S^{1/2}$$

$$D=[(4Qn*4^{2/3})/(S^{1/2}*\pi)]^{3/8}$$

Q(m ³ /s)=	100
n=	0.013
s1=	0.0003
Φ_E(m)=	8.06
A(m ²)=	51.00
v(m/s)=	1.96

El primer trazo se tiene una pendiente de 0.3 milésimas y un diámetro de 8 m.

Para el segundo trazo se propone una elevación de partida de 2222 m.

Longitud (Km)	59.7
Elevación (msnm)	
Inicio	2222
Fin	2178
S2	0.00074

Con la pendiente se estimó el siguiente diámetro de emisor.

$$Q=A(1/n)(D/4)^{2/3}S^{1/2}$$

$$D=[(4Qn*4^{2/3})/(S^{1/2}*\pi)]^{3/8}$$

Q(m ³ /s)=	100
n=	0.013
s1=	0.0007
Φ_E(m)=	6.6
A(m ²)=	34.2

$$v(m/s)= 3$$

El segundo trazo tiene una pendiente de 0.7 milésimas y un diámetro de 7 m.

Interferencias.

Se entiende como interferencias a aquellos elementos superficiales y subterráneos que cruzan, intersectan y/o dificultan la construcción y el paso del emisor.

Las interferencias subterráneas en éste tipo de proyectos son de carácter estructural, como las cimentaciones de grandes obras., De infraestructura, como el sistema de transporte subterráneo, conductos de agua, gas, gasolina, redes eléctricas, etcétera. Éstas están directamente relacionadas con el paso del emisor.

Las interferencias superficiales son variadas, como: edificios, casas habitación, vialidades y están mayormente relacionadas con la construcción de las lumbreras.

En ambos trazos no se tienen interferencias subterráneas con el sistema de transporte subterráneo, sin embargo, en el caso de interferencias superficiales ambos trazos tiene el problema de cruzar sobre casa habitación por lo que se deben de comprar predios y demoler su construcción, el primer trazo es el que presenta un mayor número de interferencias debido a la falta de espacios para la construcción de la lumbreras, de igual forma es necesario establecer comunicación con las dependencias correspondientes ya que hay incertidumbre de que ambos pasen por la cimentación de los segundos niveles de vialidades importantes.

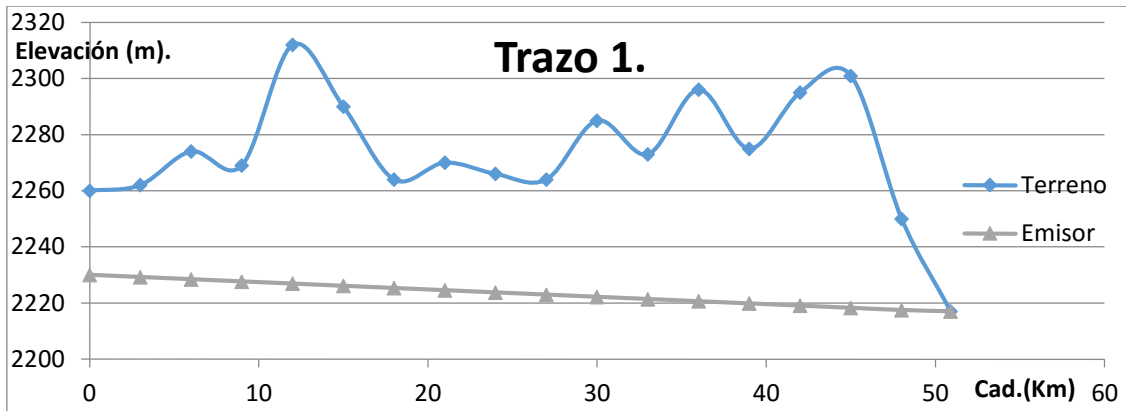
Techo.

Se entiende como techo a la separación que hay entre el lomo del emisor y el nivel superficial del terreno.

Debido a que las dimensiones del emisor son considerables y que se trata de una obra de funcionamiento prioritario, se establece un techo mínimo de 30 m en zona urbana, a continuación, se muestra la revisión del techo para cada trazo.

Se hizo una toma de elevación del terreno cada 3Km y se graficó en un mismo plano con el lomo del emisor, para así obtener el techo en cada trazo.

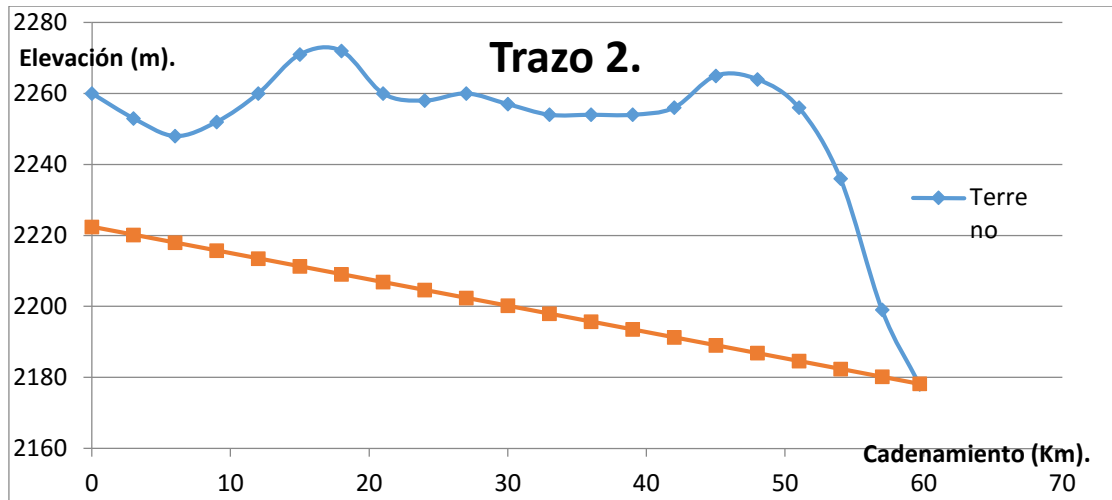
Trazo1.



levantamiento del terreno cada 3 km.			
Cad. Km	Elevación terreno	Elevación Emisor	Profundidad
0	2260	2230	30
3	2262	2229.2	33
6	2274	2228.4	46
9	2269	2227.6	41
12	2312	2226.9	85
15	2290	2226.1	64
18	2264	2225.3	39
21	2270	2224.5	45
24	2266	2223.7	42
27	2264	2222.9	41
30	2285	2222.2	63
33	2273	2221.4	52
36	2296	2220.6	75
39	2275	2219.8	55
42	2295	2219.0	76
45	2301	2218.2	83
48	2250	2217.4	33
50.9	2217	2217	0

El trazo 1 tiene un techo mínimo de 30 m y un máximo de 85 m, cabe enfatizar que esto es dentro de la toma de elevaciones, sí se quisiera tener un análisis más fino se recomienda hacer un levantamiento a menor distancia.

Trazo2.



En el trazo 2 se obtuvo un techo mínimo de 30 metros y un máximo de 77 metros, por lo que hasta ahora es la opción que se recomienda para tener una profundidad de lumbrera menor, y así reducir costo de excavación.

levantamiento del terreno cada 3 km.			
Cad. Km	Elevación terreno	Elevación Emisor	Profundidad
0	2260	2222	38
3	2253	2220	33
6	2248	2218	30
9	2252	2216	36
12	2260	2214	46
15	2271	2211	60
18	2272	2209	63
21	2260	2207	53
24	2258	2205	53
27	2260	2202	58
30	2257	2200	57
33	2254	2198	56
36	2254	2196	58
39	2254	2194	60
42	2256	2191	65
45	2265	2189	76
48	2264	2187	77
51	2256	2185	71
54	2236	2182	54
57	2199	2180	19
59.7	2178	2178	0

Geología.

Geología de la cuenca del valle de México.

La zona metropolitana se encuentra asentada, principalmente, sobre los sedimentos arcillosos dejados por los antiguos lagos. Lo que se conoce como Valle de México, presenta una forma prácticamente plana que antiguamente fue el fondo de aquellos lagos.

El Valle de México forma parte del dominado Eje Neovolcánico o Faja Volcánica Transmexicana, la cual se extiende en dirección este - oeste atravesando la República Mexicana. Esta zona, se considera una provincia fisiográfica independiente al resto de la república. Los valles que originalmente habían sido cuencas lacustres profundas, han sido llenados con materiales fluviales y lacustres derivados de las montañas, así como con enormes masas de cenizas de volcanes más recientes.

El Valle de México presenta al oriente dos grandes aparatos volcánicos que son el Popocatepetl y el Iztaccíhuatl. El resto de la zona metropolitana de la Ciudad de México (ZMCM) se encuentra limitado por elevaciones topográficas de origen volcánico como son la Sierra de Guadalupe al norte, la Sierra de Las Cruces al poniente, la Sierra del Chichinautzin al sur, el volcán del Ajusco al suroeste y la Sierra Nevada al oriente. Dentro del valle existen algunos aparatos volcánicos aislados, siendo los principales los que forman la Sierra de Santa Catarina y existiendo algunos otros que aparecen en forma aisladas como son el Peñón del Marqués, el Peñón de los Baños y el Cerro de la Estrella.

Los materiales que constituyen el subsuelo del Valle de México corresponden a una intercalación de productos volcánicos tales como lavas, tobas y cenizas que incluyen materiales granulares transportados por río y arroyos provenientes de las partes topográficamente altas que circularon hacia los valles. Cubriendo a dichos materiales y en espesores variables, se encuentran arcillas y arenas finas que son el producto del sedimento de los antiguos lagos.⁵

Tipo de Escudo.

De acuerdo a la geología del valle de México, descrito en el apartado anterior, se debe de utilizar un escudo que pueda remover suelo lacustre (arcillas y limos) en la parte inicial del emisor, y con forme se acerque al parteaguas del valle de México se requerirá una cabeza de escudo con la capacidad de remover suelo granular, arenas y gravas.

⁵ Esia geología, geología del Valle de México, 21 Octubre 2006.

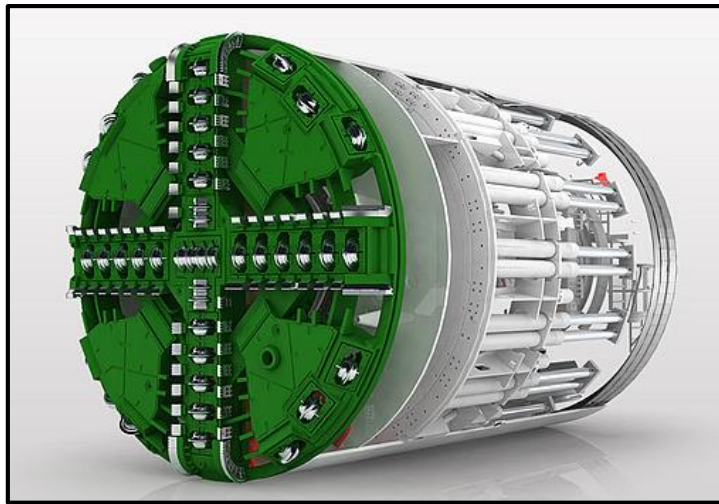
Apuntes de sistemas de Drenaje Pluvial, Programa de especialización en Hidráulica Urbana.

La empresa alemana Herrenknecht, Tunnelling systems, ofrece un escudo capaz de remover el suelo del valle de México.

EPB (Earth Pressure Balance Shields).

La característica principal del escudo es la utilización del material removido como elemento de soporte. Este escudo es ideal para materiales cohesivos con alto contenido de arcilla, limo y baja permeabilidad, mas no todas las condiciones del terreno tienen características ideales para el escudo., Sin embargo, el rango de aplicación de este método se puede mejorar enormemente por el acondicionamiento del suelo. Esto significa cambiar la plasticidad, la textura y la permeabilidad del suelo mediante la inyección de diversos materiales de acondicionamiento tales como el agua, la bentonita o espuma. Permitiendo al escudo remover suelos heterogéneos que contienen grava, arena, agua, o en condiciones geológicas inestables.

El rango de diámetro del escudo va de 1.7 a 16 m.



Este escudo es ideal para el proyecto, ya que no se requiere de la compra de otra cabeza para la remoción de material granular, como se había mencionado anteriormente.

Radio de Giro.

El radio mínimo de giro aceptable para el buen funcionamiento del escudo EPB es de 200 metros

Ubicación de Lumbreras.

La ubicación de las lumbreras a lo largo del trazo depende prioritariamente de dos criterios. El primero y de carácter rector es la capacidad en distancia que tenga el escudo para

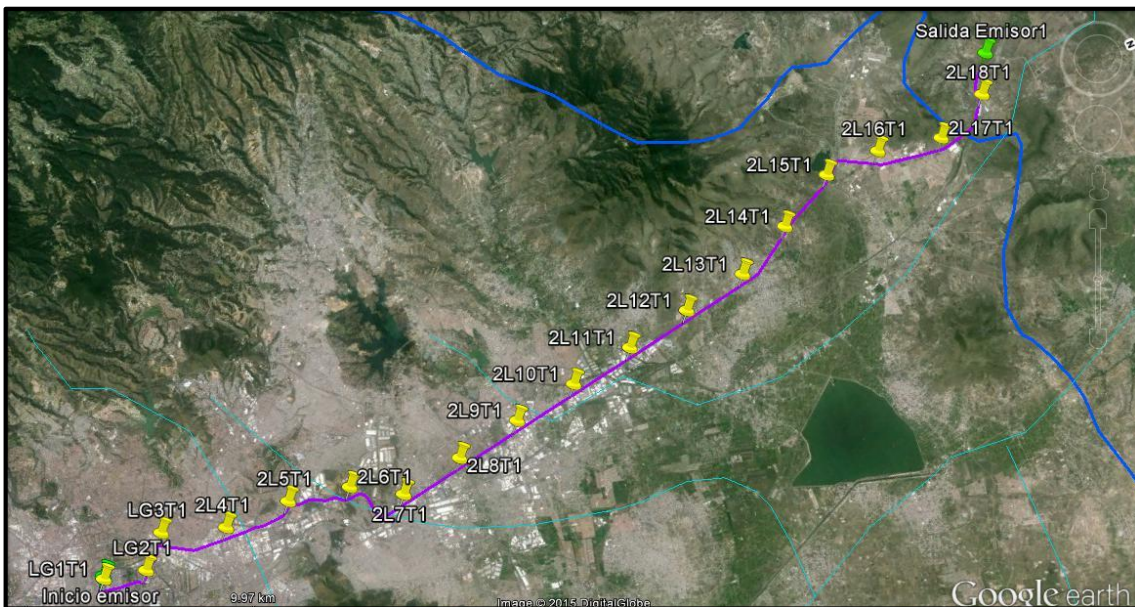
Apuntes de sistemas de Drenaje Pluvial, Programa de especialización en Hidráulica Urbana.

remover material, el segundo criterio es la disposición de predios cercanos o sobre el eje del trazo.

El proyecto Emisor San Pedro Xalpa cuenta con un escudo que puede remover material hasta tres kilómetros, por lo que la distancia máxima entre lumbreras en ambos trazos no supera los tres kilómetros.

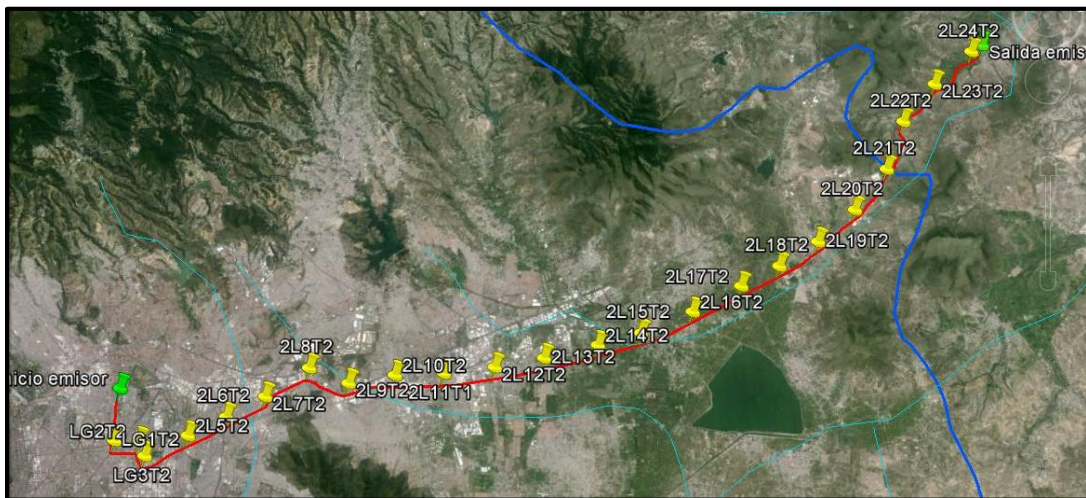
Trazo 1.

Lumbrera	Cad. Km	Lumbrera	Cad. Km
Inicio	0	10	24.9
1	0.15	11	27.9
2	2.1	12	30.9
3	3.9	13	33.9
4	6.9	14	36.9
5	9.9	15	39.9
6	12.9	16	42.9
7	15.9	17	45.9
8	18.9	18	48.9
9	21.9	Fin	50.9

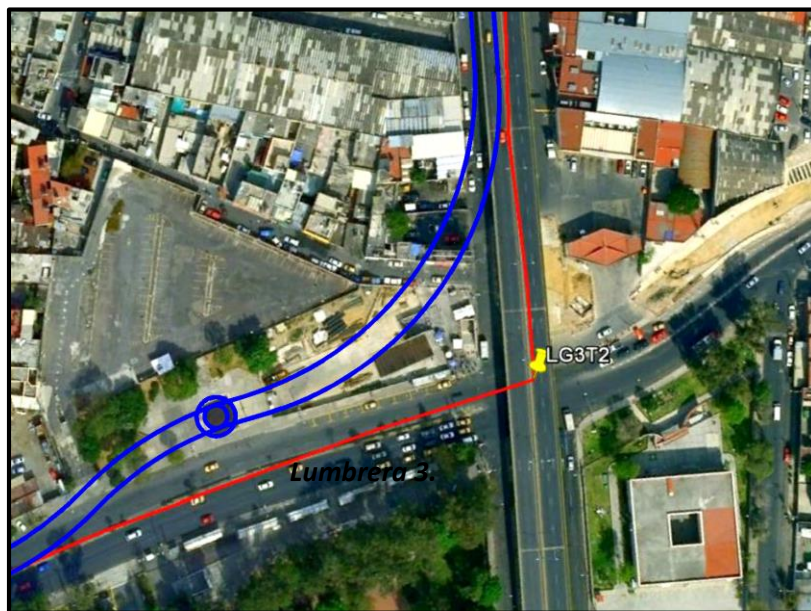
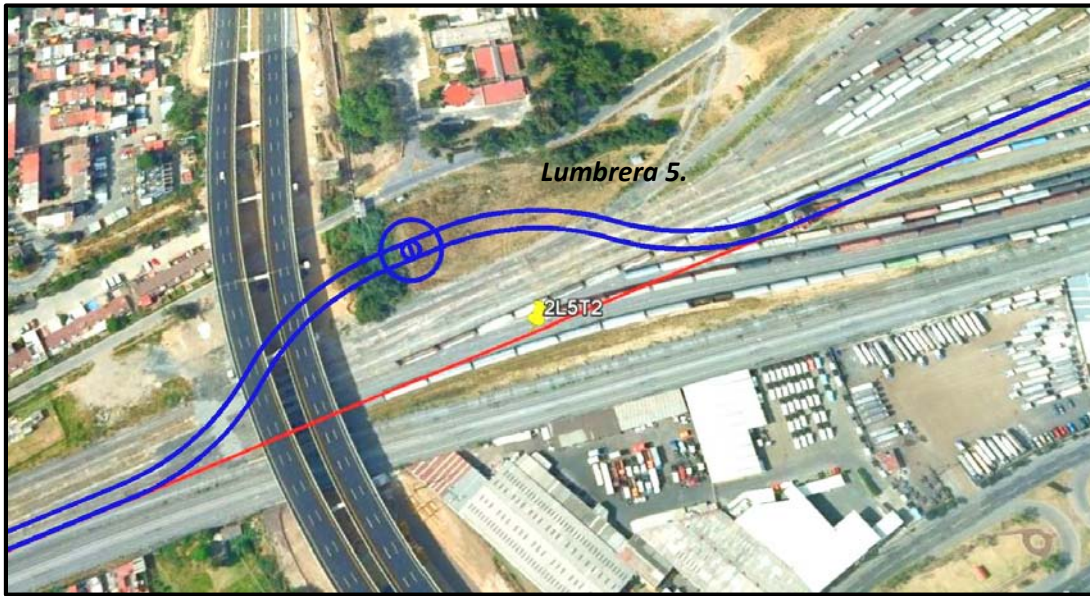


Trazo 2.

