



ANÁLISIS Y DISEÑO NUMÉRICO Y EXPERIMENTAL DE BOCAS DE TORMENTA PARA EL DESALOJO DE AGUAS PLUVIALES

M. en I. Rodrigo Ulises Santos Tellez
M. en I. Pedro Misael Albornoz Góngora

*Subcoordinación de Hidráulica Urbana
Coordinación de Hidráulica
Jiutepec, Morelos*

México 2013

CONTENIDO

Contenido	i
1. Objetivos	3
2. Introducción.....	3
2.1. Problemática de los sistemas de alcantarillado urbano	3
2.2. Consecuencias del arrastre de solidos.....	7
3. Recopilación de información acerca de bocas de tormenta en el alcantarillado pluvial.....	11
3.1. Drenaje pluvial urbano	11
3.2. Descripción e importancia del drenaje pluvial	12
3.3. Infraestructura del drenaje pluvial	13
3.4. Vías de comunicación como redes de escurrimiento pluvial.....	21
3.5. Diseño de captaciones	23
3.6. Diseño de bocas de tormenta	57
4. Estudio analítico del funcionamiento hidráulico en las bocas de tormenta de tipo embudo	115
4.1. Selección de bocas de tormenta.....	115
4.2. Diseño del Dispositivo de Ensaye	134
5. Generación del modelo físico de la boca de tormenta.....	143
5.1. Construcción del Dispositivo de Ensaye.....	143
5.2. Construcción del prototipo de boca de tormenta tipo Embudo	147
5.3. Construcción del prototipo de boca de tormenta autolimpiable	148
6. Pruebas y Medición en los modelos físicos.....	151
6.1. Boca de tormenta tipo embudo.....	151
7. Conclusiones y recomendaciones.....	155
Índice de Tablas	156
Índice de Ilustraciones	157



1. OBJETIVOS

Diseñar y evaluar estructuras de captación (bocas de tormenta) para colectores de drenaje pluvial, con el fin de optimizar el funcionamiento hidráulico; tomando en cuenta el caudal, el área de influencia y el arrastre de sólidos (basura, plástico, hojarasca, etc.).

2. INTRODUCCIÓN

Desde el año 2007, el IMTA, a través de la subcoordinación de hidráulica urbana, ha venido desarrollando programas para el manejo integral de aguas pluviales en ciudades mexicanas (Tuxtla Gutiérrez, Guadalajara, cjetumal, entre otras); con base en lo anterior, se ha determinado que uno de los principales factores que alteran el desalojo de aguas pluviales es la obra de captación.

2.1. PROBLEMÁTICA DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO

La capacidad hidráulica de una boca de tormenta depende de su geometría y de las características de los colectores, es decir, del caudal que pueda captar la boca de tormenta y del caudal que pueda conducir la red de colectores. Un inadecuado cálculo de la capacidad o de la ubicación, puede provocar encharcamientos o inundaciones en calles o avenidas.



Ilustración 2.1. Drenaje deficiente en la vía pública (IMTA, 2013)

Complementariamente, este problema se agudiza cuando la infraestructura de alcantarillado pluvial no recibe el mantenimiento adecuado, principalmente durante la temporada de estiaje.

La presencia de basura, escombros, hojarasca, etc., en la vía pública, producto de las actividades cotidianas de la población, ponen en riesgo la integridad de las rejillas y coladeras lo cual evita el adecuado funcionamiento del sistema de drenaje. Esto se presenta por ejemplo en las siguientes situaciones:

- Personas que barren el frente de su casa y dejan la basura en zonas próximas a las rejillas de piso o bocas de tormenta de banquetas.
- Obras en construcción tanto públicas como privadas (reparación de fugas, bacheo, reparación de drenaje, telefonía, fibra óptica, construcción de fraccionamientos, ampliación de edificios, centros comerciales, etc. Realizan excavaciones, demoliciones, cascajo y depositan el material sobre la calle, caminos de terracería o terrenos baldíos.
- Basura arrojada a la vía pública al caminar por las calles.
- Basura depositada fuera del domicilio en horarios de no recolección.
- Sitios de basura espontáneos.
- Falta de asignación de recursos financieros para los mantenimientos programados.
- Erosión de calles.
- Los hundimientos: dañan las avenidas, calles, banquetas, predios habitables, colapsan drenaje pluvial y alcantarillado, entre otras.
- El mantenimiento a los árboles y plantas en vía pública, los usuarios dejan la basura de hoja, flores, ramas, etc., en la banqueta o en la calle.

En la Ilustración 2.2, se muestra presencia de basura en las calles que ocasionan el taponamiento de las bocas de tormenta y generan problemas de inundación. En la Ilustración 2.3, se muestra la presencia de material de construcción y basura producto de la poda de árboles que no fueron recogidos una vez terminados los trabajos, estos materiales son transportados por el agua que escurre en las calles hasta los colectores, generando taponamientos y una baja en la capacidad del colector para desalojar las aguas pluviales. En la Ilustración 2.4, se muestra los efectos de la presencia de basura en las calles, con el taponamiento de las bocas de tormenta. En la Ilustración 2.5, se muestran los problemas de baches y erosión del suelo, además de hundimientos en el suelo (IMTA, 2013).



Ilustración 2.2. Problemas de la basura en vía pública



Ilustración 2.3. Problemas con el depósito de materiales sobre banquetas y calles



Boca de tormenta con basura arrojada en vía pública y azolvada



Boca de tormenta con basura de hoja, tierra acumulada y colapsada



Tierra y basura amontonada que barre el usuario y la deja cerca de la rejilla de piso



Rejilla de piso cubierta de basura acumulada por los escurrimientos de la lluvia

Ilustración 2.4. Problemas con la acumulación de basura en bocas de tormenta



Calle con baches



Agua en un bache no se filtra

Ilustración 2.5. Problemas de infraestructura vial dañada por hundimientos

2.2. CONSECUENCIAS DEL ARRASTRE DE SOLIDOS

La presencia de basura y demás elementos sólidos, presentados en la sección anterior, ocasionan encharcamientos en las calles después de la lluvia por obstrucción de sumideros y colectores azolvados (ver Ilustración 2.6 a Ilustración 2.1). Esto trae consigo:

- Riesgo de enfermedades asociadas con la basura acumulada en registros, bocas de tormenta, coladeras y pozos.
- Rotura de tapaderas y rejillas de piso o de los registros pluviales, lo cual es un riesgo adicional para los habitantes.
- Desagrado estético y visual por acumulación de basura en las bocas de tormenta
- Daño al patrimonio de la ciudadanía
- Aumento de insectos y alimañas asociadas a la basura y malos olores que manan de los desagües.
- Costos elevados por el servicio de mantenimiento a colectores, rejillas de piso, de banquetas o coladeras por obstrucciones con basura.



Ilustración 2.6. Drenaje deficiente por la basura en la vía pública y en sitios no autorizados



Material de cascajo o demolición de muros

Material producto de excavación de la construcción de pozos de absorción

Ilustración 2.7. Drenaje deficiente por arrastre de materiales: excavación y cascajo



Ilustración 2.8. Inundaciones en zonas bajas por falta de infraestructura pluvial

Como se sabe, las inundaciones urbanas llegan a ocasionar severos daños a inmuebles habitados y no habitados, así como el tránsito vehicular se torna caótico, ya que

algunas calles de la ciudad se vuelven intransitables. También, es importante indicar que la falta de recursos financieros, se demoran para la implementación de soluciones a corto plazo, con lo cual se hace necesario convivir con este tipo de situaciones.

Es por esta razón que surge la necesidad de mejorar el diseño de las obras de captación (bocas de tormenta o coladeras) para mitigar los efectos causados por el arrastre de sólidos durante el escurrimiento en calles y avenidas.



3. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN ACERCA DE BOCAS DE TORMENTA EN EL ALCANTARILLADO PLUVIAL

En el presente estudio, se realizó un análisis de la bibliografía disponible para el diseño de bocas de tormenta en México. Esta información se complementó con libros, artículos y manuales internacionales. Con ello, se analizarán las consideraciones tomadas durante el diseño de las captaciones y se propondrán adecuaciones para un mejor funcionamiento.

3.1. DRENAJE PLUVIAL URBANO

Los sistemas de drenaje modernos son clasificados como pluviales cuando conducen las lluvias y transportan únicamente aguas producto del escurrimiento superficial, véase Ilustración 3.1, y combinados cuando conducen aguas sanitarias, véase Ilustración 3.2.

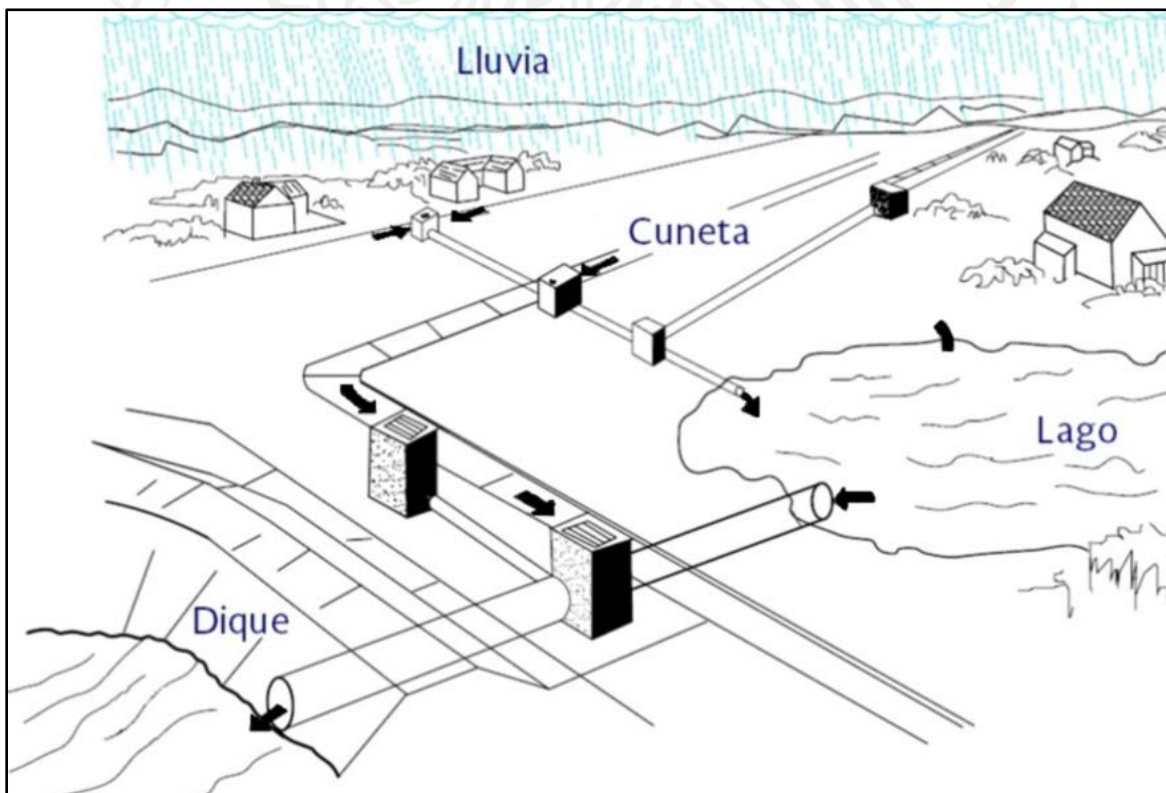


Ilustración 3.1 Sistema de drenaje pluvial

En la actualidad es adecuado manejar sistemas de alcantarillado separados, es decir, el alcantarillado pluvial no debe conducir aguas residuales de ningún tipo. Además que se debe buscar la reducción y eliminación de residuos sólidos o líquidos que se sume al

agua de lluvia al escurrir sobre las vialidades, canales conductos y demás infraestructura.