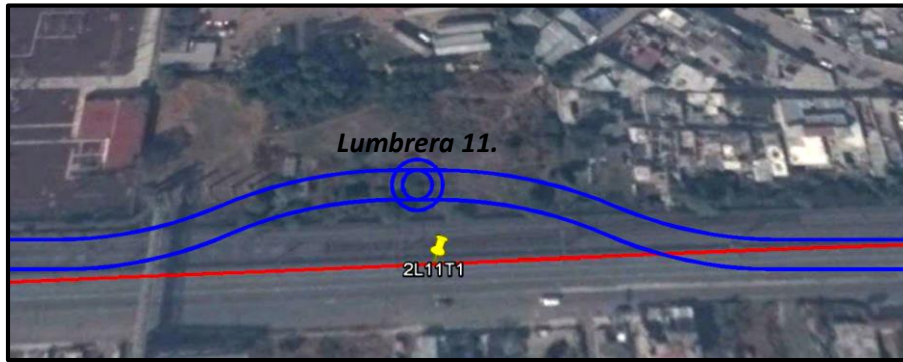
Lumbrera	Cad. Km	Lumbrera	Cad. Km
Inicio	0	14	31
2	2.88	15	33.5
3	4.17	16	36.5
4	5	17	39.5
5	7.6	18	41.8
6	9.9	19	44.4
7	12.2	20	47
8	15	21	50
9	17.4	22	53
10	20	23	56
11	22.6	24	59
12	25.4	Fin	59.7
13	28		



A continuación se muestra el detalle de algunas lumbreras del trazo2:



Apuntes de sistemas de Drenaje Pluvial, Programa de especialización en Hidráulica Urbana.



Definición de la mejor alternativa.

Ventajas y desventajas.

- ***Trazo1.***

Las principales ventajas de éste trazo son una longitud y cantidad de lumbreras menor, descarga inmediata después del parte aguas y por ello un volumen menor de concreto.

Una longitud y pendiente menor dan como resultado un diámetro de emisor de mayor magnitud, elevando el costo adquisitivo del escudo, además de que el trazo pasa mayormente por un área urbana importante, siendo así difícil la ubicación de las lumbreras obligando la adquisición de predios, demolición de obra existente y un sinfín de interferencias.

Otra desventaja es la profundidad de las lumbreras, ya que son muy profundas y una de ellas sobrepasa los 125 m establecidos como máximo.

- ***Trazo2.***

Debido a la longitud y pendiente se tiene un diámetro menor de emisor en comparación al trazo 1. Bajando considerablemente el costo adquisitivo de éste y del proyecto, de igual forma, una gran ventaja del trazo es el hecho de pasar por un área urbana menor facilitando la ubicación de lumbreras y reduciendo interferencias superficiales y subterráneas, así mismo la profundidad de las lumbreras es menor.

El hecho de ser un trazo de mayor longitud implica la existencia de más lumbreras y un mayor volumen de concreto para la pared del emisor y de las lumbreras.

Después de ver todos estos aspectos se concluye que el trazo 2 es la mejor opción al ser el que tiene un diámetro, profundidad de lumbreras y un costo menor.

Modelación Hidráulica.

Para la revisión del sistema es necesario contar con un modelo de simulación que permita ver la respuesta de éste ante diversos escenarios desfavorables, y así poder generar una serie de recomendaciones para una buena gestión del sistema, en éste caso un Emisor.

Modelo EPA SWMM.

Stormwater Management Model (modelo de gerencia de aguas pluviales) de la EPA (SWMM) es un modelo dinámico de simulación de precipitaciones, que se puede utilizar para un único acontecimiento o para realizar una simulación continua en periodo extendido. El

Apuntes de sistemas de Drenaje Pluvial, Programa de especialización en Hidráulica Urbana.

programa permite simular tanto la cantidad como calidad del agua evacuada, especialmente en alcantarillado urbano. Este modelo funciona con una serie de cuencas en las cuales cae el agua de lluvia y se genera el gasto de escurrimiento. La parte de transporte hidráulico del modelo, analiza el recorrido de éstas aguas a través de un sistema compuesto por tuberías, canales, obras de almacenamiento y tratamiento, bombas y estructuras reguladoras. De igual forma es capaz de seguir la evolución de la cantidad y calidad del gasto que escurre de cada cuenca, así como el caudal, el nivel de agua en las lumbreras o la calidad del agua en la tubería y canal durante la simulación compuesta por múltiples intervalos de tiempo.

Corridas a conducto vacío.

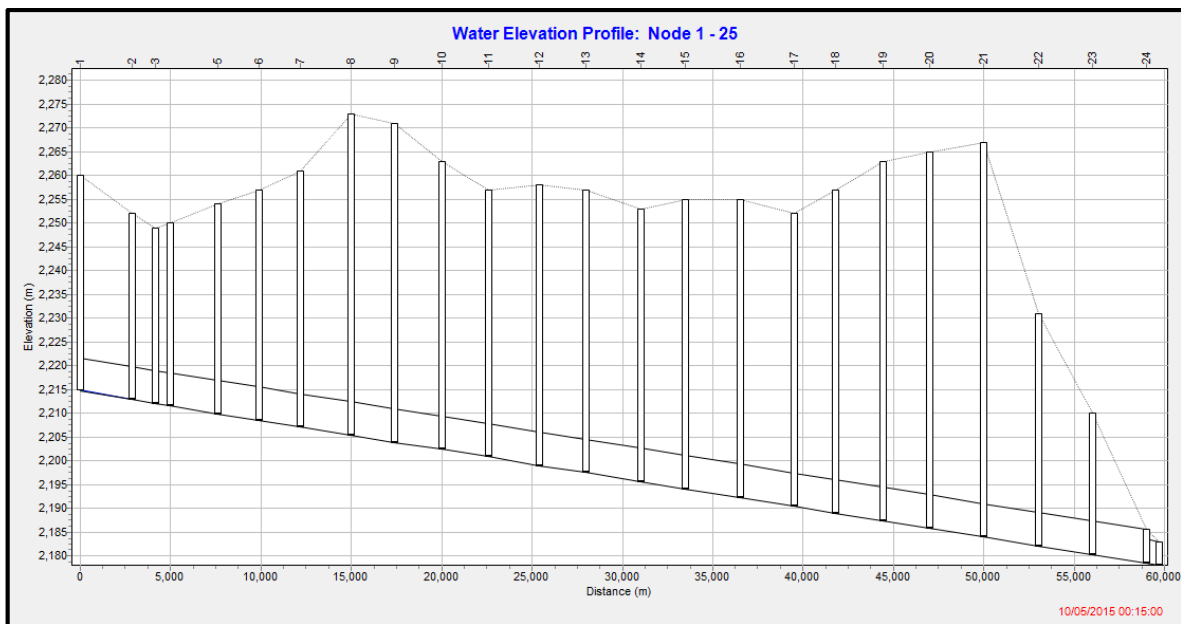


Figura 0.3 Perfil del emisor vacío.

Tormenta de diseño en la lumbrera cero.

Como el título lo indica, se analiza el comportamiento del sistema ante la tormenta de diseño en la lumbrera cero.

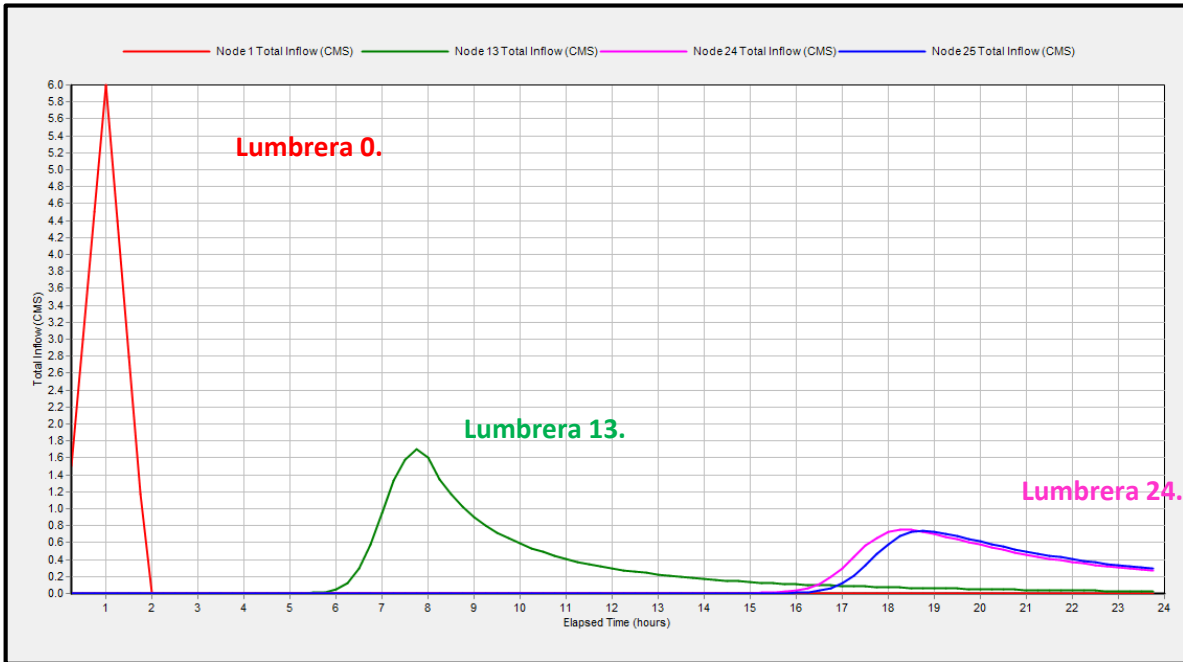
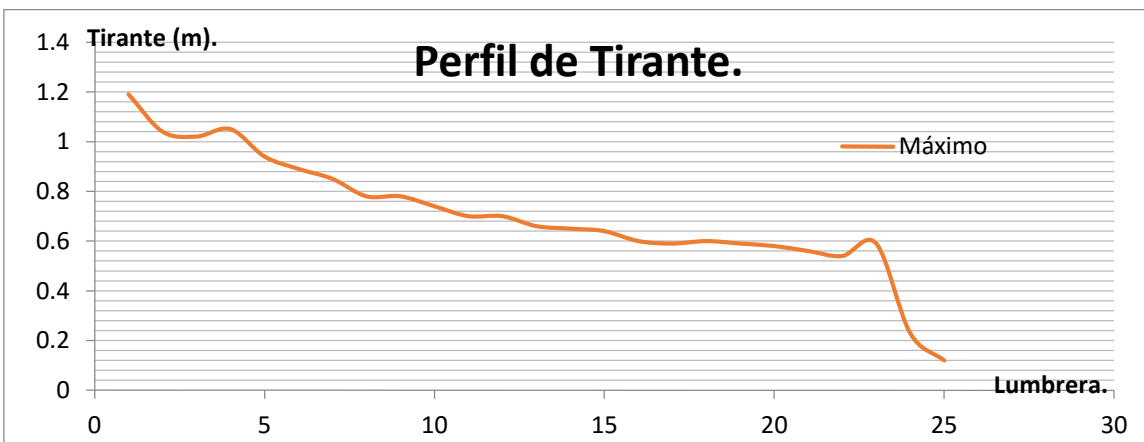


Figura 0.4 Hidrógramas en la lumbreira 1, 13, 24 y en la descarga.

Se observa que el hidrógrama en la lumbreira cero, es el hidrógrama de la tormenta de diseño, los hidrógramas correspondientes a las lumbreiras posteriores tienen un gasto pico menor, además de prolongar su tiempo base. Con ello se deduce un comportamiento de regulación espacial y temporal del emisor ante la tormenta de diseño.

Para revisar la saturación del emisor, en cuestión de tirante, se grafica el tirante promedio y máximo de las lumbreiras un mismo plano.



Debido a que no se tiene un tirante superior a 7 metros se dice que el emisor trabaja correctamente a gravedad, por otra parte, se deben de observar las velocidades medias que

Apuntes de sistemas de Drenaje Pluvial, Programa de especialización en Hidráulica Urbana.

se obtiene en cada sección del conducto, esto con el propósito de evitar sedimentación (velocidad mínima) y erosión (velocidad máxima) en el emisor.

Conducto	Vel. m/s	Conducto	Vel. m/s
1	1.57	13	1.03
2	1.47	14	1
3	1.87	15	0.98
4	1.75	16	0.98
5	1.4	17	0.95
6	1.33	18	0.95
7	1.21	19	0.94
8	1.17	20	0.91
9	1.11	21	0.92
10	1.1	22	0.89
11	1.09	23	0.84
12	1.02	24	0.65

No hay problemas de sedimentación, ya que la velocidad mínima es de 0.30 [m/s].

Tormenta extraordinaria aguas arriba.

La simulación de la tormenta extraordinaria aguas arriba consiste en colocar en las 5 primeras lumbreras la tormenta de diseño con diferentes factores de proporción, que son: 1, 4, 2, 0.5 y 1 en orden ascendente.

Como se mencionó en la corrida anterior el emisor funciona como un elemento regulador del flujo, por lo que se colocan en un mismo plano el hidrógrama de las primeras cinco lumbreras para ver su evolución y de la última lumbrera para ver su regulación.

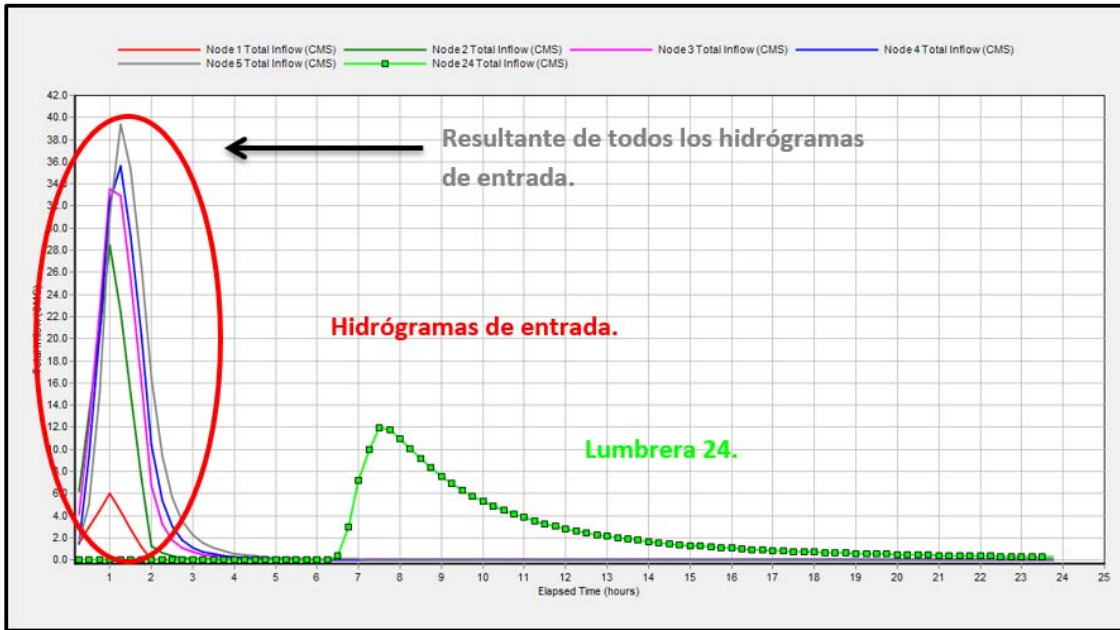
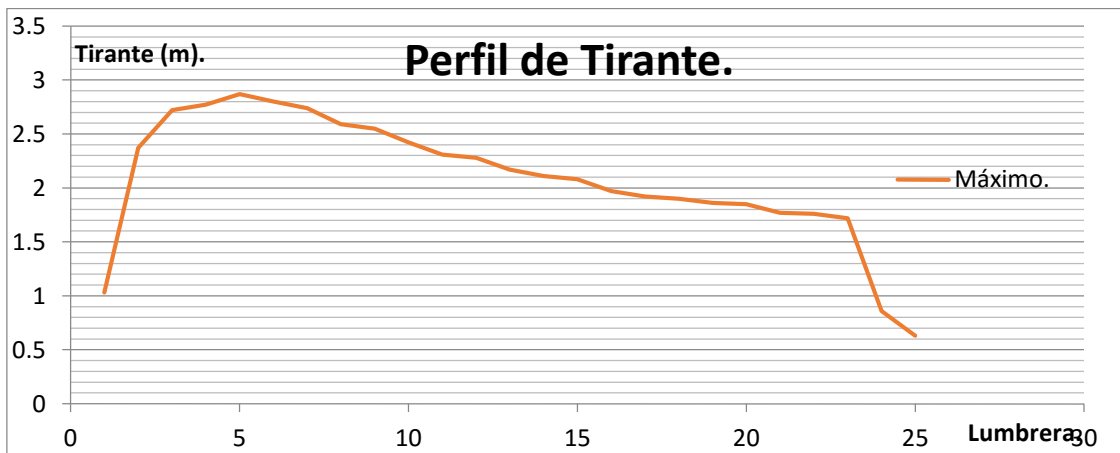


Figura 0.5 Hidrógramas de entrada.

La suma de todos los hidrógramas da un gasto pico muy cercano $40 \text{ m}^3/\text{s}$ por lo que se requiere analizar los tirantes máximos obtenidos a lo largo del emisor.

En contraste con la corrida anterior se observa una respuesta más próxima al desalojo del agua., Es decir, el hidrógrama de salida inicia antes, por lo que se deduce que entre más agua haya en el sistema más rápida es la respuesta de desalojo.



A pesar de presentarse una tormenta extraordinaria el emisor sigue trabajando a gravedad, no hay problema alguno, sin embargo, se tienen tirantes superiores a 2.5 metros por lo que se hace una revisión de velocidad, esperando que no sea superior a 5 [m/s] , velocidad máxima para conductos de concreto y que evita la erosión del material.

Apuntes de sistemas de Drenaje Pluvial, Programa de especialización en Hidráulica Urbana.

En la tabla siguiente se muestran las velocidades y gastos máximos que se presentan en los conductos, la velocidad máxima no supera la velocidad máxima, por lo que se concluye que para ésta tormenta extraordinaria el emisor trabaja correctamente.

Conducto	Vel. m/s	Q _{max} m ³ /s	Conducto	Vel. m/s	Q _{max} m ³ /s
1	0.69	4.98	13	2.61	21.36
2	1.94	24.42	14	2.55	19.9
3	2.46	33.58	15	2.57	18.80
4	2.5	35.22	16	2.4	17.81
5	2.73	37.46	17	2.33	16.97
6	2.79	35.67	18	2.37	16.41
7	2.9	33.17	19	2.39	15.71
8	2.86	30.83	20	2.4	14.86
9	2.88	28.41	21	2.32	14.26
10	2.84	26.34	22	2.13	13.50
11	2.75	24.64	23	2.48	12.01
12	2.72	22.65	24	1.67	11.89

Tormenta extraordinaria aguas abajo.

La simulación de la tormenta extraordinaria aguas abajo consiste en alimentar las últimas cuatro lumbreras con el hidrógrama de tormenta de diseño con los factores de proporción 4, 2, 0.5 y 1 respectivamente.

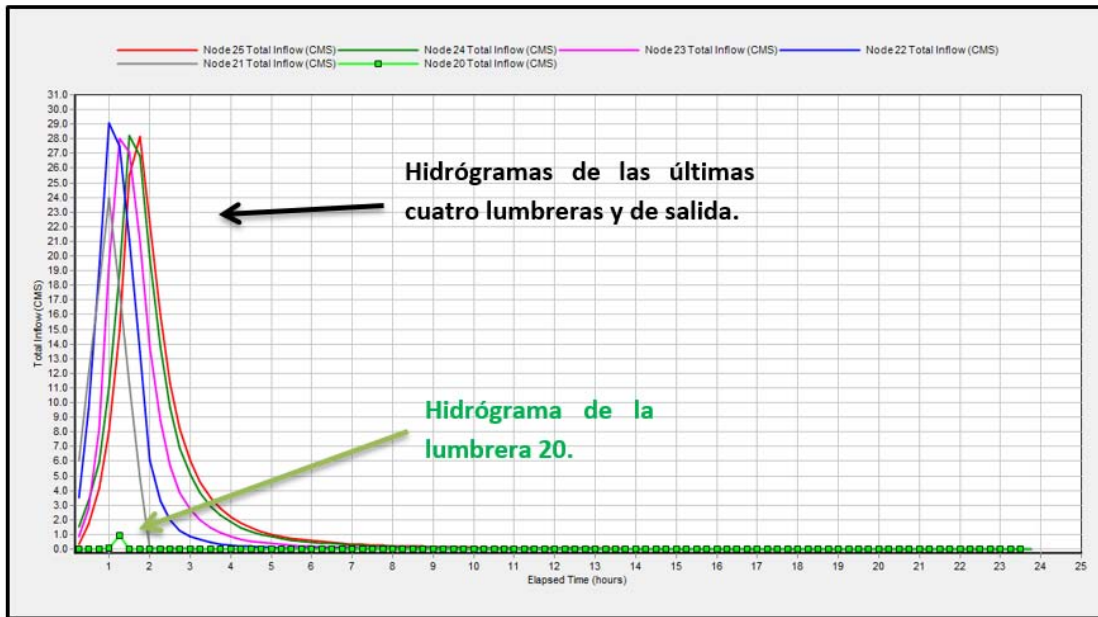
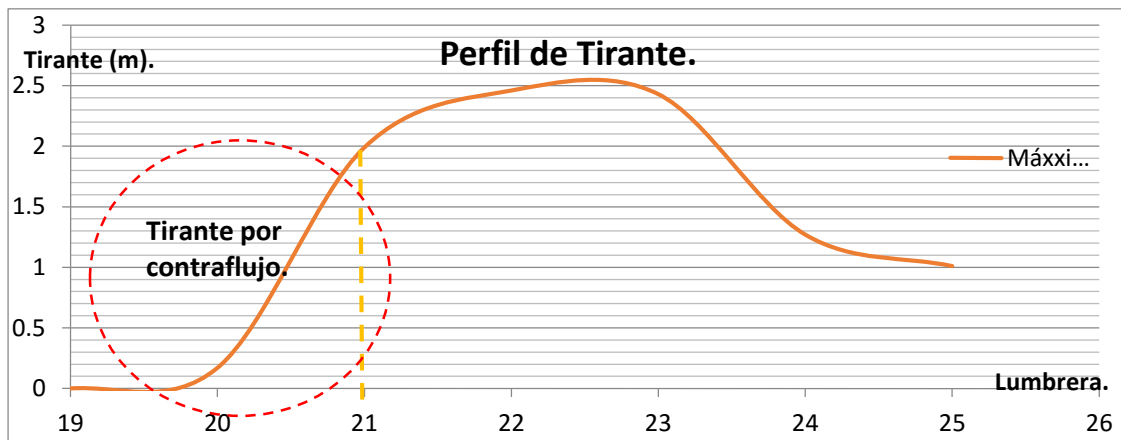


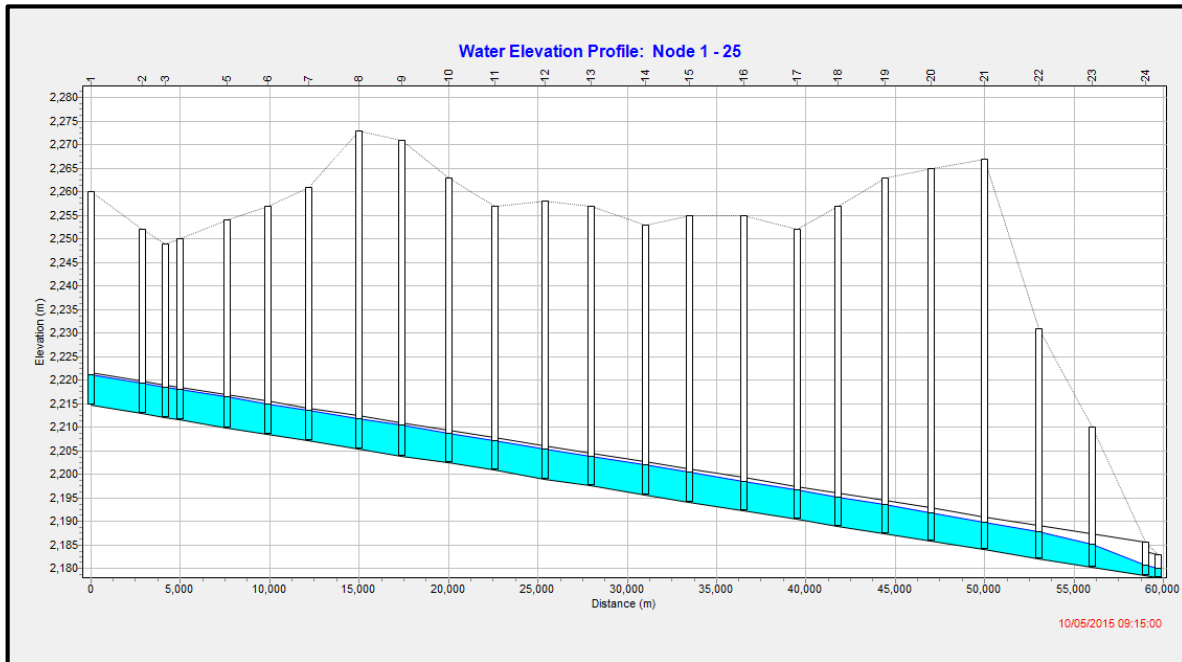
Figura 0.6 Hidrógramas de las últimas cuatro lumbreras a diferentes factores de proporción.

Lo interesante del gráfico anterior es la existencia de un pequeño hidrógrama con gasto pico de $1 \text{ m}^3/\text{s}$ en la lumbrera 20, ya que los hidrógramas de entrada al flujo son de la lumbrera 21 a las 24, indicando un flujo opuesto al sentido de salida.



Al igual que en las corridas anteriores el emisor no presenta problema alguno en su funcionamiento.

Corridas a conducto lleno.



Tormenta de diseño en la lumbrera cero.

En el gráfico siguiente se observan los hidrogramas de la lumbrera cero, 13 y de la descarga, se tiene un gasto base de $115 \text{ m}^3/\text{s}$ que es el gasto a conducto lleno. Se plantea la tormenta de diseño a las 15 horas para garantizar que el conducto esté trabajando lleno, el hidrógrama de la lumbrera cero es el hidrógrama de la tormenta más el gasto base, es por ello que el gasto pico sea $121 \text{ m}^3/\text{s}$, el hidrógrama de la lumbrera 13 tiene un pequeño pico por arriba del gasto base y el hidrógrama de salida no presenta ningún pico, es decir, el gasto se mantiene constante, por lo que a pesar de que el conducto este lleno, sigue siendo una estructura reguladora, que, tiene una respuesta inmediata al desalojo del flujo, ya que el punto de levantamiento del hidrógrama de la lumbrera 13 inicia antes del tiempo base del hidrógrama de la lumbrera 1, si comparamos con el gráfico a conducto vacío se observa un desfaseamiento entre estos hidrogramas de 5 horas.

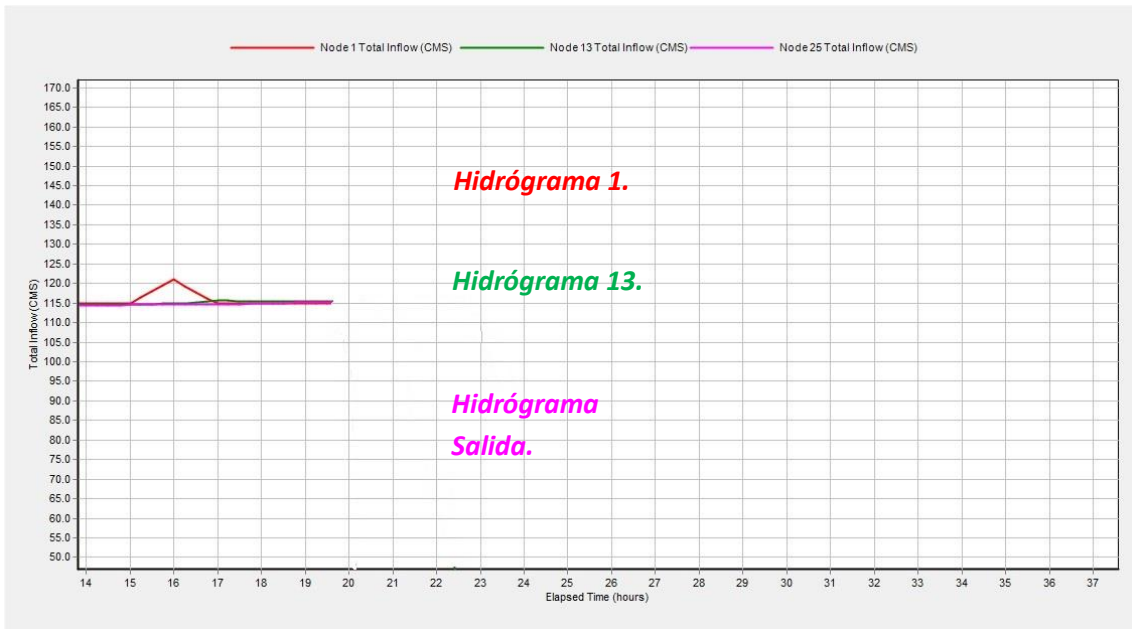


Figura 0.7 Hidrógramas de la lumbrera cero, 13 y de descarga.

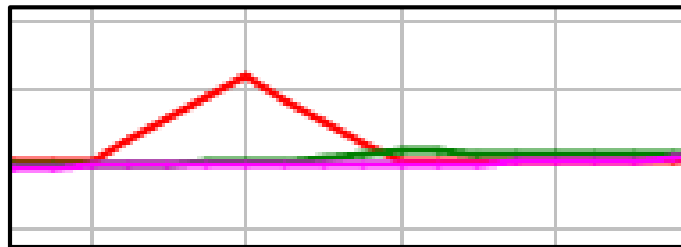


Figura 0.8 Detalle de los hidrógramas de las lumbreras cero, 13 y de descarga.

Sí el conducto está lleno, no es ocioso y es bastante conveniente analizar los tirantes que se presentan en las lumbreras, ya que, si se tiene un tirante mayor a 7 metros, es obvio que está en carga el conducto.

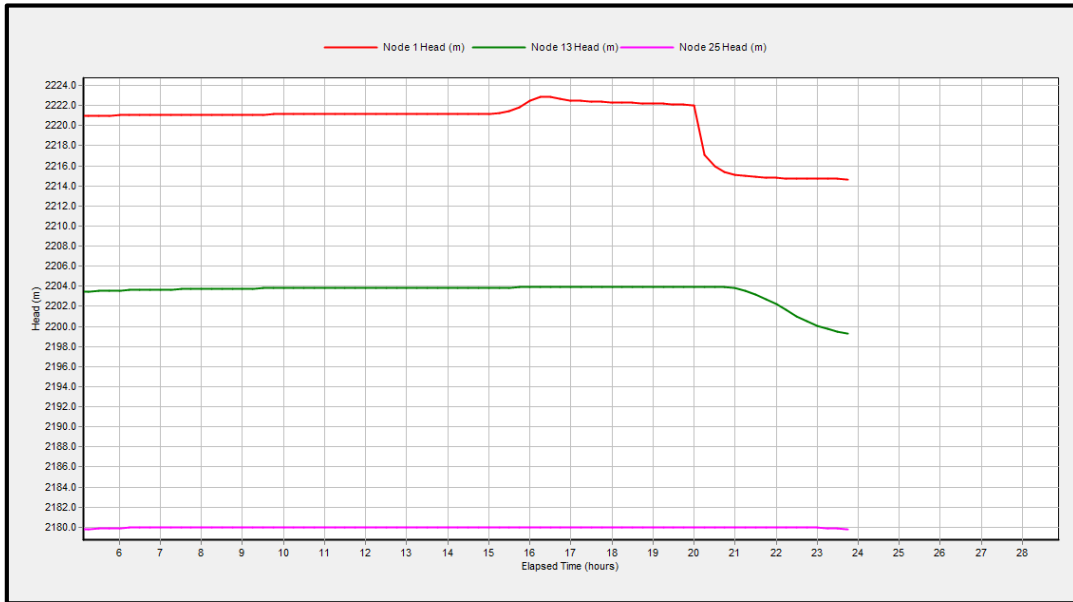
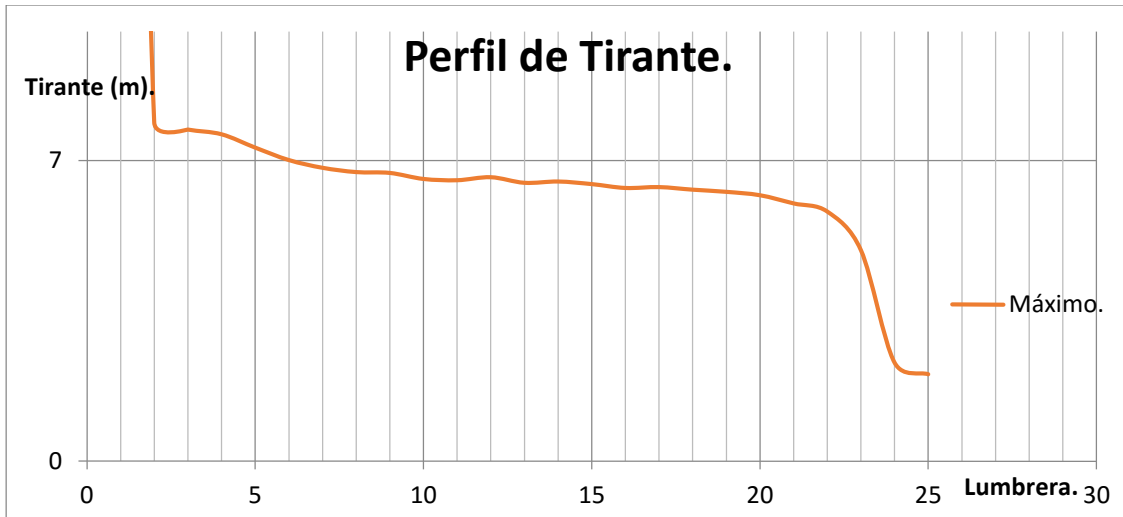


Figura 0.9 Carga obtenida en las lumbreras cero, 13 y descarga.

En la figura 0.9 la única lumbrera que entra en carga es la primera con apenas 2 metros, las otras dos (13 y la descarga) trabajan a gravedad, por lo que con ayuda de los tirantes veremos hasta que lumbrera se presenta carga.



Por el gráfico de tirantes se observa que hasta la lumbrera 6 el emisor trabaja a presión, no se presenta desbordamiento ya que el hidrograma de la lumbrera cero (la primera) no está acortada o con presencia de una meseta.

Tormenta Extraordinaria aguas arriba.

La simulación de la tormenta extraordinaria aguas arriba consiste en colocar en las 5 primeras lumbreras la tormenta de diseño con diferentes factores de proporción, que son: 1, 4, 2, 0.5 y 1 en orden ascendente.

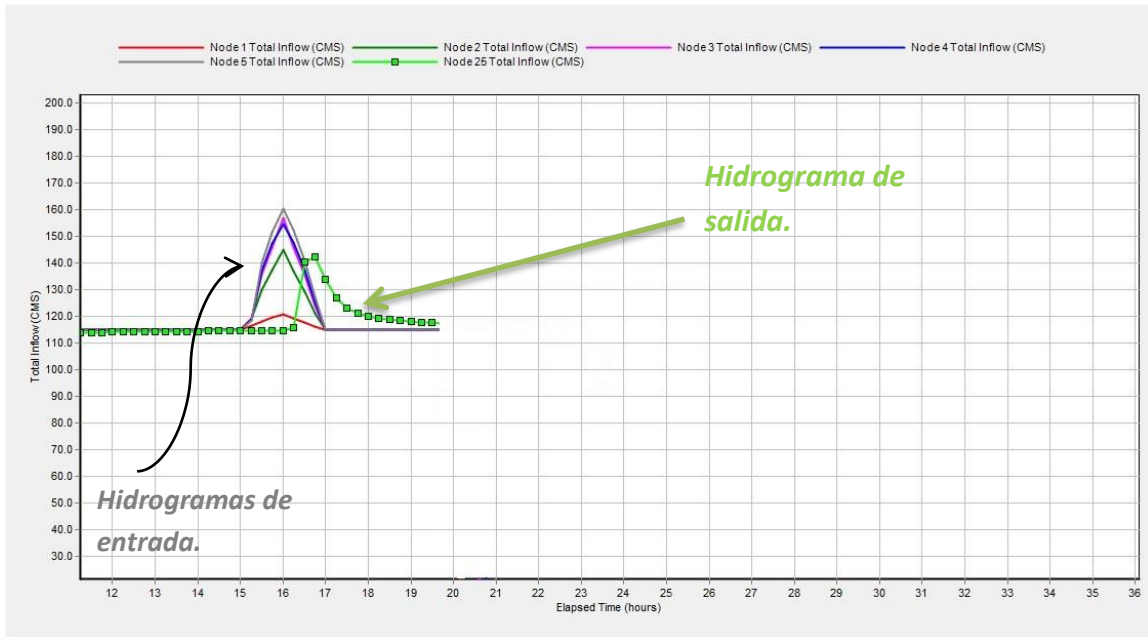


Figura 0.10 Hidrógramas de tormenta extraordinaria.