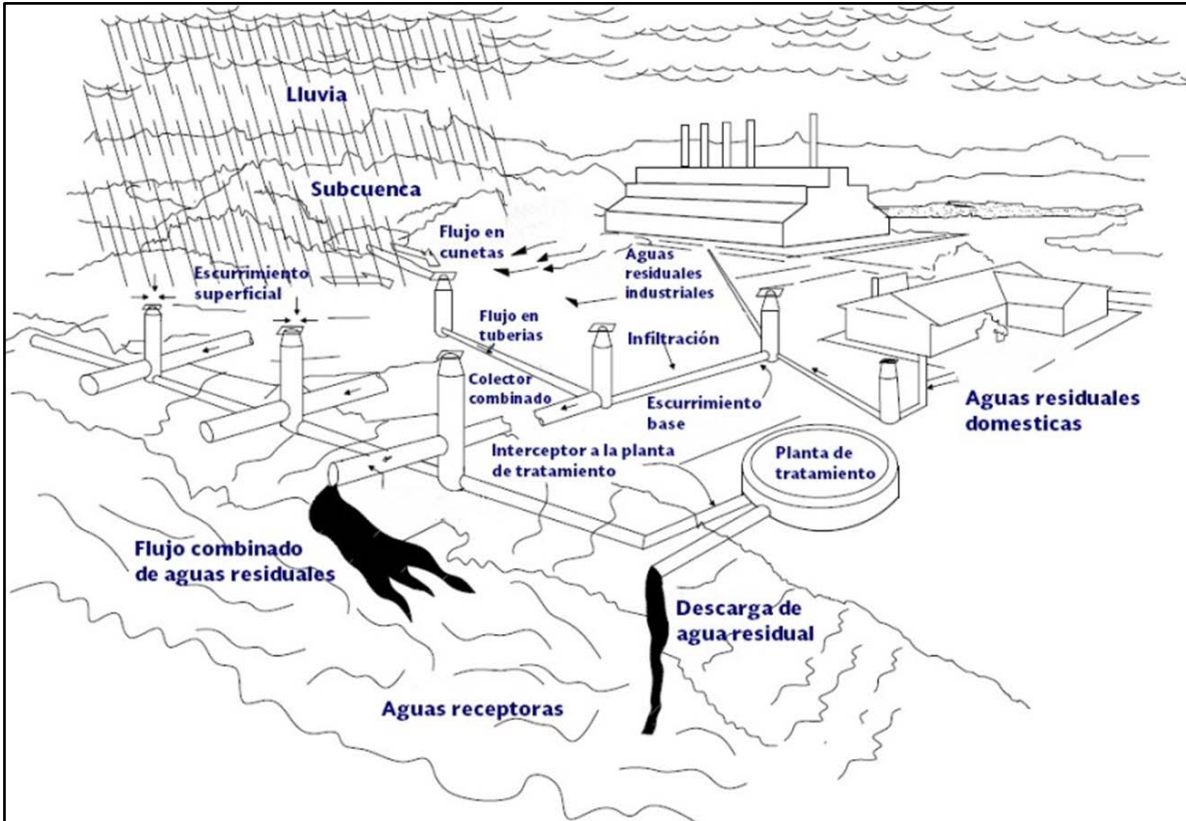


Ilustración 3.2 Sistema combinado

3.2. DESCRIPCIÓN E IMPORTANCIA DEL DRENAJE PLUVIAL

Ante el cambio en el entorno que se ha generado en los últimos años en las ciudades, producto de la construcción de infraestructura urbana ha traído como consecuencia la transformación de superficies permeables a impermeables, así como la modificación de áreas naturales para desalojar el agua que escurre por las calles, producto de las lluvias. Por lo que esta evacuación se lleva a cabo a través de un sistema de conducción artificial llamado drenaje pluvial urbano.

La red de drenaje pluvial urbano debe contar con un mínimo de elementos como: escurrimientos superficiales en vialidades adecuadas para el escurrimiento superficial, captación de sumideros o coladeras, conducción de una red subterránea y/o canales superficiales, estructuras de conexión y mantenimiento, estructuras hidráulicas complementarias y estructuras de descarga en cuerpo receptor, que permiten el desalojo de las aguas pluviales, mitigando encharcamientos e inundaciones en calles y posibles enfermedades a causa de la evacuación lenta.

Atiende a dos objetivos principales: 1) Disminuir al máximo los daños que las aguas de lluvia ocasionen a la ciudadanía e infraestructura del entorno urbano; y 2) Garantizar el desarrollo de la vida diaria en las ciudades, permitiendo un apropiado tráfico de personas y vehículos durante la ocurrencia de lluvia.

La función principal reside en evitar la acumulación de agua en zonas urbanas o corrientes que causen daños y molestias al sector industrial, servicios, comercial y doméstico, esto se hace a través de la conducción del agua de lluvia hacia sitios más seguros (por ejemplo conducirlos de una mejor manera a una planta depuradora para su tratamiento y su reencauzamiento a arroyos, ríos, etc.).

3.3. INFRAESTRUCTURA DEL DRENAJE PLUVIAL

Para el drenaje pluvial las partes que lo integran conforman un sistema integral que permita cumplir con el objetivo para el cual son creados, cada elemento que lo integra tiene un función particular y los elementos mínimos que debe de cumplir son: escurrimientos superficiales en vialidades, captación en sumideros o coladeras, conducción en red subterránea y/o canales superficiales, estructuras hidráulicas complementarias, estructuras de descarga en cuerpo receptor.

3.3.1. CAPTACIÓN EN BOCAS DE TORMENTA

Son los elementos utilizados para la captación del agua y tratamiento primario producto de la lluvia a transportar, su ubicación generalmente es a un costado de las vialidades, utilizándose como estructuras de captación: bocas de tormenta, aunque puede existir conexiones domiciliarias donde se vierta el agua de lluvia que cae de los techos.

Las bocas de tormenta son estructuras que recolectan el agua que escurre sobre la superficie del terreno y lo introducen por las obras de conducción, se ubican generalmente aguas arriba del cruce de calles y en avenidas de importancia, además de colocarse en puntos bajos de terreno evitando la acumulación de agua. Generalmente integradas con una rejilla que permite el acceso del agua y bloquea el paso de residuos de tamaños mayores que pueden obstruir las obras de conducción.

Están constituidas por una caja que funciona como desarenador donde se depositan las materias que son arrastradas por el escurrimiento producto de la lluvia, existen diferentes tipos de boca de tormenta, comúnmente se les denomina coladeras pluviales: de rejilla, de banquetas, combinadas, longitudes y transversales.

Las coladeras de piso se instalan formando parte del pavimento al mismo nivel de su superficie y las de banqueta se construyen formando parte de la guarnición, en caso de tenerse un mayor gasto de diseño puede hacerse una combinación de ambas. Las coladeras longitudinales son un tipo especial de las de banquetas. Los sumideros permiten controlar un nivel máximo y el ancho de la lámina de flujo en las zonas urbanas evitando que se presenten problemas, la capacidad hidráulica de cada uno depende de su geometría y de las condiciones donde se encuentra instalado.

Su capacidad debe de ser consistente con la capacidad de las obras de conducción, además de colocarse rejillas para un adecuado funcionamiento del sumidero, su geometría dependerá del tipo de residuos sólidos que existan en el lugar. La elección del tipo de sumidero dependerá de las condiciones hidráulicas, económicas y de ubicación, véase Ilustración 3.3.

El gasto de diseño para bocas de tormenta, sumideros, coladeras o alcantarillas pluviales se puede estimar mediante el método racional, considerando: un coeficiente de escurrimiento ponderado acorde con el tipo y material de la superficie de rodamiento, la intensidad de lluvia (I) de diseño en mm/h con la duración de la tormenta de diseño.

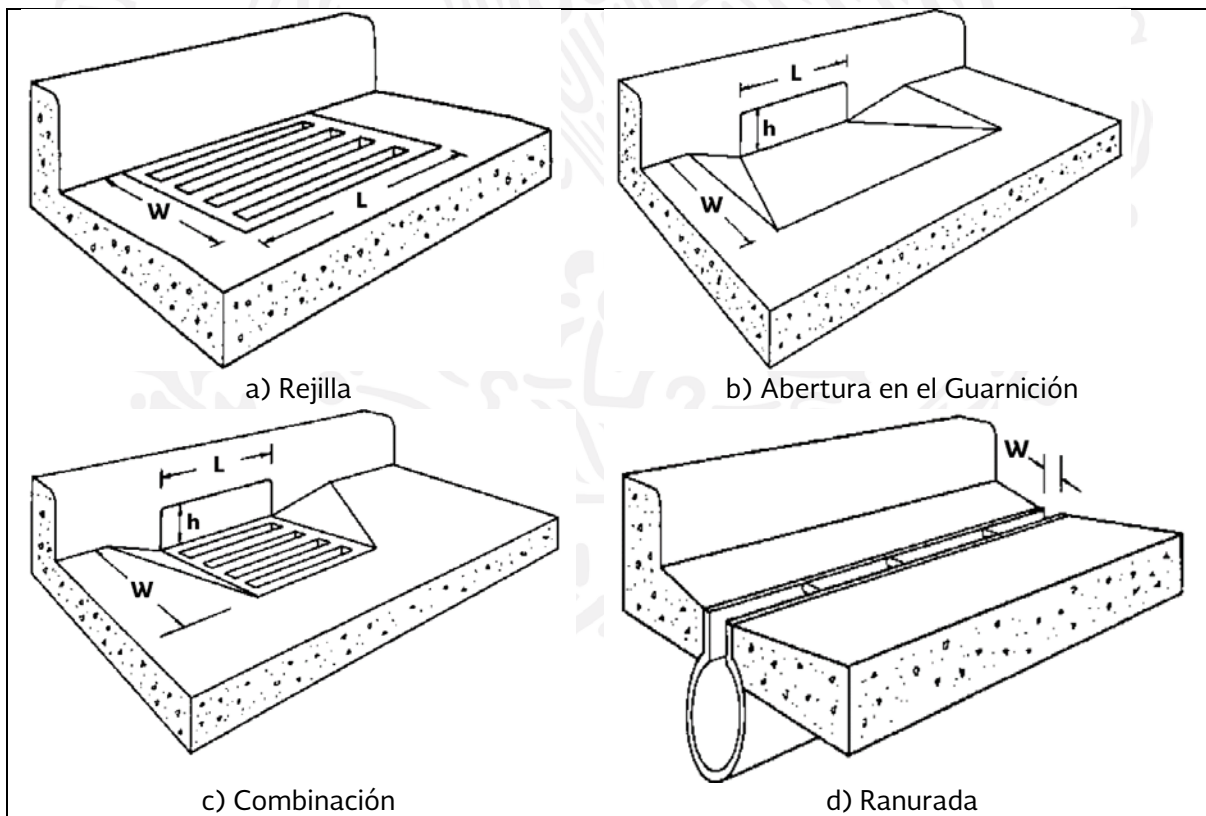


Ilustración 3.3 Tipos de sumideros, retomado de la FHWA (2009)

3.3.2. CONDUCCIÓN EN RED SUBTERRÁNEA Y/O CANALES SUPERFICIALES

Son las estructuras encargadas de transportar las aguas recolectadas por las estructuras de captación hacia el sitio de tratamiento o vertido. Siendo una parte esencial en el sistema de drenaje, formado a través de conductos cerrados y abiertos

Según su importancia dentro de la red, los conductos pueden ser clasificados como atarjeas, subcolectores, colectores y emisores. Se le llama atarjeas a los conductos de menor diámetro de la red, a los cuales descargan la mayor parte de las estructuras de captación. Los subcolectores son conductos de mayor diámetro que las atarjeas, reciben aportaciones de dos o más atarjeas y son orientados hacia los colectores.

Los colectores son los conductos de mayor tamaño en la red, representan la parte medular del sistema de drenaje. Los emisores conducen las aguas hasta el punto de vertido o tratamiento, una red puede tener más de un emisor dependiendo del tamaño de la localidad.

Cuando por las condiciones del terreno lo requiera, se pueden realizar canales superficiales para transportar el agua de lluvia, estos estarán diseñados de tal forma que puedan descargar al punto de vertido en el menor tiempo.

3.3.3. ESTRUCTURAS DE CONEXIÓN Y MANTENIMIENTO

Son elementos que facilitan la conexión y mantenimiento de las obras de conducción del sistema, éstos permite conectar tuberías de diferente diámetro y/o material. Los pozos de visita son parte de estas estructuras que se utilizan en las uniones de varias tuberías, en los cambios de dirección y pendiente, y donde se tiene espacio para que una persona pueda descender hasta el nivel de las tuberías y maniobre para llevar a cabo el mantenimiento en las obras de conducción.

La construcción de estas estructuras depende de las condiciones del lugar, materiales, tiempo y costos destinados a las obras, son generalmente hechas de mampostería o prefabricado, existen diferentes tipos de pozos de visita que se adecuan dependiendo de las necesidades que se plantean.

3.3.4. OBRAS DE DETENCIÓN Y RETENCIÓN

La función del sistema de detención es capturar el volumen del escurrimiento y lo retiene temporalmente, liberando el agua gradualmente, a diferencia de un sistema

de retención que capturan el volumen de agua de escurrimiento y lo retiene para desplazar posteriormente el agua como un siguiente evento.

La función principal de estas obras es controlar el volumen escurrido, producto de las lluvias, con la finalidad de mitigar los problemas por inundación; dicha infraestructura proporciona múltiples beneficios como el incremento de la infiltración del agua hacia el subsuelo, reducir el agua contaminada producto de las primeras lluvias y ayudar en la evaporación del agua.

Retención en seco (*dry retention*). Este proceso se puede usar en áreas de grandes extensiones (espacios abiertos o parques) donde llegue a ser efectivo económicamente y pueda ser incorporado, teniendo sitios permeables donde se pueda infiltrar el agua de las primeras lluvias, estas obras pueden ser encauzadas a fin de poder acumular el que tarden un tiempo que va de 24 a 72 horas dependiendo del tipo de suelo en el que se ubique, véase Ilustración 3.4.



Ilustración 3.4 Retención en seco

De las opciones más representativas a realizar se encuentra zanjas o canales con césped que han sido colocadas generalmente a un costado de las carreteras, se debe de tomar en cuenta las pendientes longitudinales y transversales de lugar a colocarse a fin de colocarse estas obras en un lugar ideal, además facilita la colocación de

pequeños presas en estas zanjas que nos ayudaran a poder retener en mayor proporción el agua, véase Ilustración 3.5.



Ilustración 3.5 Zanjas en césped

Las zanjas de infiltración son elementos utilizados para la retención del agua. Estas obras se realizan dónde por el tipo de material del lugar permite una infiltración escasa, a partir de lo anterior se realiza una excavación (generalmente de 1.0 a 4.0 m), se le agrega material permeable que permita prevenir la contaminación del agua e infiltrar el agua de una manera rápida.

En las áreas urbanas existen métodos como las zanjas subterráneas para ser aplicadas, estos deben de contar en las entradas con rejillas, que nos ayudaran a reducir el sedimento, sólidos y grasas. Su mantenimiento es complicado de realizar y tiene puede resultar un costo alto.

El sistema comúnmente usado es el de ex filtración donde el escurriendo es llevado hasta tubos rasurados, estos equipos se encuentran cubiertos por un material como la grava que impida el paso de material solido que tapone el tubo.