Al igual que en la corrida anterior el sistema tiene una respuesta para desalojar el agua, casi, inmediata al inicio de la tormenta.

Se presenta un gasto máximo de 160 m³/s pero no se ve un achatamiento de algún hidrógrama por lo que se revisara la carga de las 5 lumbreras iniciales y de la lumbrera 13.

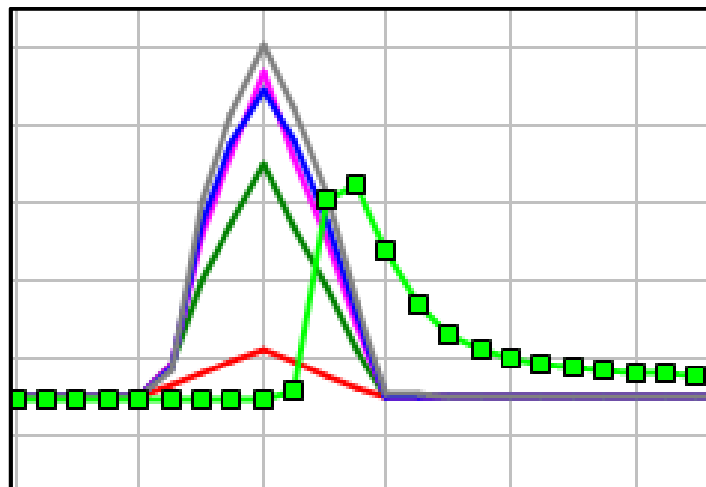


Figura 0.11 Detalle de la figura 0.10.

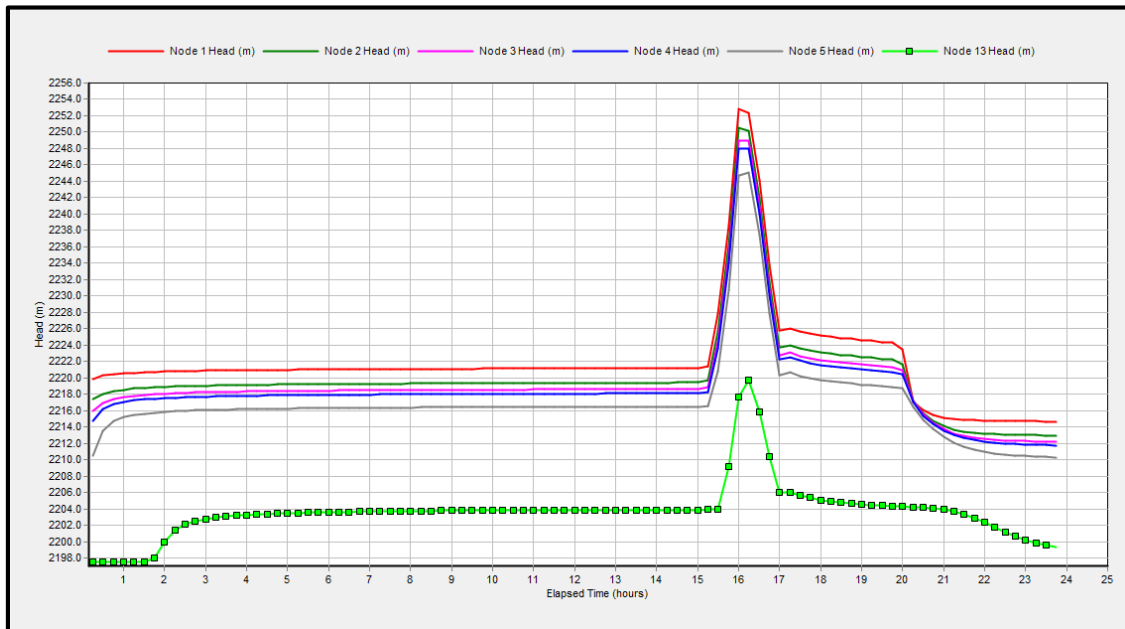
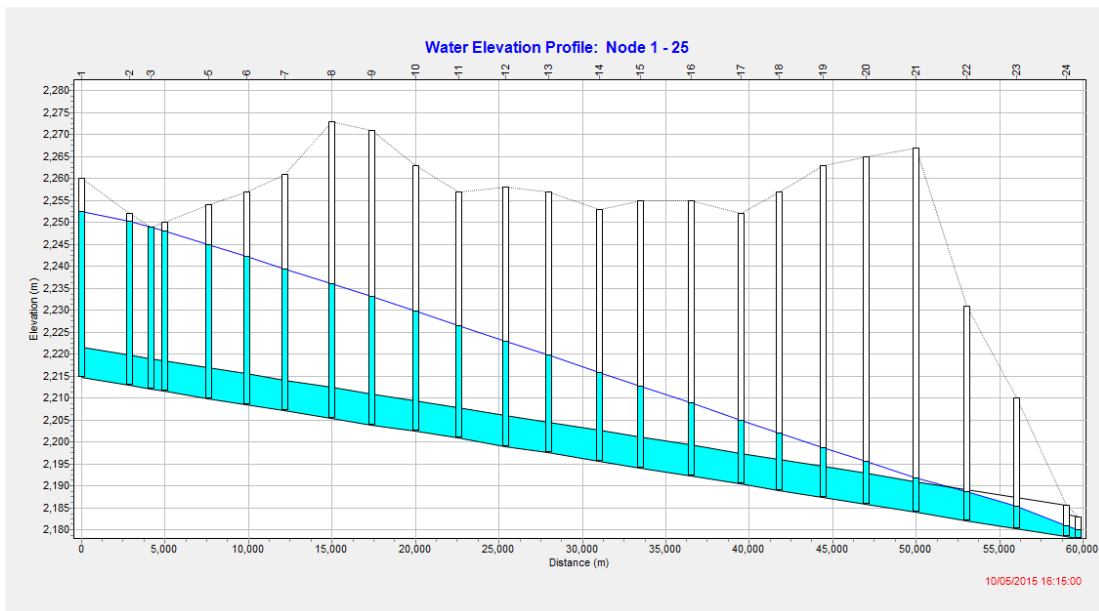


Figura 0.12.

Por la figura anterior (0.12), se deduce que de las lumbreras 0 a las 13 entran en carga, pero la única en desbordar es la lumbrera 3, ya que la carga que obtiene es igual a la del terreno, de hecho, es la única curva en el gráfico que está acortada, no presenta pico, a continuación, se muestra el perfil del tirante para ver hasta que parte del emisor trabaja a presión.



Por lo que se muestra en el gráfico anterior, la lumbrera 3 es la única que presenta un tirante hasta el nivel de terreno, por lo que, de las tablas generadas por el programa, se obtuvo

Apuntes de sistemas de Drenaje Pluvial, Programa de especialización en Hidráulica Urbana.

información de gasto y volumen de desborde, respaldando el supuesto que se tenía, la lumbrera 3 desborde con un gasto máximo de 6.6 m³/s y un volumen de 3270 m³.

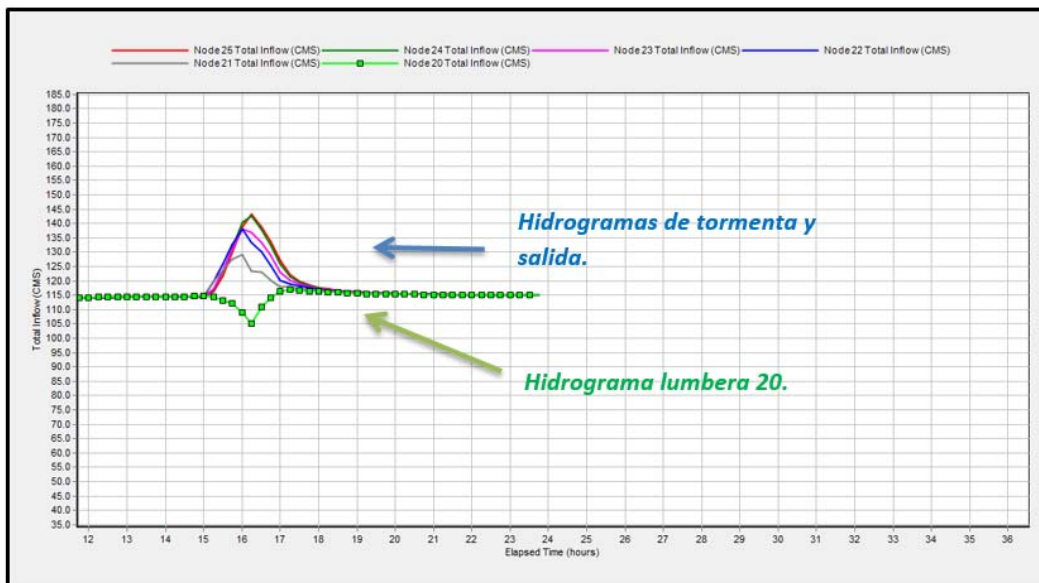
Lumbrera	Q Desborde m ³ /s	Vol. Desbordado 10 ⁶ l
3	6.599	3.27

De lo anterior se puede concluir que el emisor desborda 3270 m³ en la lumbrera 3, situación no deseable para cualquier estructura, conducto o subsistema de un sistema de drenaje pluvial, se recomienda contar con información topográfica de la zona de desborde para poder hacer un análisis completo respecto a las consecuencias del volumen desbordado en la lumbrera 3.

Tormenta Extraordinaria aguas abajo.

La simulación de la tormenta extraordinaria aguas abajo consiste en alimentar las últimas cuatro lumbreras con el hidrograma de tormenta de diseño con los factores de proporción 4, 2, 0.5 y 1 respectivamente.

El factor de proporción es un coeficiente de escala, que como su nombre lo indica, aumenta o disminuye n veces el hidrograma de tormenta.



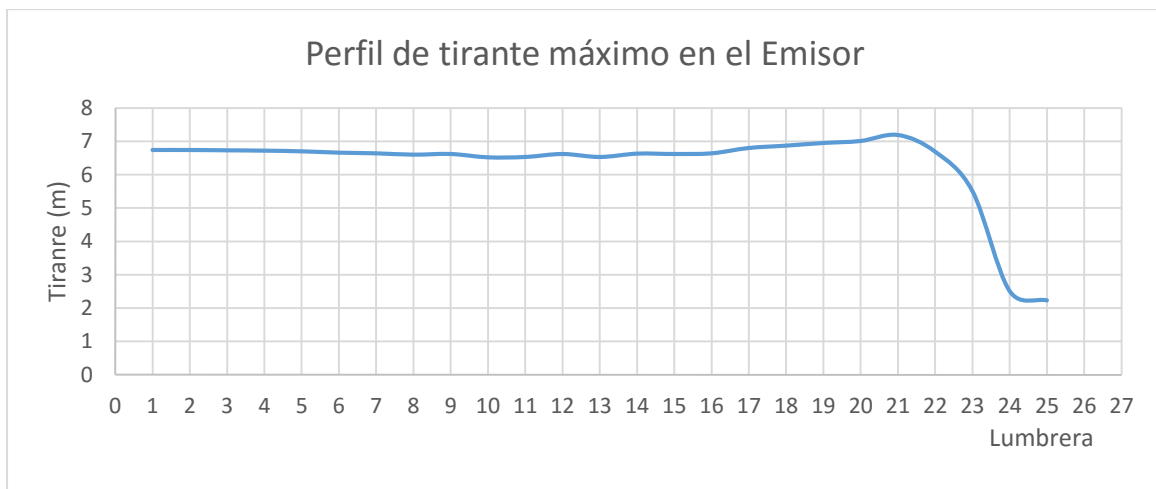
El hidrograma de la lumbrera 20 está inverso porque indica un contraflujo, a pesar de que se ingresa flujo al emisor sólo de la lumbrera 21 a la 24, se genera un pequeño tapón hidráulico provocando un contraflujo, un remanso, ya que a partir de la lumbrera 21 ingresa

Apuntes de sistemas de Drenaje Pluvial, Programa de especialización en Hidráulica Urbana.

un gasto mayor al que está circulando en el emisor, éste gasto no permite que circulen los 100 m³/s base.

A conducto lleno o vacío la descarga es inmediata por la cercanía de la tormenta a la salida y no hay afectación en el comportamiento del emisor.

A pesar de estar a conducto lleno y presentarse ésta tormenta extraordinaria el emisor trabaja correctamente.



En el gráfico anterior se observa que en la lumbrera 21 entra en carga, no obstante, no para desbordar ya que el tirante obtenido es apenas superior a 7 m (diámetro del emisor).

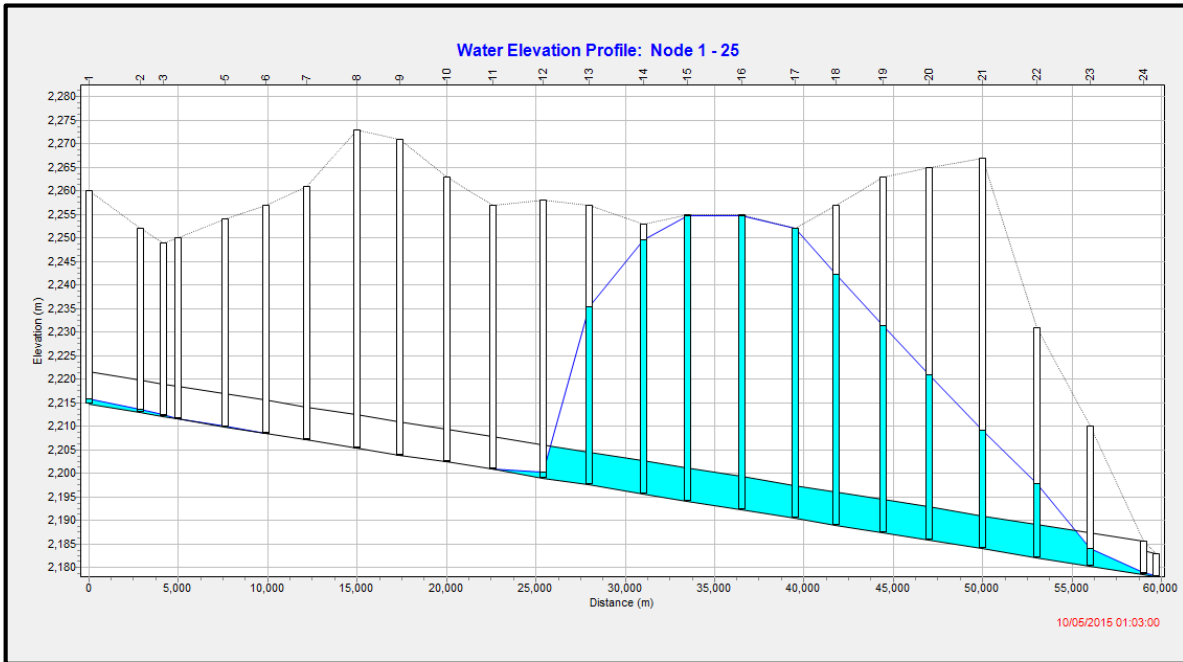
Capacidad máxima.

En ésta sección se exponen dos situaciones en las que se modifica el factor de proporción hasta un valor en que el emisor falle, es decir, que entre en carga y que la mayoría de las lumbreras desborden.

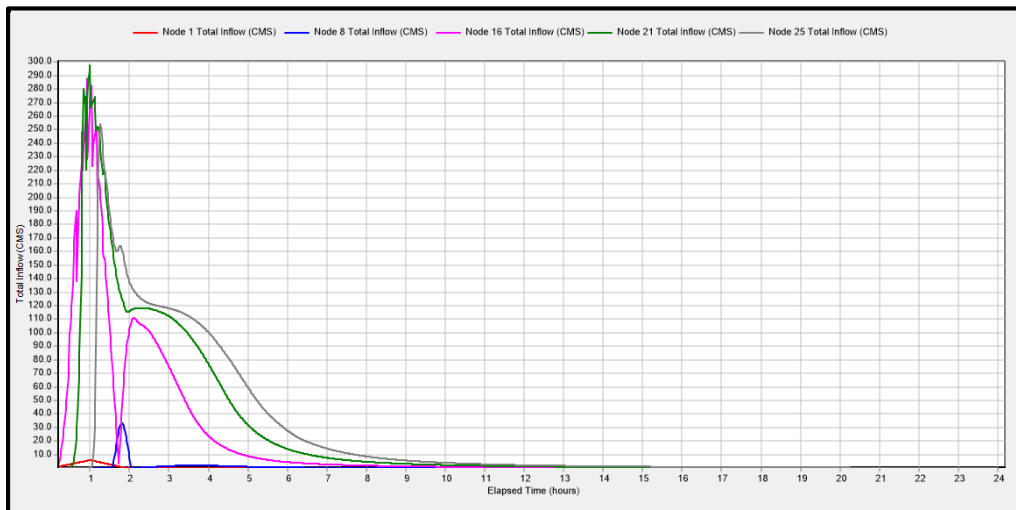
Situación 1.

Para ésta corrida se planteó la tormenta de diseño en la lumbrera cero y la tormenta de diseño con factor de proporción de 100 en la lumbrera 17 (lumbrera antes del parteaguas) esperando afectación en las primeras lumbreras, pero no hubo respuesta en las primeras lumbreras.

Apuntes de sistemas de Drenaje Pluvial, Programa de especialización en Hidráulica Urbana.