Para los sistemas de detención su principal función es ser áreas de almacenamiento donde se mantiene un nivel del agua después de que la lluvia ha cesado. Algunos ejemplos son los lagos y estagues, pudiendo ser naturales o artificiales

Existen los llamados tanques secos que su características es que solo son utilizados en épocas de lluvia (el demás tiempo se encuentran vacíos), se construyen en espacios abiertos, donde se tiene una entrada y salida. Su principal función es reducir el pico de la avenida producida por las lluvias y retardando su salida y su mantenimiento es de bajo costo (Se remueven los sedimentos generalmente de 3 a 5 años)

Los tanques húmedos tiene generalmente agua todo el año, se puede llegar a presentar un control de la calidad y cantidad del agua durante las lluvias, las condiciones para el mantenimiento son el manejo del mosquito, vegetación. Remoción de sedimentos, reparaciones por erosión entre otras. Dependiendo de las dimensiones poden ser empleado para actividades recreativas como pesca o para riego de jardines y parques.

Las superficies permeables son sistemas durables con superficies permeables, donde almacenan el agua de lluvia y se infiltra en el suelo lentamente, existen diferentes técnicas de pavimento permeable como el asfalto poroso, concreto permeable y concreto gris.

Los sistemas de pavimentos permeables son efectivos para capturar el escurrimiento, remover las partículas y contaminantes solubles, estos sistemas se pueden utilizar en las banquetas, estacionamientos de automóviles y bordos de carretera.

Las zonas de bioretención también llamadas filtros de bioretención, son zonas deprimidas poco profundas en las que se dispone de un sistema tricapa con dren inferior y cuyo funcionamiento depende de la composición relativa del suelo. La primera capa es conformada material orgánico que permita la infiltración del agua y el crecimiento de materia orgánica, la segunda consistirá en un medio plantado que permita la absorción de nutrientes e hidrocarburos y la capa final y más profunda consistirá en una franja de arena que proporcionan un medio aeróbico bien drenado a la capa superior de plantado. Se recomienda limitar la zona a un máximo de 2 hectáreas.

3.3.5. ESTRUCTURAS DE DESCARGA A UN CUERPO RECEPTOR

Son estructuras que protegen y mantienen libre de obstáculos la descarga final, tienen como objetivo fundamental evitar posibles daños al último tramo del sistema de conducción, asegurando una descarga continua a la corriente receptora.

Se consideran dos estructuras de descarga para el vertido siendo en conducto cerrado o en conducto abierto. Cuando la conducción se tiene mediante obras de conducción cerradas se requiere verter las aguas a una corriente receptora que posea cierta velocidad y dirección. Los conductos abiertos son estructuras generalmente construidas de mampostería y con su forma de construcción se evita la socavación del terreno natural.

3.3.6. DISPOSICIÓN FINAL DEL ESCURRIMIENTO FINAL

Es una parte fundamental del sistema de drenaje pluvial, su importancia radica en tener bien establecido el punto de disposición final ya que de no tenerse puede provocar serios daños al medio ambiente e incluso a la población o la zona poblacional cercana. Se define como el destino que se le dará al agua captada por un sistema de drenaje pluvial, en donde en la mayoría de los casos el agua se vierte a una corriente natural que lo pueda conducir.

Actualmente la tendencia actual debido a los problemas de desabasto del agua generalizado a nivel mundial es el tratamiento del agua pluvial a condiciones de potables; además el agua pluvial puede ser utilizada en el riego de áreas verdes en zonas urbanas, como jardines, parques, camellones o zonas rurales en el riego de cultivos.

3.3.7. ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS COMPLEMENTARIAS

Son obras que estrictamente no se encuentran dentro de las partes esencial del sistema de drenaje pluvial, su importancia en ciertos casos permite un adecuado funcionamiento. Algunos ejemplos serían las estaciones de bombeo, plantas de tratamiento, estructuras de cruce, vasos de regulación y de detención, etc.

Las estaciones de bombeo o comúnmente integrados por cárcamos de bombeo donde las aguas recolectadas son descargadas y extraídas por bombas cuya función primordial es vencer desniveles, elevando el agua hasta cierto punto de diseño a fin de continuar la conducción hacia el vertido.

3.3.7.1. VERTEDORES

Un vertedor es una estructura hidráulica que tiene como función la derivación hacia otro cauce del agua que rebasa la capacidad de una estructura de conducción o de almacenamiento.

Su uso en los sistemas de alcantarillado se combina con otras estructuras tales como canales o cajas de conexión, y es propiamente lo que se denomina como una estructura de control. Por ejemplo, cuando se conduce cierto gasto de aguas pluviales o residuales hacia una planta de tratamiento con cierta capacidad y ésta es rebasada debido a la magnitud de una tormenta, el exceso es controlado por medio de un vertedor que descarga hacia un conducto especial (usado solamente en estos casos), que lleva el agua en exceso hacia su descarga a una corriente.

3.3.7.2. SIFONES INVERTIDOS

Es una estructura de cruce que permite durante la construcción de un colector o emisor salvar obstrucciones tales como arroyos, ríos, otras tuberías, túneles, vías de comunicación (pasos vehiculares a desnivel), etc., por debajo del obstáculo.

Se basa en conducir el agua a presión por debajo de los obstáculos por medio de dos pozos, uno de caída y otro de ascenso, los cuales están conectados en su parte inferior por una tubería que pasa por debajo del obstáculo, véase Ilustración 3.6. Así, cuando el agua alcanza el pozo de caída es conducida a presión por la tubería hacia el pozo de ascenso donde puede prácticamente recuperar el nivel que tenía antes de la estructura y continuar con la dirección original del colector.

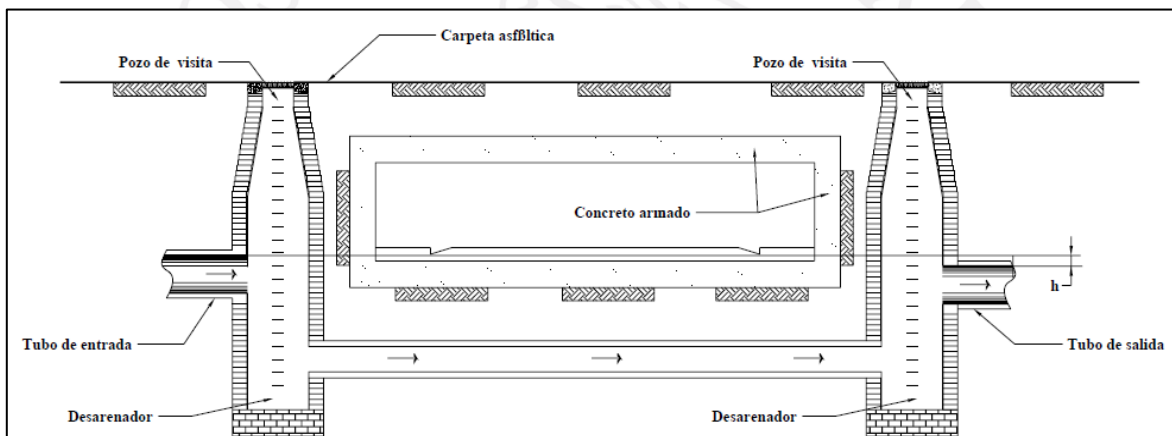


Ilustración 3.6 Sifón invertido

3.3.7.3. CRUCES ELEVADOS

Cuando un trazo tiene que cruzar una depresión profunda, se utilizan estructuras ligeras como son puentes de acero, concreto o madera, los cuales soportan la tubería que conduce el agua pluvial, véase Ilustración 3.7. En ocasiones, se utilizan puentes carreteros existentes donde se coloca la tubería anclándola por debajo o a un lado de la estructura.