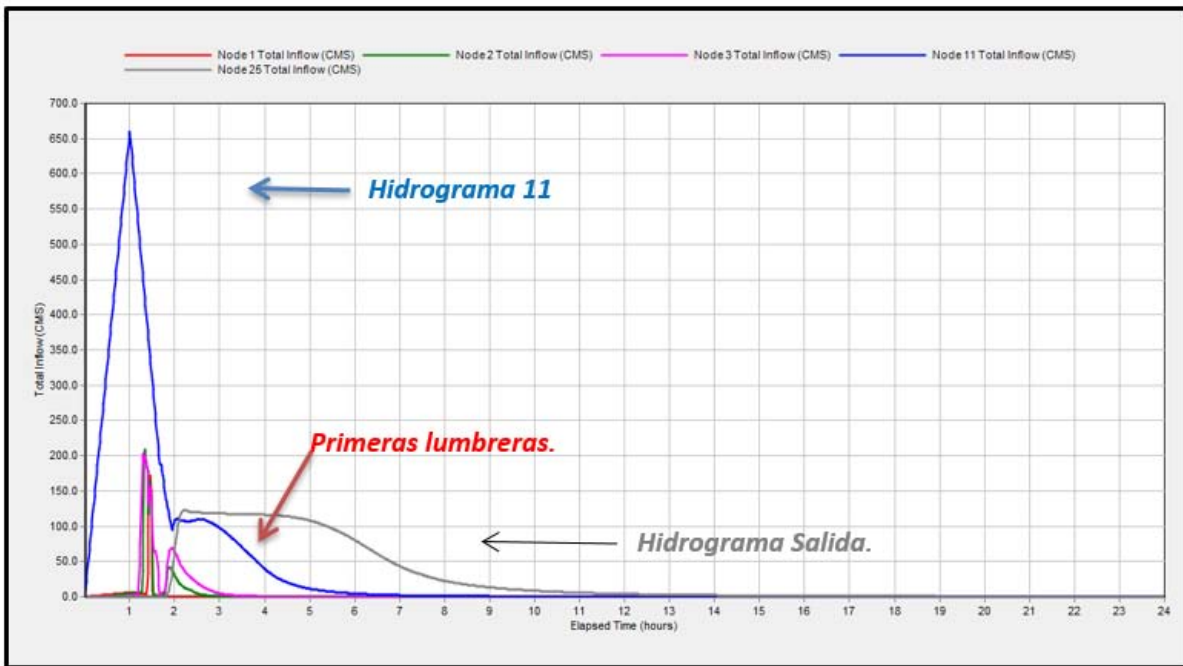
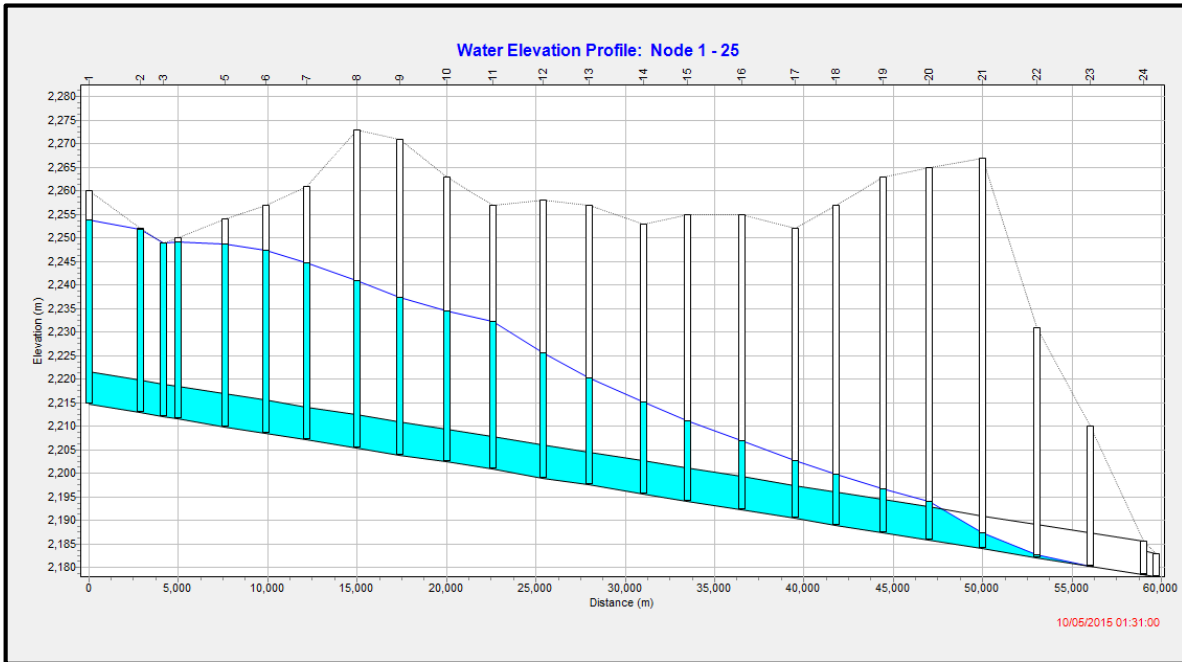
A la hora de iniciada la tormenta tres lumbreras están desbordando, que es la hora más desfavorable, a pesar de tener un coeficiente de 100 las lumbreras primeras ni se enteran de la tormenta y se presenta un gasto máximo es de 300 m³/s.



Situación 2.

Para ésta corrida se propone alimentar a la lumbrera cero con la tormenta de diseño y a la lumbrera 11 con la tormenta de diseño con un factor de proporción de 110, ahora si hay afectación en las primeras lumbreras.

Apuntes de sistemas de Drenaje Pluvial, Programa de especialización en Hidráulica Urbana.



De igual forma se ve que el emisor trabaja a presión hasta la lumbrera 21, esta tormenta representa un gran riesgo, pero al tener un factor de proporción de 110 implica una baja probabilidad de presentarse por lo que nuestro emisor es seguro.

Conclusiones.

Después de un pequeño análisis del emisor satisfactoriamente podemos asegurar un comportamiento adecuado los primeros 6 eventos, donde el único que representa un desbordamiento es para la tormenta extraordinaria aguas arriba a conducto lleno, por lo que se recomienda ampliamente que el emisor se encuentre vacío en todo momento.

Debido a las dimensiones del emisor, éste actúa no solamente como una estructura de conducción, sino como un elemento regulador a lo largo de sí mismo, cabe puntualizar que este fenómeno sólo se presenta cuando está vacío.

Se tiene una respuesta inmediata de descarga cuando el conducto se encuentra lleno, lo cual no es muy recomendable.

Como se ha mencionado anteriormente, no es factible que el emisor se encuentre lleno ante una tormenta, ya que puede entrar en carga, aumentando el tirante en cada lumbrera y provocar desbordamientos de flujo.

Diseño geométrico e hidráulico de una estructura de regulación, una conexión al drenaje profundo y una planta de bombeo con cárcamo circular.

Introducción

El presente ejercicio tiene como objetivo mostrar el dimensionamiento de un sistema hidráulico de drenaje pluvial para el control de avenidas. Este dimensionamiento se ve acotado a una estructura de regulación (Laguna), conexión al drenaje profundo y al dimensionamiento de un cárcamo de bombeo circular.

Como primer punto mostrado es el dimensionamiento de una laguna de regulación, acotada a un área específica de no más del 80% del terreno disponible, ya que el 20% restante se utiliza como patio de maniobras.

Posterior al diseño de la laguna y sus elementos se diseña una estructura de conexión entre el sistema de drenaje semiprofundo y profundo, para ésta estructura se proponen dos tipos de lumbreras adosadas: De caída libre y de ranura horizontal, para ambos casos no se debe de tener un tirante máximo dentro de la lumbrera del 75% de la caída real.

Como último y tercer punto se tiene el dimensionamiento de un cárcamo de bombeo circular, además de la selección preliminar de los equipos electromecánicos necesarios para desalojar el gasto requerido.

Al finalizar cada punto se muestran esquemas de los elementos diseñados, mostrando así los resultados de los cálculos realizados en el proceso de diseño.

Estructura de regulación.

Para evitar inundaciones y sobre todo la saturación del sistema de drenaje pluvial, se diseñan estructuras de regulación. Estas estructuras tienen como principal objetivo almacenar el mayor volumen de agua pluvial posible ante una tormenta, con el fin de minimizar el gasto pico de la tormenta, entre estos elementos se encuentran los tanques de tormenta, presas rompe picos y lagunas de regulación.

En este ejercicio se muestra el diseño de una laguna de regulación, así como sus elementos (Obra de toma y vertedor). A continuación, se mencionan algunas restricciones del proyecto:

Se cuenta con un terreno de 400 x 400 m, de los cuales el 80% está destinado a la laguna y el 20% restante a un patio de maniobras, por lo que se tiene una laguna de 400 x 320 m, de

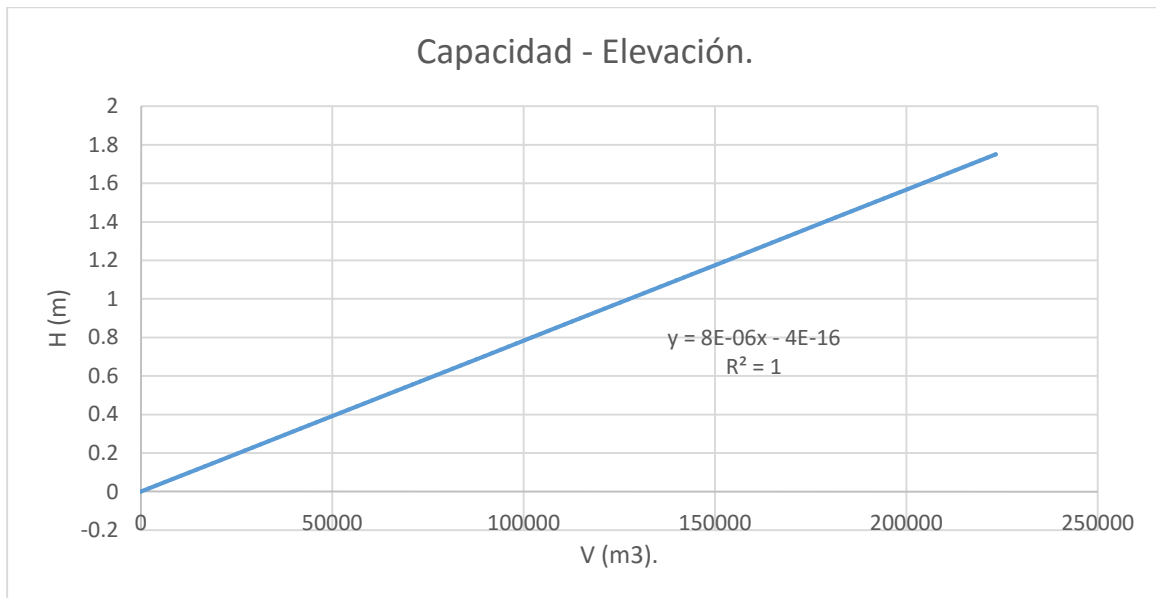
Apuntes de sistemas de Drenaje Pluvial, Programa de especialización en Hidráulica Urbana.

igual forma se tiene 1.75 m de tirante máximo en la laguna y un gasto máximo de $5\text{ m}^3/\text{s}$ por Obra de toma, debido a éstas condiciones fue necesario realizar un tránsito de avenida para diseñar la obra de toma y el vertedor, además de establecer los niveles de operación.

El hidrograma de tormenta se considera de geometría triangular, con un gasto pico de $35\text{ m}^3/\text{s}$ y un tiempo base de 6.5 h.

Curva capacidades elevación.

Para la realización de un tránsito de avenidas se requiere elaborar la curva elevaciones capacidades, que no es más que la representación gráfica del volumen almacenado por la laguna para cierto tirante.



Diseño de la Obra de Toma (O.T.).

Debido a que se conoce el gasto máximo de la obra de toma y a su vez el tirante máximo permitido dentro de la laguna, resulta fácil el dimensionamiento de ésta.

Se establecieron 5 conductos de 0.6m de diámetro una carga máxima de 1.35 m y un coeficiente C_d de 0.6, teniendo como un gasto máximo de $4.37\text{ m}^3/\text{s}$, menor que el máximo permitido.

Orificio	
$C_d=$	0.60
$D_c=$	0.60 m
$A_c=$	0.28 m^2
$2g=$	19.62

H=	1.35 m
Qc=	0.87 m ³ /s
5Q=	4.37 m³/s

Diseño del Vertedor.

Para el diseño de vertedor se requiere realizar un tránsito de avenida, ya que así se verifica numéricamente que no hay desbordamiento de la laguna, además de optimizar el diseño.

Hidrograma de entrada.

Únicamente se conoce el gasto pico y el tiempo base (t_b) del hidrograma de tormenta, además de que éste debe tener forma triangular, por lo que para definir la variación del gasto en el tiempo del flujo de entrada a la obra de regulación se considera que el tiempo base del hidrograma es igual 2.4 veces la duración de la tormenta (t_p). Ver capítulo 1.

$$t_b = 2.4t_p$$

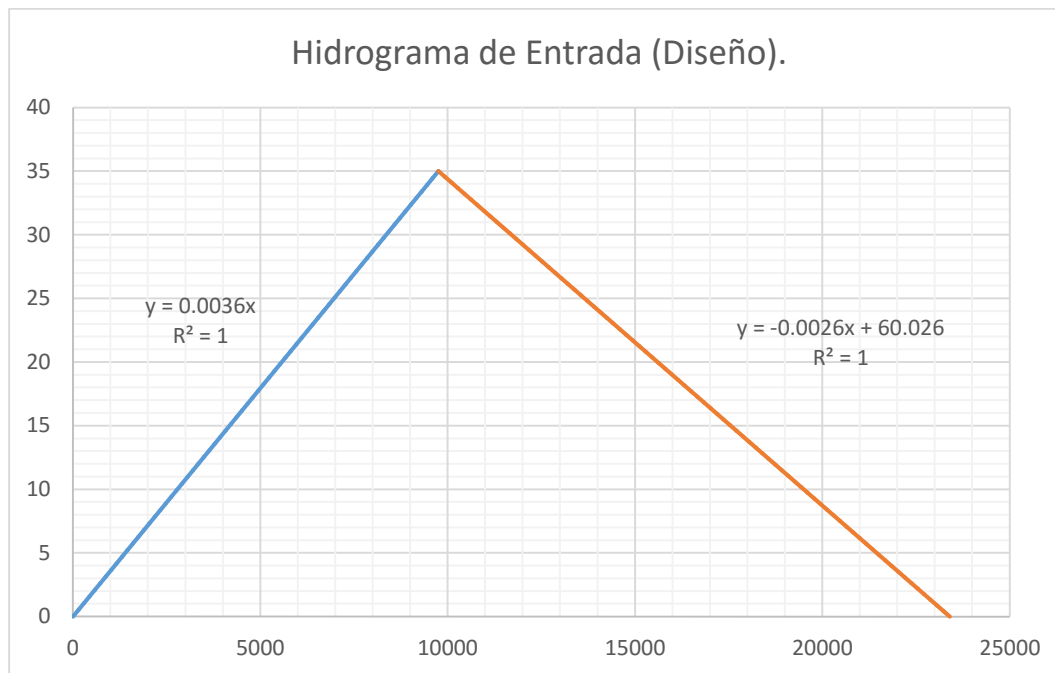
$$t_p = \frac{t_b}{2.4}$$

Donde:

t_p : Duración de la tormenta, en s

t_b : Tiempo base, en s

Se tiene una duración de tormenta de 9750 s, un tiempo base de 23400 s y gasto pico de 35 m³/s. A continuación, se muestra el hidrograma resultante.



Este hidrograma muestra la variación de gasto en el tiempo de la tormenta sobre el conducto de llegada a la Laguna de regulación.

Tránsito de Avenida.

Para el tránsito de avenida sobre la laguna de regulación se propuso que la O.T. se mantenga cerrada hasta que se alcance un tirante de 1 m para almacenar todo lo posible sin comprometer la obra, es por ello que se propuso un vertedor de 30 m de largo y una carga máxima de 0.5 m.

Vertedor	
C=	2
L=	30 m
H=	0.5 m
Q=	21.21 m³/s
Q_{max}=	25.58 m³/s

Considerando que la laguna se encuentra en su capacidad máxima de almacenamiento con obra de toma y vertedor funcionando, se espera un gasto máximo de desalojo de 25.58 m³/s, no obstante, al realizar el tránsito de la avenida de diseño sobre la laguna, se obtuvo un gasto de 21.21 m³/s

Para la realización del tránsito se utilizó la metodología y la tabla del capítulo 5.3.

Apuntes de sistemas de Drenaje Pluvial, Programa de especialización en Hidráulica Urbana.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		Condiciones iniciales.				Gasto	Volumen	Elevación	Gasto	Diferencia
i	t(s)	I_i	V_i	E_i	I_{i+1}	O_{i+1}	V_{i+1}	E_{i+1}	O_{i+1}	Δ

Se decidió hacer el tránsito de la avenida 97.8 minutos posteriores al tiempo base para ver la tendencia del comportamiento del hidrograma de salida, se recomienda hacer el tránsito de avenida hasta el vaciado de la estructura y así determinar una política de operación de la estructura en conjunto con el sistema de drenaje al que esté conectada.

La selección del intervalo de tiempo para el análisis del tránsito, el cual se recomienda menor o igual a una décima parte del tiempo pico ($\Delta t \leq 0.1t_p$) para tener una mejor aproximación a la forma del hidrograma de salida, se obtuvo al dividir todo el tiempo del tránsito entre 150 intervalos para no generar una hoja muy larga de cálculos.

A continuación, se muestra el desarrollo del tránsito.

$$\Delta t = \frac{29268}{150} = 195.12 \leq 0.1(9750)$$

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		Condiciones iniciales.				Gasto	Volumen	Elevación	Gasto	Diferencia
i	t(s)	I_i	V_i	E_i	I_{i+1}	O_{i+1}	V_{i+1}	E_{i+1}	O_{i+1}	Δ
0	0	0	0	0	0.7	0.0	68.5	0.0	0.0	0.0
1	195	0.7	68.5	0.00	1.4	0.0	274.1	0.0	0.0	0.0
2	390	1.4	274.1	0.00	2.1	0.0	616.8	0.0	0.0	0.0
3	585	2.1	616.8	0.00	2.8	0.0	1096.5	0.0	0.0	0.0
4	780	2.8	1096.5	0.01	3.5	0.0	1713.2	0.0	0.0	0.0
5	976	3.5	1713.2	0.01	4.2	0.0	2467.1	0.0	0.0	0.0
6	1171	4.2	2467.1	0.02	4.9	0.0	3357.9	0.0	0.0	0.0
7	1366	4.9	3357.9	0.03	5.6	0.0	4385.9	0.0	0.0	0.0
8	1561	5.6	4385.9	0.04	6.3	0.0	5550.9	0.0	0.0	0.0
9	1756	6.3	5550.9	0.04	7.0	0.0	6852.9	0.1	0.0	0.0
10	1951	7.0	6852.9	0.05	7.7	0.0	8292.0	0.1	0.0	0.0
11	2146	7.7	8292.0	0.07	8.4	0.0	9868.2	0.1	0.0	0.0
12	2341	8.4	9868.2	0.08	9.1	0.0	11581.4	0.1	0.0	0.0
13	2537	9.1	11581.4	0.09	9.8	0.0	13431.7	0.1	0.0	0.0
14	2732	9.8	13431.7	0.11	10.5	0.0	15419.1	0.1	0.0	0.0

Apuntes de sistemas de Drenaje Pluvial, Programa de especialización en Hidráulica Urbana.