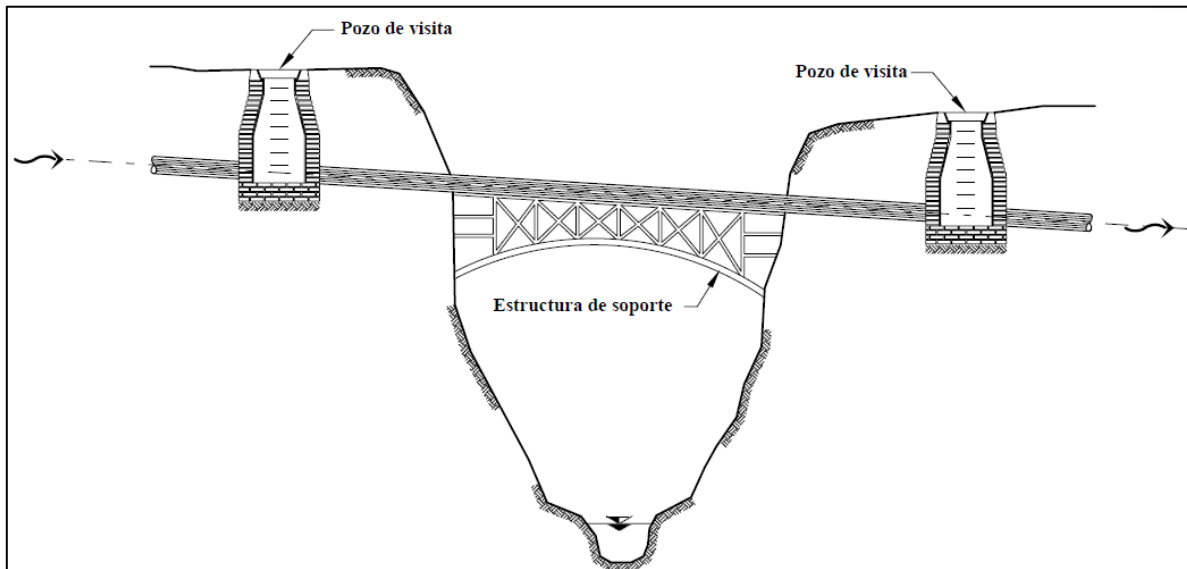


Ilustración 3.7 Cruce elevado

3.4. VÍAS DE COMUNICACIÓN COMO REDES DE ESCURRIMIENTO PLUVIAL

La lluvia es la parte del ciclo hidrológico donde se precipitan partículas líquidas de agua, las que alcanzan las superficies en zonas permeables llegan a infiltrarse hasta que se satura el suelo y comienza a generarse escurrimientos. En las zonas urbanas al tenerse zonas impermeables como calles, banquetas, casas, edificios, etc. se generan escurrimientos que funcionan como vías que continúan por gravedad su curso, generándose acumulaciones de agua en depresiones.

Ante estas vías de comunicación las personas comenzaron a diseñar sistemas que trabajaran para poder encauzar estas aguas a un punto donde nos les perjudique, generándose los sistemas de drenaje pluvial.

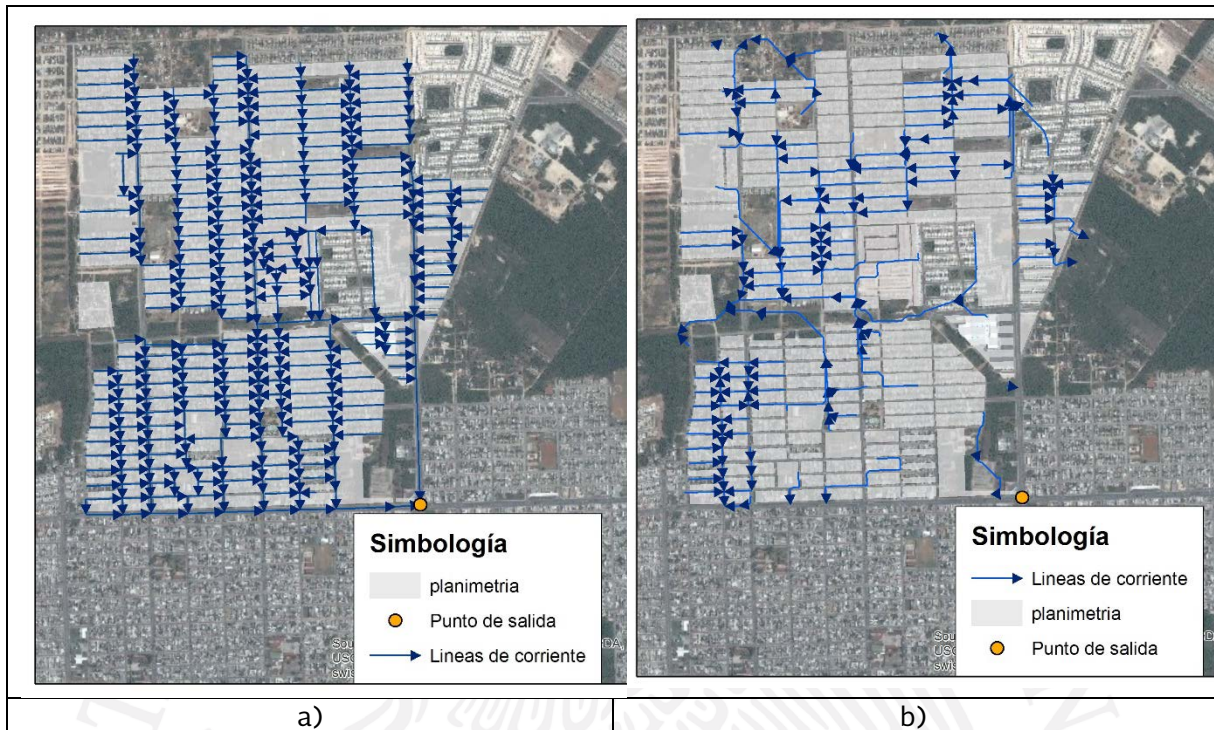


Ilustración 3.8 (a) Ejemplo de un correcto diseño de las vías de comunicación y (b) mal diseño de las pendientes de las calles

3.5. DISEÑO DE CAPTACIONES

3.5.1. DRENAJE DE CALLES PAVIMENTADAS

Un drenaje eficiente de calles pavimentadas es esencial para el mantenimiento de las calles y para la seguridad del tráfico. El agua en el pavimento puede interrumpir el tráfico, reducir la resistencia al deslizamiento, disminuir la visibilidad límite de deslizamiento, debido a las salpicaduras y causar dificultad en la conducción de un vehículo cuando las ruedas delanteras encuentran encharcamientos.

Para el diseño de drenaje en calles pavimentadas requiere la consideración de drenaje superficial, flujo en canal, y la capacidad de captación. El diseño de estos elementos depende de la frecuencia de las tormentas y la extensión permisible del agua de lluvia sobre la superficie del pavimento. En este capítulo se presenta una guía de diseño para estos elementos. La mayor parte de la información presentada aquí fue publicada originalmente en HEC-12, El Manual de Drenaje de Carreteras Pavimentadas y el Manual de modelación de drenaje de la AASHTO.

3.5.2. DISEÑO DEL PERIODO DE RETORNO Y DISTRIBUCIÓN

Dos de las variables más importantes consideradas, en el diseño de drenaje de calles pavimentadas, son el periodo de retorno de la escorrentía de diseño y la extensión permisible de agua en el pavimento. Una consideración relacionada es el uso de un evento con mayor periodo de retorno para comprobar el diseño de drenaje.

La distribución y frecuencia de diseño no son independientes. Las implicaciones utilizar un criterio para la propagación en la mitad de un carril de tráfico es considerablemente diferente para el diseño con un periodo de retorno menor. También tiene implicaciones diferentes para tráfico ligero y velocidades bajas que para una carretera de mayor complejidad. El drenaje y pavimentación de carreteras es importante para el tema de la seguridad vial.

3.5.3. SELECCIÓN DE LA FRECUENCIA Y DISTRIBUCIÓN DE DISEÑO

El objetivo del diseño de drenaje pluvial en vías de comunicación es el de proporcionar un paso seguro a los vehículos durante un evento de tormenta de diseño. El diseño de un sistema de drenaje para una sección de carretera pavimentada es para recolectar la escorrentía en un canalón y transportarla a las bocas de tormenta de manera que proporcionen seguridad para el tráfico de peatones, con un costo razonable. La forma

en que se propaga el flujo por los bordes, puede aumentar los riesgos de accidentes de tráfico, retrasos, molestias y el aumento el tráfico peatonal.

El proceso de selección del periodo de retorno y la propagación de diseño implica decisiones en materia de riesgos aceptables para accidentes de tráfico, demoras y los costos aceptables para el sistema de drenaje. Los riesgos relacionados con el agua en las vías de circulación son mayores con alto volumen de tráfico, velocidades altas, y altas clasificaciones de carreteras.

Un resumen de las principales consideraciones que intervienen en la selección del periodo de retorno y la propagación de diseño se presenta a continuación:

1. La clasificación de la carretera es un buen punto de partida en el proceso de selección, ya que define las expectativas del público en materia de agua en la superficie del pavimento. Los encharcamientos en las vías de circulación de alta velocidad y alto volumen son contrarios a las expectativas del público, y por tanto, son altos los riesgos de accidentes y los costos por los retrasos del tráfico.
2. La velocidad de diseño es importante para la selección de los criterios de diseño. A velocidades mayores de 70 km/h, se ha demostrado que el agua en el pavimento puede causar el "hidroplaneo".
3. La proyección del volumen de tráfico es un indicador de la importancia económica de mantener la carretera abierta al tráfico. Los costos de las retenciones de tráfico y los accidentes aumentan con el aumento del volumen de tráfico.
4. La intensidad de los eventos de lluvia puede afectar significativamente la selección del periodo de retorno y la propagación de diseño. Los riesgos asociados con la propagación de agua en las aceras puede ser menor en las zonas áridas sujetas a eventos de alta intensidad de tormentas que en las zonas con eventos frecuentes pero de menor intensidad.

Con respecto de las consideraciones de costo, es necesario formular un enfoque racional para la selección de los criterios de diseño. Se deben evaluar las "Ventajas y Desventajas" entre los criterios deseables y factibles. En particular, los costos y la viabilidad pueden variar significativamente entre distintas propuestas de periodos de retorno y propagación de diseño. En algunos casos, donde se requieren emisores o estaciones de bombeo, los costos pueden ser muy sensibles a los criterios seleccionados para el diseño.

Otras consideraciones incluyen molestias, riesgos a los peatones. Estas consideraciones no deben reducirse al mínimo y en algunos lugares como en áreas comerciales, puede asumir mayor importancia. En la práctica, los criterios locales

también pueden ser importantes, ya que puede afectar a la viabilidad del diseño e influye en la percepción que el público tiene de una práctica aceptable.

La elevación relativa de la carretera y el terreno circundante es una consideración adicional, como en pasos inferiores y tramos deprimidos. El potencial para la formación de charcos con profundidades peligrosas debe ser considerado en los criterios de selección del periodo de retorno y la propagación criterios y en la comprobación del diseño contra eventos de escorrentía de mayor periodo de retorno que el evento de diseño.

La propagación en las vías de circulación se puede tolerar a mayores anchos donde los volúmenes de tránsito y las velocidades son bajas. Dividir por la mitad el ancho de la calle generalmente se considera como diseño tipo mínimo para calles locales con bajo volumen de tráfico.

La selección de los criterios de diseño para tipos intermedios puede ser la más difícil. Por ejemplo, algunas arterias de tráfico con volúmenes y velocidades relativamente altas no tener hombros que transmitan la escorrentía diseño sin invadir los carriles de circulación. En estos casos puede ser útil para la selección de los criterios de diseño apropiados, una evaluación de los riesgos y los costos relativos para distintos diseños. La Tabla 3.1 proporciona frecuencias mínimas de diseño sugeridas; la propagación en función del tipo de carretera y la velocidad del tráfico.

El periodo de retorno de diseño recomendado para secciones deprimidas y pasos subterráneos donde el agua estancada se puede desalojar a través del sistema de drenaje pluvial es 50 años.

El uso de un evento con un mayor periodo de retorno, tal como una tormenta de 100 años, es útil para evaluar los peligros en lugares en los que comúnmente se estanca el agua y puede provocar inundaciones profundidades considerables.

Tabla 3.1 Periodos de retorno y propagación mínimos recomendados

Clasificación de calle	Periodo de retorno	Propagación
	Años	m
Alto volumen o tráfico en dos direcciones con velocidades menores a 70 km/hr	10	Altura de hombros + 1
Alto volumen o tráfico en dos direcciones con velocidades mayores a 70 km/hr	10	Altura de hombros
Alto volumen o tráfico en dos direcciones con puntos deprimidos	50	Altura de hombros + 1
Colectores para velocidades menores a 70 km/hr	10	½ del ancho de la calle
Colectores para velocidades mayores a 70 km/hr	10	Altura de Hombros
Colectores en puntos deprimidos	10	½ del ancho de la calle
Calles locales con bajo ADT	5	½ del ancho de la calle
Calles locales con Alto ADT	10	½ del ancho de la calle
Calles locales con puntos deprimidos	10	½ del ancho de la calle

3.5.4. SELECCIÓN DE LA TORMENTA Y PROPAGACIÓN DE VERIFICACIÓN

Para la verificación se debe considerar una tormenta que cause inundaciones inaceptables durante los eventos menos frecuentes. Además, las bocas de tormenta siempre deben ser evaluadas para una tormenta de verificación cuando una serie de coladeras termina en una curva vertical deprimida o donde se puedan producir inundaciones graves.