15	2927	10.5	15419.1	0.12	11.2	0.0	17543.5	0.1	0.0	0.0
16	3122	11.2	17543.5	0.14	11.9	0.0	19805.0	0.2	0.0	0.0
17	3317	11.9	19805.0	0.16	12.6	0.0	22203.5	0.2	0.0	0.0
18	3512	12.6	22203.5	0.18	13.3	0.0	24739.1	0.2	0.0	0.0
19	3707	13.3	24739.1	0.20	14.0	0.0	27411.7	0.2	0.0	0.0
20	3902	14.0	27411.7	0.22	14.8	0.0	30221.4	0.2	0.0	0.0
21	4098	14.8	30221.4	0.24	15.5	0.0	33168.2	0.3	0.0	0.0
22	4293	15.5	33168.2	0.27	16.2	0.0	36252.0	0.3	0.0	0.0
23	4488	16.2	36252.0	0.29	16.9	0.0	39472.9	0.3	0.0	0.0
24	4683	16.9	39472.9	0.32	17.6	0.0	42830.8	0.3	0.0	0.0
25	4878	17.6	42830.8	0.34	18.3	0.0	46325.8	0.4	0.0	0.0
26	5073	18.3	46325.8	0.37	19.0	0.0	49957.8	0.4	0.0	0.0
27	5268	19.0	49957.8	0.40	19.7	0.0	53726.9	0.4	0.0	0.0
28	5463	19.7	53726.9	0.43	20.4	0.0	57633.1	0.5	0.0	0.0
29	5658	20.4	57633.1	0.46	21.1	0.0	61676.3	0.5	0.0	0.0
30	5854	21.1	61676.3	0.49	21.8	0.0	65856.6	0.5	0.0	0.0
31	6049	21.8	65856.6	0.53	22.5	0.0	70174.0	0.6	0.0	0.0
32	6244	22.5	70174.0	0.56	23.2	0.0	74628.4	0.6	0.0	0.0
33	6439	23.2	74628.4	0.60	23.9	0.0	79219.8	0.6	0.0	0.0
34	6634	23.9	79219.8	0.63	24.6	0.0	83948.4	0.7	0.0	0.0
35	6829	24.6	83948.4	0.67	25.3	0.0	88813.9	0.7	0.0	0.0
36	7024	25.3	88813.9	0.71	26.0	0.0	93816.6	0.8	0.0	0.0
37	7219	26.0	93816.6	0.75	26.7	0.0	98956.3	0.8	0.0	0.0
38	7415	26.7	98956.3	0.79	27.4	0.0	104233.0	0.8	0.0	0.0
39	7610	27.4	104233.0	0.83	28.1	0.0	109646.8	0.9	0.0	0.0
40	7805	28.1	109646.8	0.88	28.8	0.0	115197.7	0.9	0.0	0.0
41	8000	28.8	115197.7	0.92	29.5	0.0	120885.6	1.0	0.0	0.0
42	8195	29.5	120885.6	0.97	30.2	2.9	126424.0	1.0	2.9	0.0
43	8390	30.2	126424.0	1.01	30.9	3.0	131802.9	1.1	3.0	0.0
44	8585	30.9	131802.9	1.05	31.6	3.1	137299.2	1.1	3.1	0.0
45	8780	31.6	137299.2	1.10	32.3	3.2	142913.0	1.1	3.2	0.0
46	8976	32.3	142913.0	1.14	33.0	3.3	148644.5	1.2	3.3	0.0
47	9171	33.0	148644.5	1.19	33.7	3.4	154494.1	1.2	3.4	0.0
48	9366	33.7	154494.1	1.24	34.4	3.9	160426.0	1.3	3.9	0.0
49	9561	34.4	160426.0	1.28	34.7	5.0	166298.2	1.3	5.0	0.0
50	9756	34.7	166298.2	1.33	34.2	6.4	171903.3	1.4	6.4	0.0
51	9951	34.2	171903.3	1.38	33.6	7.9	177127.2	1.4	7.9	0.0
52	10146	33.6	177127.2	1.42	33.1	9.5	181951.2	1.5	9.5	0.0
53	10341	33.1	181951.2	1.46	32.6	11.0	186370.1	1.5	11.0	0.0
54	10536	32.6	186370.1	1.49	32.1	12.5	190388.5	1.5	12.5	0.0

Apuntes de sistemas de Drenaje Pluvial, Programa de especialización en Hidráulica Urbana.

55	10732	32.1	190388.5	1.52	31.6	14.0	194017.5	1.6	14.0	0.0
56	10927	31.6	194017.5	1.55	31.1	15.4	197273.1	1.6	15.4	0.0
57	11122	31.1	197273.1	1.58	30.6	16.6	200174.3	1.6	16.6	0.0
58	11317	30.6	200174.3	1.60	30.1	17.8	202741.9	1.6	17.8	0.0
59	11512	30.1	202741.9	1.62	29.6	18.8	204997.7	1.6	18.8	0.0
60	11707	29.6	204997.7	1.64	29.1	19.7	206964.1	1.7	19.7	0.0
61	11902	29.1	206964.1	1.66	28.6	20.5	208663.0	1.7	20.5	0.0
62	12097	28.6	208663.0	1.67	28.1	21.2	210115.5	1.7	21.2	0.0
63	12293	28.1	210115.5	1.68	27.6	21.8	211342.2	1.7	21.8	0.0
64	12488	27.6	211342.2	1.69	27.1	22.3	212362.4	1.7	22.3	0.0
65	12683	27.1	212362.4	1.70	26.5	22.7	213194.1	1.7	22.7	0.0
66	12878	26.5	213194.1	1.71	26.0	23.1	213854.2	1.7	23.1	0.0
67	13073	26.0	213854.2	1.71	25.5	23.3	214358.4	1.7	23.3	0.0
68	13268	25.5	214358.4	1.71	25.0	23.5	214720.9	1.7	23.5	0.0
69	13463	25.0	214720.9	1.72	24.5	23.6	214955.1	1.7	23.6	0.0
70	13658	24.5	214955.1	1.72	24.0	23.7	215072.9	1.7	23.7	0.0
71	13854	24.0	215072.9	1.72	23.5	23.7	215085.3	1.7	23.7	0.0
72	14049	23.5	215085.3	1.72	23.0	23.7	215002.2	1.7	23.7	0.0
73	14244	23.0	215002.2	1.72	22.5	23.6	214832.6	1.7	23.6	0.0
74	14439	22.5	214832.6	1.72	22.0	23.4	214584.6	1.7	23.4	0.0
75	14634	22.0	214584.6	1.72	21.5	23.3	214265.6	1.7	23.3	0.0
76	14829	21.5	214265.6	1.71	21.0	23.1	213882.0	1.7	23.1	0.0
77	15024	21.0	213882.0	1.71	20.5	22.9	213440.0	1.7	22.9	0.0
78	15219	20.5	213440.0	1.71	19.9	22.6	212944.6	1.7	22.6	0.0
79	15414	19.9	212944.6	1.70	19.4	22.3	212400.8	1.7	22.3	0.0
80	15610	19.4	212400.8	1.70	18.9	22.1	211812.7	1.7	22.1	0.0
81	15805	18.9	211812.7	1.69	18.4	21.7	211184.1	1.7	21.7	0.0
82	16000	18.4	211184.1	1.69	17.9	21.4	210518.5	1.7	21.4	0.0
83	16195	17.9	210518.5	1.68	17.4	21.1	209818.9	1.7	21.1	0.0
84	16390	17.4	209818.9	1.68	16.9	20.7	209087.9	1.7	20.7	0.0
85	16585	16.9	209087.9	1.67	16.4	20.4	208327.9	1.7	20.4	0.0
86	16780	16.4	208327.9	1.67	15.9	20.0	207541.1	1.7	20.0	0.0
87	16975	15.9	207541.1	1.66	15.4	19.6	206729.3	1.7	19.6	0.0
88	17171	15.4	206729.3	1.65	14.9	19.2	205894.2	1.6	19.2	0.0
89	17366	14.9	205894.2	1.65	14.4	18.8	205037.2	1.6	18.8	0.0
90	17561	14.4	205037.2	1.64	13.9	18.4	204159.6	1.6	18.4	0.0
91	17756	13.9	204159.6	1.63	13.4	18.0	203262.5	1.6	18.0	0.0
92	17951	13.4	203262.5	1.63	12.8	17.6	202347.0	1.6	17.6	0.0
93	18146	12.8	202347.0	1.62	12.3	17.2	201413.7	1.6	17.2	0.0
94	18341	12.3	201413.7	1.61	11.8	16.7	200463.6	1.6	16.7	0.0
95	18536	11.8	200463.6	1.60	11.3	16.3	199497.2	1.6	16.3	0.0

Apuntes de sistemas de Drenaje Pluvial, Programa de especialización en Hidráulica Urbana.

96	18732	11.3	199497.2	1.60	10.8	15.9	198514.9	1.6	15.9	0.0
97	18927	10.8	198514.9	1.59	10.3	15.5	197517.1	1.6	15.5	0.0
98	19122	10.3	197517.1	1.58	9.8	15.0	196504.2	1.6	15.0	0.0
99	19317	9.8	196504.2	1.57	9.3	14.6	195476.3	1.6	14.6	0.0
100	19512	9.3	195476.3	1.56	8.8	13.8	194466.7	1.6	14.2	0.4
101	19707	8.8	194466.7	1.56	8.3	13.8	193439.9	1.5	13.8	0.0
102	19902	8.3	193439.9	1.55	7.8	13.3	192363.3	1.5	13.3	0.0
103	20097	7.8	192363.3	1.54	7.3	12.9	191272.5	1.5	12.9	0.0
104	20292	7.3	191272.5	1.53	6.8	12.5	190167.4	1.5	12.5	0.0
105	20488	6.8	190167.4	1.52	6.3	12.0	189047.7	1.5	12.0	0.0
106	20683	6.3	189047.7	1.51	5.7	11.6	187913.3	1.5	11.6	0.0
107	20878	5.7	187913.3	1.50	5.2	11.2	186763.8	1.5	11.2	0.0
108	21073	5.2	186763.8	1.49	4.7	10.7	185599.0	1.5	10.7	0.0
109	21268	4.7	185599.0	1.48	4.2	10.3	184418.3	1.5	10.3	0.0
110	21463	4.2	184418.3	1.48	3.7	9.9	183221.3	1.5	9.9	0.0
111	21658	3.7	183221.3	1.47	3.2	9.5	182007.4	1.5	9.5	0.0
112	21853	3.2	182007.4	1.46	2.7	9.1	180775.9	1.4	9.1	0.0
113	22049	2.7	180775.9	1.45	2.2	8.6	179526.1	1.4	8.6	0.0
114	22244	2.2	179526.1	1.44	1.7	8.2	178257.3	1.4	8.2	0.0
115	22439	1.7	178257.3	1.43	1.2	7.8	176968.5	1.4	7.8	0.0
116	22634	1.2	176968.5	1.42	0.7	7.4	175658.8	1.4	7.4	0.0
117	22829	0.7	175658.8	1.41	0.2	7.0	174327.0	1.4	7.0	0.0
118	23024	0.2	174327.0	1.39	0.0	6.7	173004.6	1.4	6.7	0.0
119	23219	-0.3	173004.6	1.38	0.0	6.3	171704.0	1.4	6.3	0.0
120	23414	-0.9	171704.0	1.37	0.0	6.0	170421.6	1.4	6.0	0.0
121	23610	-1.4	170421.6	1.36	0.0	5.7	169153.9	1.4	5.7	0.0
122	23805	-1.9	169153.9	1.35	0.0	5.4	167897.4	1.3	5.4	0.0
123	24000	-2.4	167897.4	1.34	0.0	5.1	166648.9	1.3	5.1	0.0
124	24195	-2.9	166648.9	1.33	0.0	4.8	165405.1	1.3	4.8	0.0
125	24390	-3.4	165405.1	1.32	0.0	4.5	164162.9	1.3	4.5	0.0
126	24585	-3.9	164162.9	1.31	0.0	4.3	162918.8	1.3	4.3	0.0
127	24780	-4.4	162918.8	1.30	0.0	4.1	161669.5	1.3	4.1	0.0
128	24975	-4.9	161669.5	1.29	0.0	3.9	160411.2	1.3	3.9	0.0
129	25170	-5.4	160411.2	1.28	0.0	3.7	159139.6	1.3	3.7	0.0
130	25366	-5.9	159139.6	1.27	0.0	3.6	157849.6	1.3	3.6	0.0
131	25561	-6.4	157849.6	1.26	0.0	3.5	156534.1	1.3	3.5	0.0
132	25756	-6.9	156534.1	1.25	0.0	3.4	155181.9	1.2	3.4	0.0
133	25951	-7.4	155181.9	1.24	0.0	3.4	153785.2	1.2	3.4	0.0
134	26146	-8.0	153785.2	1.23	0.0	3.4	152343.5	1.2	3.4	0.0
135	26341	-8.5	152343.5	1.22	0.0	3.4	150857.1	1.2	3.4	0.0
136	26536	-9.0	150857.1	1.21	0.0	3.3	149326.2	1.2	3.3	0.0

Apuntes de sistemas de Drenaje Pluvial, Programa de especialización en Hidráulica Urbana.

137	26731	-9.5	149326.2	1.19	0.0	3.3	147750.8	1.2	3.3	0.0
138	26927	-10.0	147750.8	1.18	0.0	3.3	146131.3	1.2	3.3	0.0
139	27122	-10.5	146131.3	1.17	0.0	3.3	144467.7	1.2	3.3	0.0
140	27317	-11.0	144467.7	1.16	0.0	3.2	142760.4	1.1	3.2	0.0
141	27512	-11.5	142760.4	1.14	0.0	3.2	141009.4	1.1	3.2	0.0
142	27707	-12.0	141009.4	1.13	0.0	3.2	139215.1	1.1	3.2	0.0
143	27902	-12.5	139215.1	1.11	0.0	3.1	137377.5	1.1	3.1	0.0
144	28097	-13.0	137377.5	1.10	0.0	3.1	135497.0	1.1	3.1	0.0
145	28292	-13.5	135497.0	1.08	0.0	3.1	133573.7	1.1	3.1	0.0
146	28488	-14.0	133573.7	1.07	0.0	3.0	131607.9	1.1	3.0	0.0
147	28683	-14.5	131607.9	1.05	0.0	3.0	129599.9	1.0	3.0	0.0
148	28878	-15.1	129599.9	1.04	0.0	3.0	127549.8	1.0	3.0	0.0
149	29073	-15.6	127549.8	1.02	0.0	2.9	125457.9	1.0	2.9	0.0
150	29268	-16.1	125457.9	1.00	0.0	0.0	123605.2	1.0	0.0	0.0

De la tabla anterior, resultado del tránsito, se observa que en las columnas correspondientes a las elevaciones (5 y 9) se obtiene como elevación máxima 1.7 m, inferior al tirante máximo establecido (1.75 m), por lo que se puede concluir que el dimensionamiento del vertedor y de la obra de toma, cumplen con lo requerido.

Para el dimensionamiento de la obra de toma y del vertedor, se utilizaron las siguientes ecuaciones, correspondientemente:

$$Q_o = CdA\sqrt{2gH}$$

$$Q_v = CLH^{3/2}$$

Q_o: Gasto por obra de toma (OT)

Q_v: Gasto por vertedor (OE)

C_d: Coeficiente de descarga para orificios

C: Coeficiente de descarga en vertedor

A: Área del orificio

g: Aceleración gravitacional

H: Carga hidráulica

L: Longitud de vertedor

Apuntes de sistemas de Drenaje Pluvial, Programa de especialización en Hidráulica Urbana.

Se planteó la optimización del vertedor tanto por carga como por longitud, utilizando el gasto máximo de vertedor de la tabla del tránsito de la avenida, para ello se obtuvo el gasto máximo de la columna 10 y se restó el gasto máximo obtenido de la obra de toma, quedando así un gasto máximo de vertedor de 19.33 m³/s.

Por longitud:

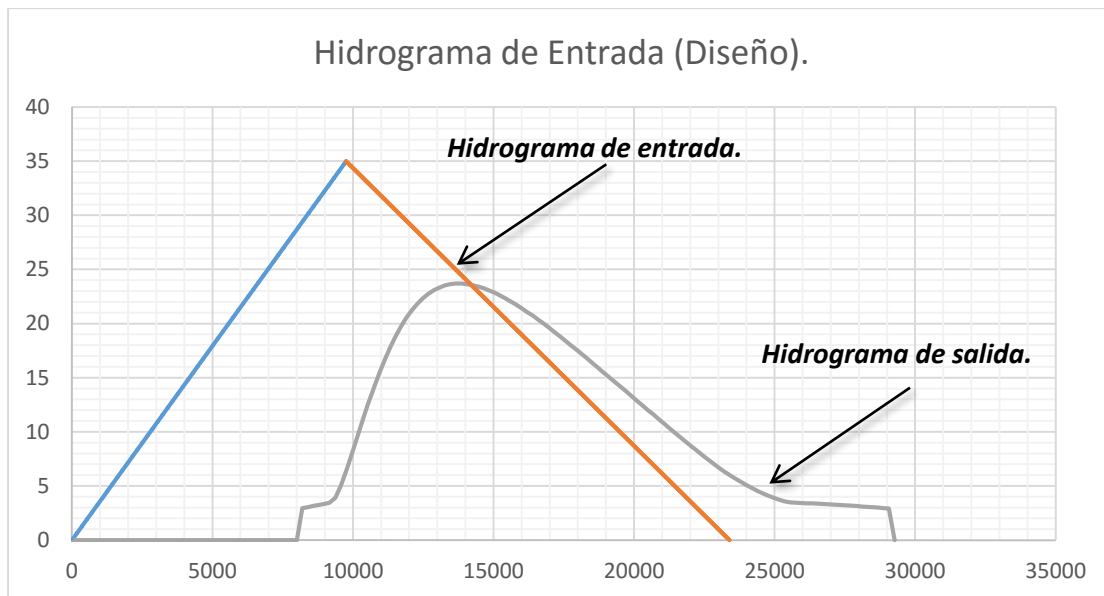
$$19.33 = 2 * L * 0.47^{3/2} \Rightarrow L = 29.9954$$

Por carga:

$$19.33 = 2 * 30 * H^{3/2} \Rightarrow H = 0.47$$

Debido a que no hay un cambio significativo en las dimensiones del vertedor se dejan las propuestas con las que se realizó el tránsito.

Hidrograma de Entrada y Salida.



En el gráfico anterior se muestra el efecto de la laguna sobre el hidrograma de entrada de la tormenta, que no es más que una regulación del gasto, ya que se disminuye a un 67.7 % el gasto pico del hidrograma de entrada, es decir, de 35 m³/s se baja a 23.69 m³/s.

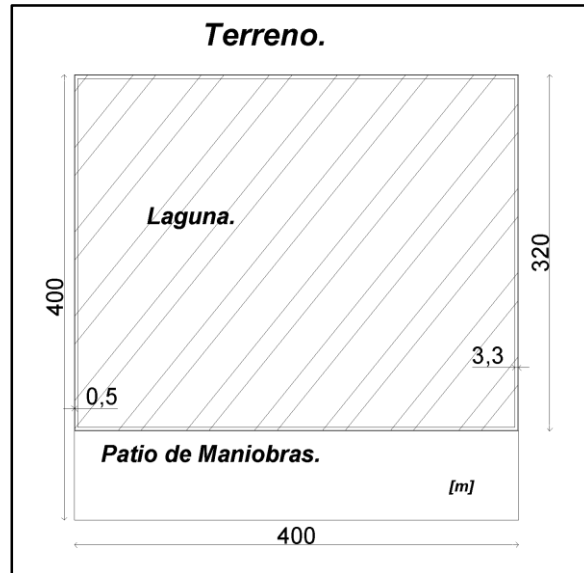
Niveles de Operación.

Con las dimensiones establecidas de O.T. y vertedor se establecen los niveles de operación:

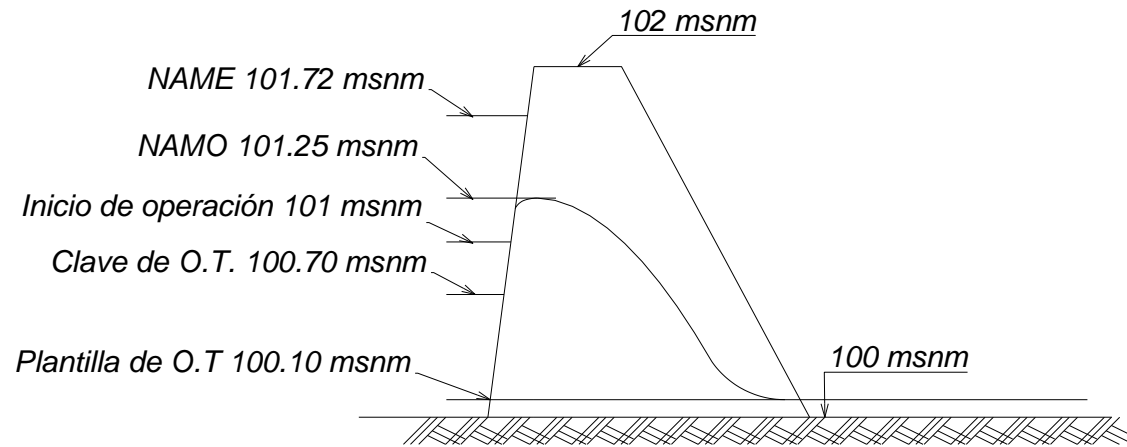
NAMO a 101.25 [msnm]

NAME a 101.72 [msnm].

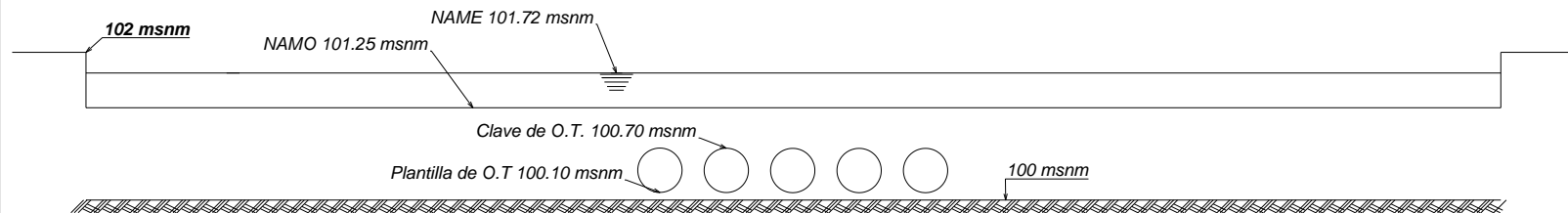
Esquemas.



Perfil de Obra de Toma y Vertedor



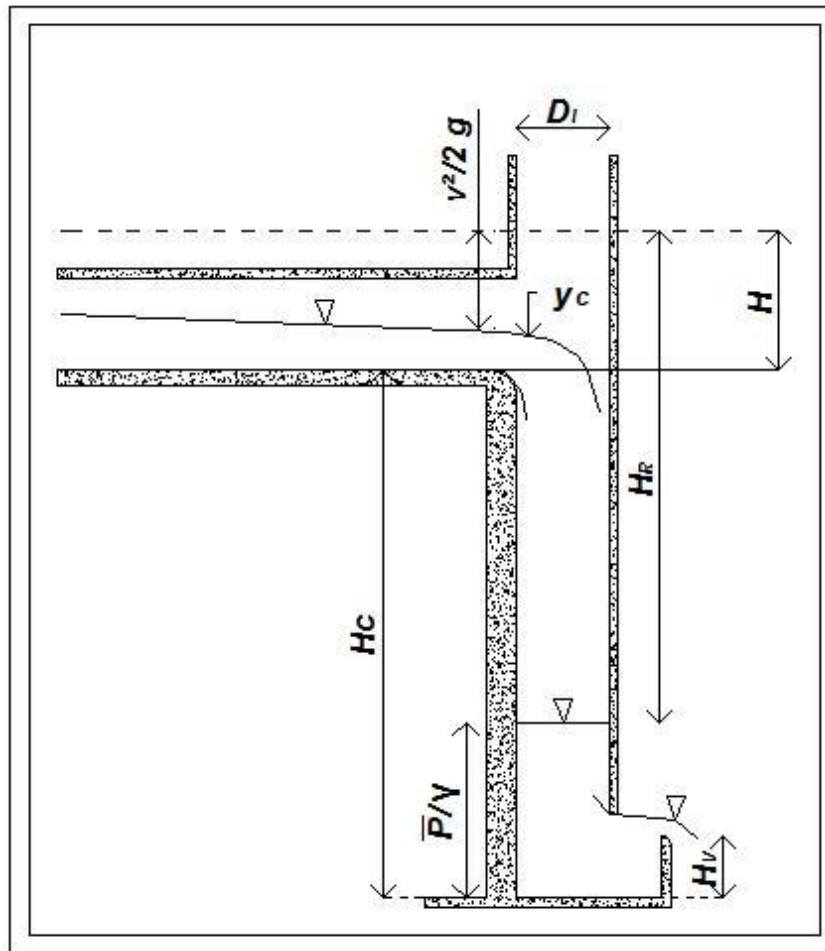
Frente de Obra de Toma y Vertedor



Conexión al drenaje profundo.

Para conectar el sistema de drenaje superficial con el sistema de drenaje profundo o semiprofundo se requiere construir ciertas estructuras, estas estructuras en general son lumbreras que se encuentran adosadas a lumbreras constructivas de mayor diámetro. En este proyecto se muestra el dimensionamiento de dos tipos de lumbreras (de caída libre y de ranura horizontal), ambas lumbreras tienen una caída libre de 50 m y una restricción de tirante menor o igual al 75% de su caída (37.5 m), el canal de llegada tiene una base de 4m.

Lumbrera de Caída Libre.



En el esquema superior se muestran las dimensiones y características de una lumbrera adosada, a continuación, se muestran las ecuaciones utilizadas para el dimensionamiento, como una tabla de resumen de los cálculos.

$$\frac{\bar{P}}{\gamma} = \left[\frac{Q}{g^{1/2}} \right]^{0.4} \left[1.596 \left(\frac{H_v}{D_l} \right) + 0.805 \right]$$

Apuntes de sistemas de Drenaje Pluvial, Programa de especialización en Hidráulica Urbana.

$$\frac{S_p}{\gamma} = 0.417 H_R \left[\frac{Q}{\sqrt{g} D_i^{2.5}} \right]^{1.51}$$

$$\frac{P_l}{\gamma} = \frac{\bar{P}}{\gamma} \pm K \frac{S_p}{\gamma}$$

$$H_R = H_C + y_C + \frac{v_0^2}{2g} - \frac{\bar{P}}{\gamma}$$

Donde:

P/γ : Presión media

P_l/γ : Presión sobre la losa

K : Coeficiente de confianza

S_p/γ : Desviación estándar de las fluctuaciones de la presión media

D_i : Diámetro de la lumbrera adosada

Q : Gasto

H[msnm]Descarga=	100	Q[m³/s]=	35	P'/γ [m]=	5.68
H[msnm]Plantilla=	50	K=	1.96	H_R [m]=	47.30
H_c [m]=	50	Canal:		SP/γ =	14.14
$0.75H_c$ [m]=	37.5	b [m]=	4	PI/γ [m]=	33.388779 Correcto
H_v/DI =	0.85	y_c [m]=	1.98	PI/γ [m]=	-22.03609
		Ac [m²]=	7.93		
H_v [m]=	2.55	v [m/s]=	4.41		Caída Libre.
DI [m]=	3				

El cálculo partió de fijar $H_v/DI = 0.85$, variando el diámetro de la lumbrera adosada hasta un valor de 3 m se obtuvo un tirante máximo de 33.4 m que se encuentra por debajo de máximo permitido, fijando así una altura de vertedor de 2.55 m y un tirante promedio de 5.68 m.

Lumbrera con ranura horizontal.

Las lumbreras de ranura horizontal, resultan más eficientes hidráulicamente, ya que no se requiere de un elemento secundario dentro de la lumbrera como un vertedor en el caso de una lumbrera de caída libre, además de disminuir sumamente el tirante formado por la estructura de amortiguamiento.

Para su dimensionamiento se requiere de las siguientes formulas:

$$D = K \left(\frac{Q^2}{g} \right)^{1/5}$$

$$K = 1.3$$

$$e = 0.25D$$

$$Z = L * \tan(\beta)$$

$$Q_c = \frac{e\sqrt{g} \left(\frac{2Z}{3} \right)^{3/2}}{\left[\cos(\beta)^{2/3} - \left(\frac{e}{B} \right)^{2/3} \right]^{2/3}}$$

$$Q_f = \left[\tan(\beta) * \frac{\pi D}{1 - \frac{1}{D}} \right]^{3/2} e\sqrt{g} \cos(\beta)^2$$

$$0.3D \leq h \leq 0.6D$$

Apuntes de sistemas de Drenaje Pluvial, Programa de especialización en Hidráulica Urbana.

Para evitar salto hidráulico en el conducto de descarga $Q_f > Q_c$, cuando no se cumple ésta condición se recomienda redimensionar β , l y B , a su vez se debe cumplir $Q_f \geq Q$ para que sea el diseño definitivo.

Donde:

B : Ancho de canal de aproximación

L : Longitud de la sección estrecha

e : Ranura vertical

D : Diámetro de la lumbrera

ϑ : Ángulo de estrechamiento.

β : Ángulo de la rampa. $\beta \geq 20^\circ$

Z : Escalón de caída

Q : Gasto de ingreso

K : Factor de seguridad

g : Aceleración gravitacional

Q_c : Gasto crítico

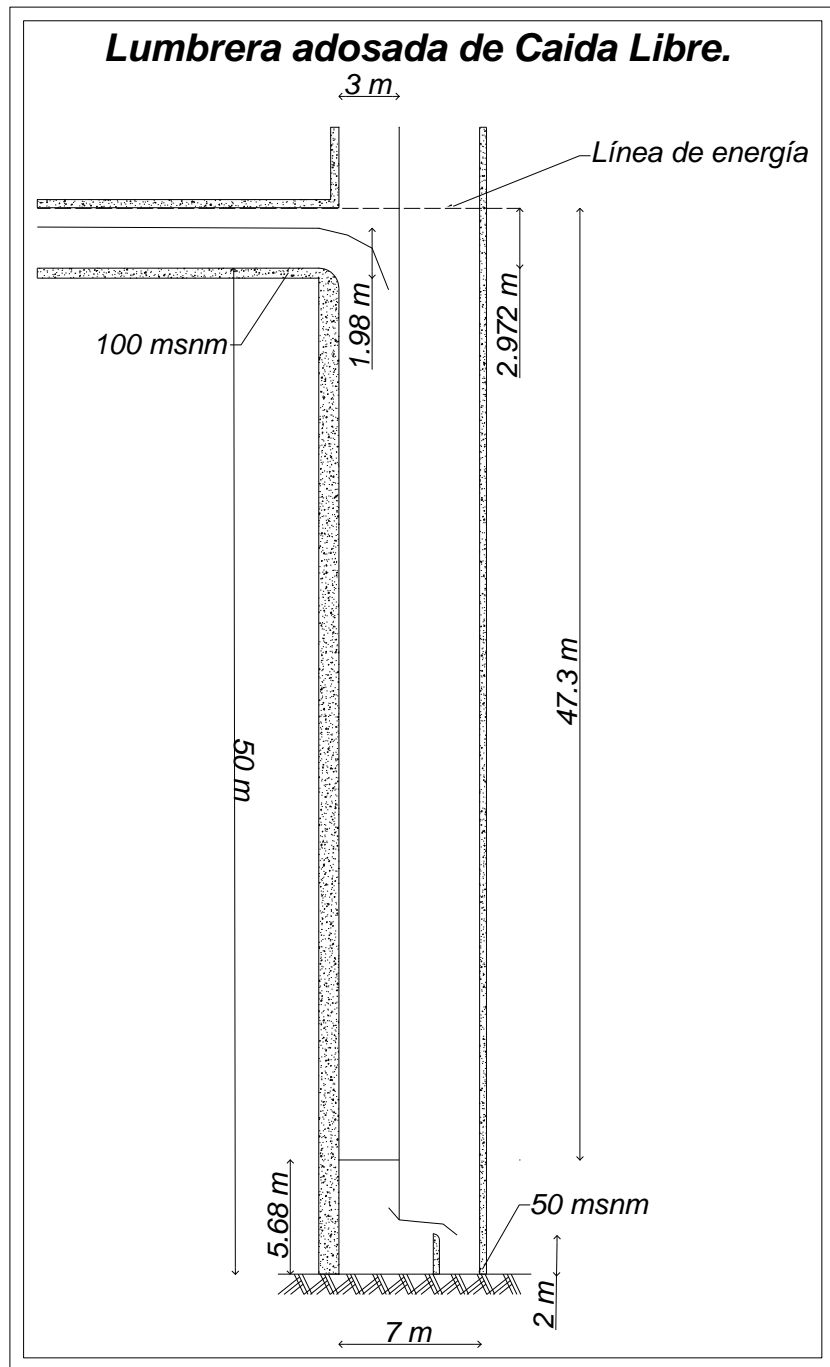
Q_f : Gasto libre

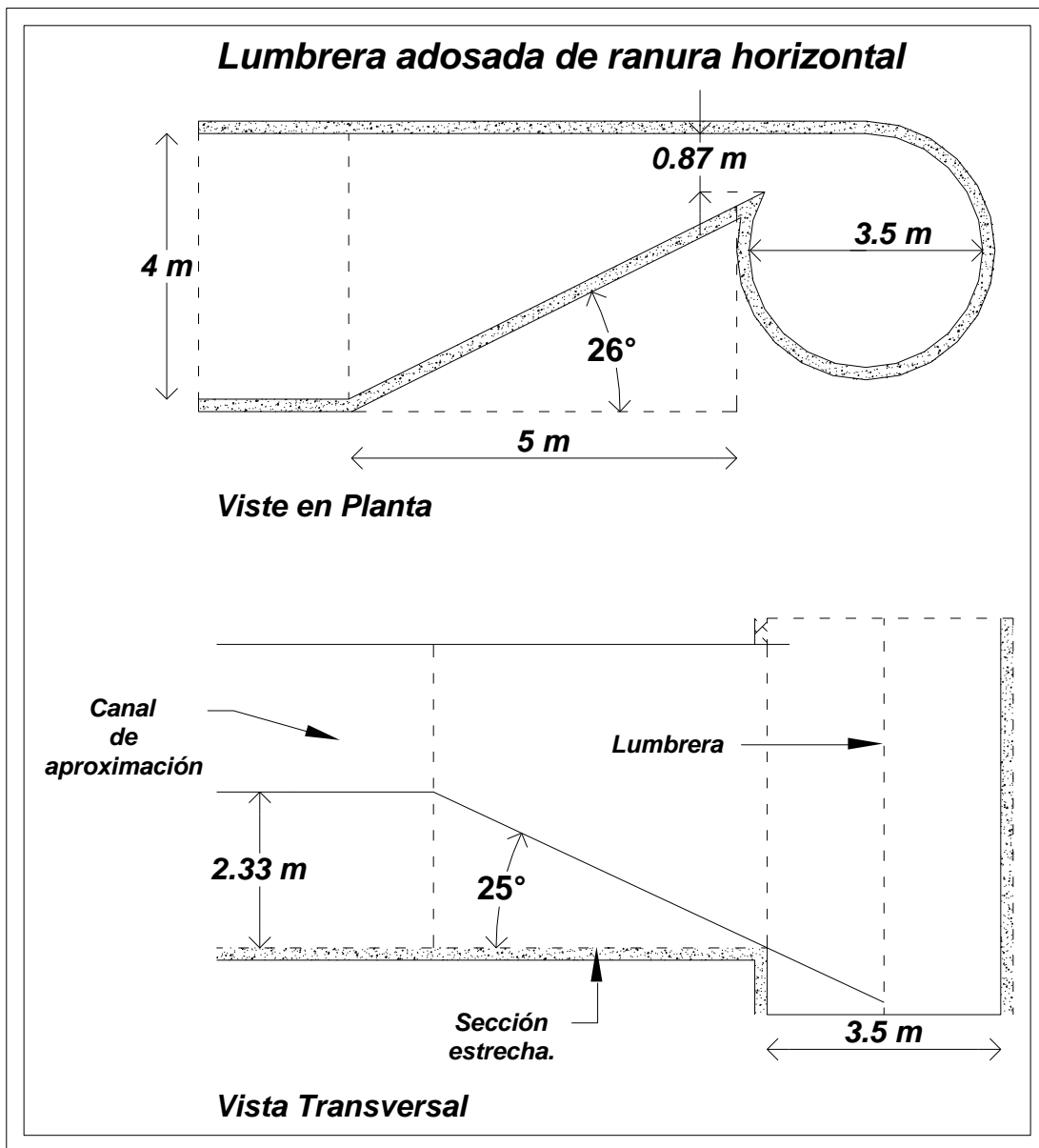
h : Altura de disipación de la caída y conexión de la lumbrera con el emisor o interceptor

Estructura de entrada.					
$Q[m^3/s]=$	35	$A=$	5.31	$Q_c[m^3/s]=$	12.23
$b[m]=$	4	$B=$	0.94	$Q_f[m^3/s]=$	40.24
$K=$	1.3	$C=$	0.36	Pozo de disipación.	
$D[m]=$	3.41	$D=$	0.43	$h[m]=$	2.1
$D[m]=$	3.50	$E=$	0.47	$h[m]=$	2
$e[m]=$	0.875	$F=$	14.66		
$\beta[^\circ]=$	25	$G=$	2.74		
$L[m]=$	5	$H=$	0.82		
$Z[m]=$	2.332				
Q_f	>	Q_c	Pasa		
Q_f	>	Q	Pasa		

Con ésta lumbrera se obtiene un tirante mucho menor que el máximo permitido, ya que se tiene uno de apenas 2.1 m.

Esquemas.





Planta de Bombeo con cárcamo circular.

Para el diseño del cárcamo se necesita conocer previamente el diámetro del túnel de conexión, que a su vez depende del nivel mínimo de sumergencia requerido por el equipo electromecánico seleccionado. Es por ello que se inicia con una selección preliminar del equipo electromecánico para desalojar el gasto demandado o requerido para su operación.

Para este ejercicio el gasto de bombeo se considera de $17.5 \text{ m}^3/\text{s}$, un nivel de plantilla de 100 msnm, 77 msnm, 75 msnm y 107 msnm para patio de maniobras, caja de control, cárcamo y laguna de regulación respectivamente.

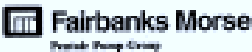
Selección preliminar del equipo electromecánico (Bomba).

Se conoce el gasto máximo de operación 17.5 m³/s, y la carga estática por vencer (32 m), no obstante se desconoce el diámetro del conducto o los conductos de las bombas por donde se transportara el flujo, por lo que se considera un coeficiente de 1.05 para considerar la carga neta por vencer, de tal forma que se requiere de un equipo de bombeo capaz de suministrar 33.6 m de carga y un gasto de 17.5 m³/s.

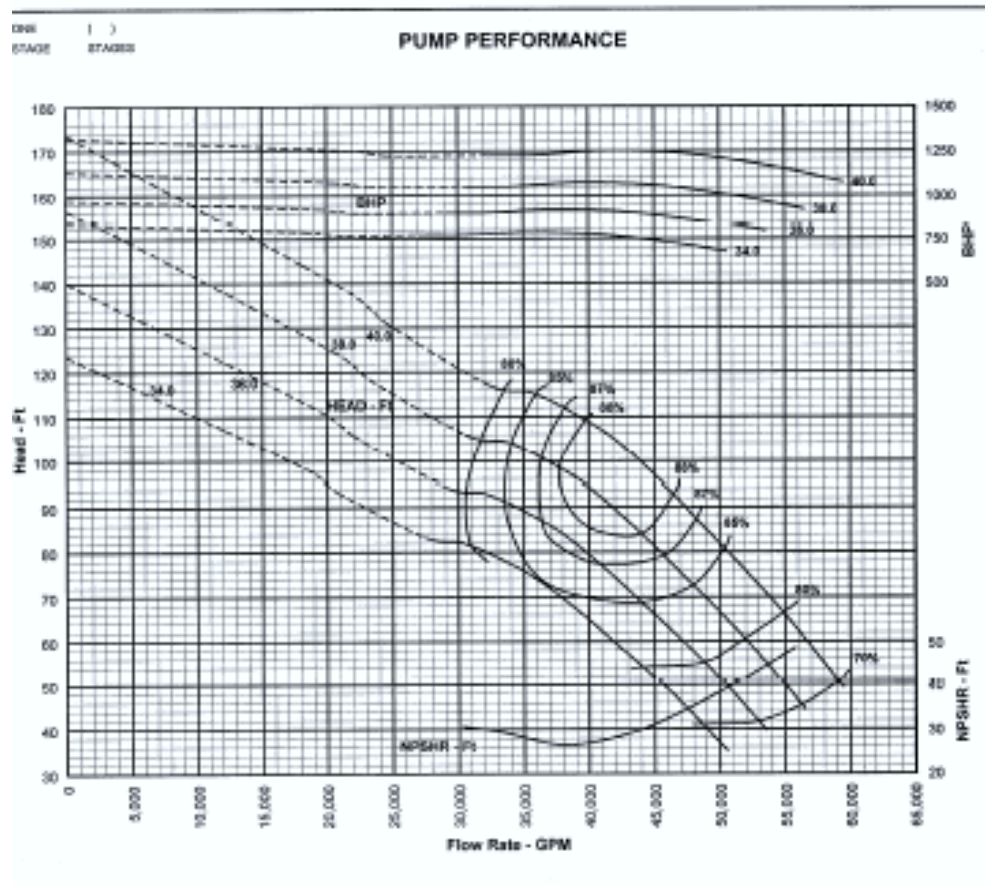
Para ello se seleccionó un equipo de bombeo de 38000 gpm, carga de 111 ft y una eficiencia de 87%, debido a que no cumple con el gasto, pero si con la carga, se requiere de 12 bombas para satisfacer el gasto, quedando así 12Qb = 17.560 [m³/s] prácticamente el demandado.

SECTION 300
620

Performance
700 RPM Performance Curves

	No. Stages	Eff. Change	MATERIAL	Eff. Change	67 H	501 R.P.M.
	1	0	MP - C.I.	-1		
	2	0	MP - M.R.C.	0		
	3	-1	MP - ENHANCED C.I.	0		
	4	NA	DOWN - C.I.	0		
			DOWN - ENHANCED C.I.	0		

SINGLE STAGE LAB PERFORMANCE WITH STANDARD MATERIAL. EFFICIENCY SHOWN FOR 3 OR MORE STAGES. HORSEPOWER SHOWN FOR ONE STAGE BASED ON 3 STAGE EFFICIENCY. CORRECTIONS SHOULD BE MADE FOR STAGES AND MATERIAL.



Túnel de conexión.

El túnel de conexión debe ser de menor longitud posible para considerarlo hidráulicamente despreciable, es por ello que se propone una longitud de 10 m, además de que dicho túnel debe trabajar a presión para tener un rendimiento óptimo del mismo. Es por ello que se deben de satisfacer las siguientes condiciones:

1. $H_e > 1.2 a 1.5Dt$
2. $h > Dt$.

Donde H_e es la carga aguas arriba del túnel, h es la carga aguas abajo del túnel y D_t es el diámetro del túnel, todos ellos medidos desde la plantilla del túnel.

h tiene como espejo de agua el nivel mínimo de sumergencia más la separación de la campana a la plantilla del cárcamo de bombeo.

$$D_t = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v}}$$

$$H_e = S_0 l + h + \left[1 + \frac{2gn^2 l}{(D_t/4)^{4/3}} + K_e \right] \frac{Q^2}{2gA^2}$$

Debido a que el túnel tiene una longitud hidráulicamente despreciable, se establece que su pendiente S_0 sea cero.

$D_t[m]=$	4.22	$n[s/m^{1/3}]=$	0.013
$D_t[m]=$	4.20	$ke[s^2/m^5]=$	0.5
$A[m^2]=$	13.85	$v[m/s]=$	2.5
		$S[1]=$	0
$v[m]=$	2.53	$L[m]=$	10
$h[m]=$	6.446		
$H_e[m]=$	6.9		
h	>	D_t	Pasa
H_e	>	$1.2Dt$	Pasa

Obteniendo un diámetro de 4.2 m.

Geometría del cárcamo.

La geometría del cárcamo está en función de varios parámetros, los más representativos son el número de equipos seleccionados, el diámetro del túnel de conexión y los espesores de las paredes del mismo. Ver capítulo 6.3.4.

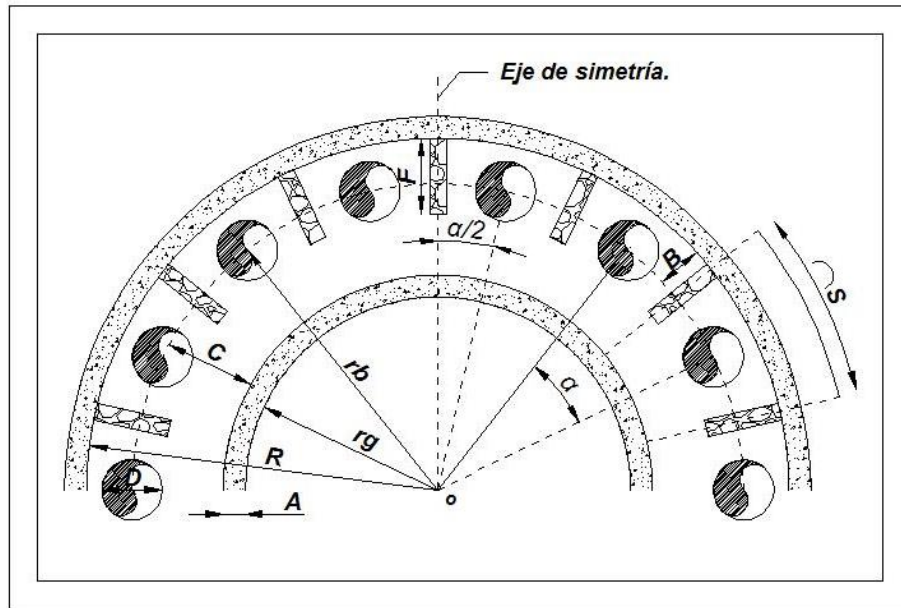


Figura 6.6 Detalle 1 del cárcamo.

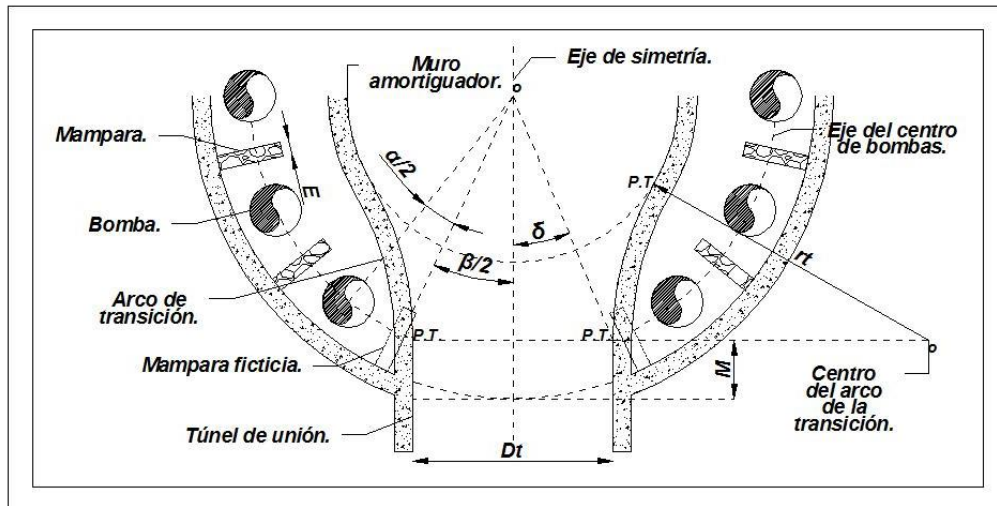


Figura 6.7 Detalle 2 del cárcamo.

A continuación, se muestran las ecuaciones requeridas para el dimensionamiento del cárcamo.

$$N\alpha + \beta = 360$$

$$\alpha = \frac{360 - \beta}{N}$$

$$\text{Sen}\left(\frac{\beta}{2}\right) = \frac{D_t + 2A}{2r_b}$$

$$\beta = \frac{180 D_t + 2A}{\pi r_b}$$

$$D = \frac{1}{\pi} [N(S + E) + D_t + 2A] + 2B$$

$$F = B + \frac{d}{2}$$

$$r_a \leq 0.63r_b$$

$$r_a \geq 0.5D_t$$

$$r_a \geq \frac{Q}{1.3(H_{min} + \Delta y)}$$

$$H_{min} = NPSH + C$$

$$\Delta y = 0.25$$

$$C \geq 1.5d$$

$$C \geq \frac{d}{2} + 1$$

$$Ha \geq 1.05Hd$$

$$Hd = Hmin + \Delta y$$

$$Sen(\delta) = \frac{D_t}{2r_b}$$

$$M = R - r_b Cos(\delta)$$

$$r_t = \frac{(R - M)^2 + \left(\frac{D_t}{2}\right)^2 - r_a^2}{2r_a - D_t}$$

Para iniciar con los cálculos se partió de los valores típicos de A (0.4 m) y E (0.3 m), conocemos el diámetro de la campana de succión de la bomba y el número total de bombas.

12 Equipos de Bombeo.			
12Q[m ³ /s]=	17.560	ra[m]=	3.491
1Q[m ³ /s]=	1.463	ra[m]=	2.100
H _b [m]=	111.000	ra[m]=	1.533
d[m]=	1.092	ra_{máx}[m]=	3.491
N[1]=	12.000		
N-1[1]=	11.000	C[m]=	1.638
D _t [m]=	4.200	C[m]=	1.546
E[m]=	0.300	C_{máx}[m]=	1.546
A[m]=	0.400	0.8H _{min} =	6.84
B[m]=	0.819	H _d [m]=	8.81
S[m]=	2.184	Ha[m]=	9.25
D[m]=	12.720		
R[m]=	6.360	sen(δ)=	0.379
F[m]=	1.365	δ(radianes)=	0.389
rb[m]=	5.541	δ(grados)=	22.273
β[°]=	51.705	cos(δ)=	0.925

$\alpha[^\circ]=$	25.691	$M[m]=$	1.233
$\alpha/2[^\circ]=$	12.846	$rt[m]=$	6.657
$H_{min}[m]=$	8.546	Cárcamo de Bombeo.	
$\Delta y[m]=$	0.268		

Muro amortiguador.

Para reducir la energía de llegada del agua al cárcamo y así evitar la generación de vórtices en las bombas provocando posibles problemas de cavitación en las bombas, se requiere de la colocación de ventanas (orificios) en el muro como medida de protección, la altura del muro se estableció en el apartado anterior (H_a).

Distribución de los orificios.

La distribución de los orificios está en función de la velocidad de llegada v_0 recomendada de 1 m/s, el gasto total de bombeo y la distribución de las mamparas y bombas dentro del cárcamo.

$$A_0 = \frac{Q_B}{v_0}$$

$$\frac{2A}{A_0} = \frac{\theta}{\theta_0}$$

De las ecuaciones anteriores se determina el área requerida de orificios en una mitad del muro y entre cada mampara.

Para el dimensionamiento de los orificios es necesario apoyarnos en las siguientes ecuaciones:

$$b = \frac{\alpha}{180} \frac{\pi r_a}{n_h + 1} - s$$

$$a = \frac{0.8H_{min} - (n_v - 1)t}{n_v}$$

Donde b es la base del orificio y a la altura, los parámetros s y t se recomiendan de 0.2 m como mínimo todos los parámetros restantes son conocidos y se va probando n_h y n_v de tal forma que se obtenga $b=a$ ya que éstos indican el número de orificios horizontales y verticales.

Para éste proyecto se definió un s y t de 0.2 y 0.3 m respectivamente, obteniendo lo siguiente:

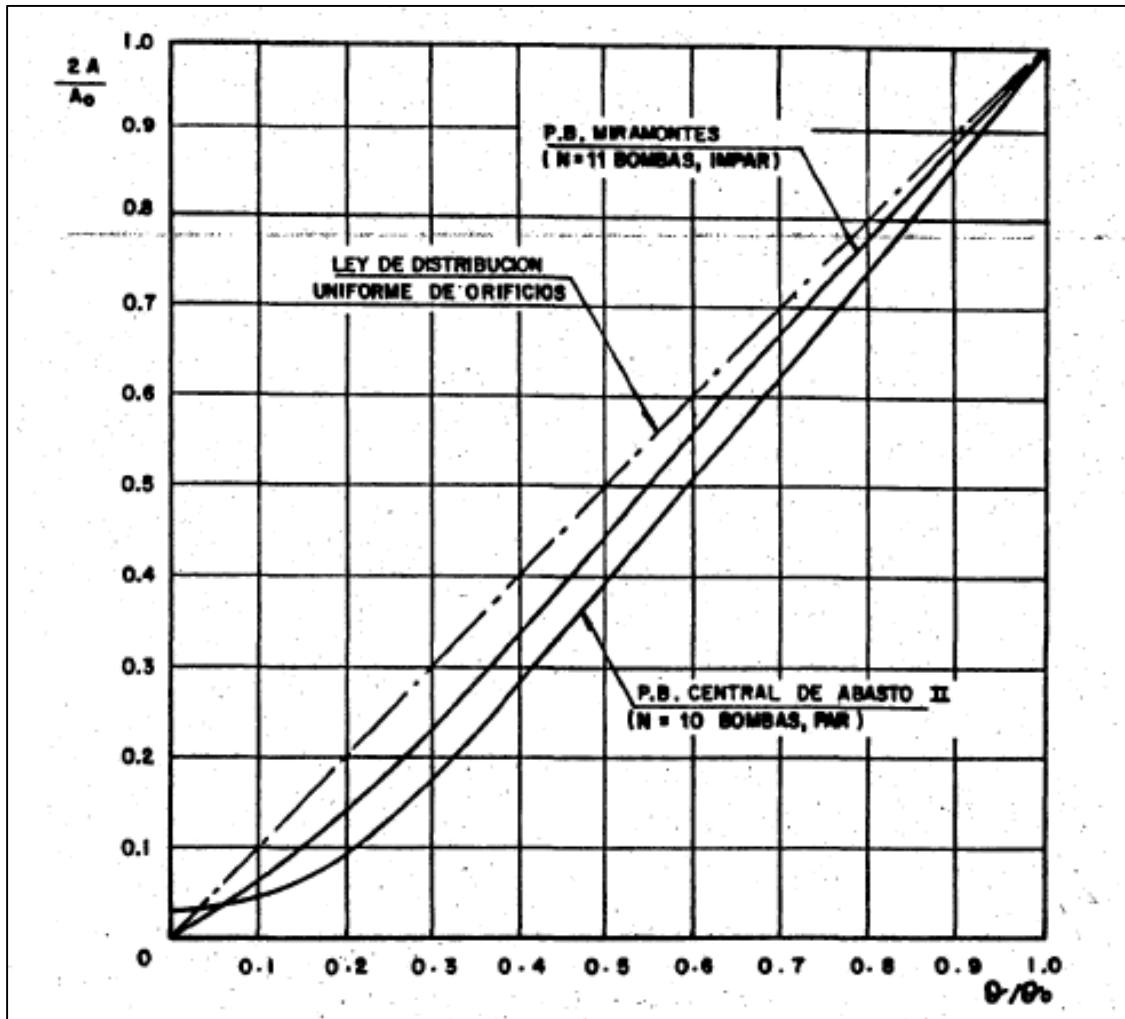
Apuntes de sistemas de Drenaje Pluvial, Programa de especialización en Hidráulica Urbana.

$n_h[1]=$	1.00	2						
$b[m]=$	0.583	0.322						
$n_v[1]=$	1	2	3	4	5	6	7	8
$a[m]=$	6.83688	3.26844	2.07896	1.48422	1.127376	0.88948	0.71955429	0.59211

$b[m]=$	0.58	$b[m]=$	0.59
$a[m]=$	0.59	$a[m]=$	0.59
$A[m^2]=$	0.34	$A[m^2]=$	0.35

Orificios de 0.59 x 0.59 m con área de 0.35 m².

Imagen 6.1 Distribución del área de orificios en el muro amortiguador.



Fuente: Manual de DGCOH (Dirección General de Construcción de Obras Hidráulicas).

Apuntes de sistemas de Drenaje Pluvial, Programa de especialización en Hidráulica Urbana.

Para la distribución de los orificios se utiliza la gráfica anterior obteniendo así el área de orificio requerida frente a cada mampara, en teoría no debe de haber orificios frente a los equipos de bombeo por lo que para el área de orificio total se estima en cada mampara, posterior a ello se distribuyen los orificios frente a mampara y bomba, quedando en su mayoría frente a las mamparas, debido a que se tiene un arreglo par de bombas las primeras bombas al eje de simetría se castigan sin orificio y únicamente se coloca un orificio frente a la mampara del eje de simetría.

α	Mampara	θ°	θ/θ_0	$2A/A_0$	$A \text{ m}^2$	$A \text{ m}^2$	N°Orificios	N°Orificios
Eje. Sim	Mampara	0	0.00	0	0	0	0	0
1	Mampara	26	0.17	0.07	0.56	0.56	1.59728802	2
2	Mampara	52	0.34	0.21	1.68	1.12	3.19457605	3
3	Mampara	78	0.51	0.41	3.28	1.6	4.56368007	5
4	Mampara	104	0.68	0.59	4.72	1.44	4.10731206	4
5	Mampara	130	0.84	0.76	6.08	1.36	3.87912806	4
6	Mampara	156	1.01	1	8	1.92	5.47641608	5
				$\Sigma=$		8		23
							N°Orificios=	22.8184003

Se requieren un total de 23 orificios de cada lado del eje, es decir 45 orificios distribuidos simétricamente sobre el muro.

		N°Orificios	N°Orificios
Eje. Sim	Mampara	0	1
1 θ	Bomba	0	0
1 α	Mampara	2	2
3 θ	Bomba	0	1
2 α	Mampara	3	3
5 θ	Bomba	0	2
3 α	Mampara	5	3
7 θ	Bomba	0	2
4 α	Mampara	4	3
9 θ	Bomba	0	2
5 α	Mampara	4	3
11 θ	Bomba	0	0
6 α	Mampara	5	1
		23	23

Esquemas.