El periodo de retorno para una tormenta de verificación debe basarse en las mismas consideraciones que se utilizan para seleccionar la tormenta de diseño, es decir, las consecuencias de una propagación superior a la que se eligió en el diseño y la acumulación potencial de agua.

Cuando no existen encharcamientos significativos, no es necesario comprobar las tormentas. Los criterios para la verificación de un diseño son: (1) un carril abierto al tráfico durante la tormenta; (2) un carril libre de agua durante el evento de tormenta de verificación. Estos criterios difieren sustancialmente, pero cada uno establece una norma por la cual se puede evaluar el diseño.

3.5.5. DRENAJE SUPERFICIAL

Cuando la lluvia cae sobre una superficie pavimentada e inclinado, forma una delgada película de agua que aumenta en espesor a medida que fluye hacia el borde de la acera. Los Factores que influyen en la profundidad del agua en el pavimento son la longitud de trayectoria de flujo, la textura de la superficie, la pendiente de la superficie, y la intensidad de la precipitación. Con el aumento de la profundidad del agua sobre el pavimento, aumenta también el potencial de hidroplaneo vehicular. En función de prevenir este fenómeno, el diseño de los elementos de drenaje en carreteras, tiene la siguiente orientación:

- Pendiente longitudinal del pavimento
- Pendiente transversal
- Diseño de baquetas y cunetas
- Línea de rodamiento y zanjas intermedias
- Cubiertas de puente
- Barreras intermedias
- Atenuadores de impacto

Información técnica adicional en la mecánica de drenaje de la superficie puede encontrarse en la referencia 20.

3.5.6. HIDROPLANEAO

Cuando un neumático en movimiento se encuentra una película de agua en la carretera, el agua se canaliza a través de las bandas de rodadura del neumático y por medio de la rugosidad de la superficie del pavimento. El hidroplaneo se produce cuando la capacidad de drenaje de la banda de rodadura del neumático y la superficie del pavimento se supera y el agua comienza a acumularse en frente de la cubierta de neumático. A medida que el agua se acumula, se crea una cuña de agua y esta cuña produce una fuerza hidrodinámica que puede levantar la cubierta de la superficie del pavimento (Ilustración 3.9). Esto se considera como hidroplaneo dinámico completo y puesto que el agua ofrece resistencia al corte, el neumático pierde su capacidad de tracción y el conductor tiene una pérdida de control del vehículo. El hidroplaneo puede ocurrir a velocidades de 89 km/h con una profundidad de agua de 2 mm.

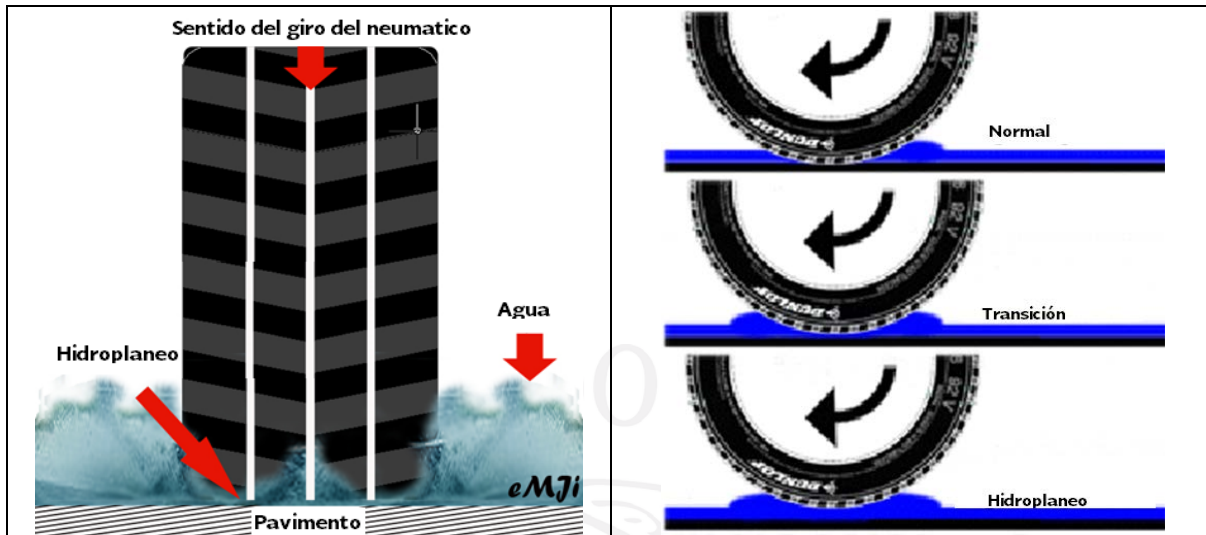


Ilustración 3.9 Hidroplaneo

El Hidroplaneo es una función de la profundidad del agua, de la geometría de la carretera, de la velocidad del vehículo, la profundidad de la banda de rodadura, la presión de inflado del neumático y las condiciones de la superficie del pavimento. El manual de modelación de drenaje de la AASHTO (1999) proporciona una guía para calcular cuándo puede ocurrir. Asimismo, se informa que el conductor es responsable de manejar con cautela y buen juicio en condiciones de humedad, en hielo y nieve. En zonas problemáticas, el hidroplaneo puede ser reducido de la siguiente manera:

1. Diseñar geoméricamente la carretera para reducir las trayectorias longitudes del agua que fluye sobre el pavimento. Esto evitará acumulación de flujo.
2. Aumentar la profundidad de textura del pavimento por métodos tales como el ranurado de concreto. Un aumento de la rugosidad de la superficie del pavimento aumentará la capacidad de drenaje en la interface neumático-pavimento.
3. El uso de pavimentos con agregados de tamaño nominal grande ha demostrado que reducen en gran medida el potencial de deslizamiento sobre la superficie. Esta reducción se debe a la capacidad de drenar el agua a través del pavimento por bajo del neumático. Esto evita presiones hidrodinámicas y reduce la posibilidad de que el neumático hidroplanee.
4. El uso de estructuras de drenaje a lo largo de la calzada para capturar el flujo de agua sobre el pavimento reduce el espesor de la película de agua y reduce el potencial de deslizamiento sobre la superficie.

3.5.7. PENDIENTE LONGITUDINAL

La experiencia ha demostrado que los valores de pendiente longitudinal mínimos recomendados son los que se presentan en las políticas de diseño geométrico de la AASHTO, ya que prevé seguridad y un pavimento aceptable. Adicionalmente se presentan los lineamientos siguientes:

1. Un gradiente longitudinal mínimo es más importante para un pavimento confinado que para un pavimento sin confinamientos ya que el agua está limitada por la acera. Sin embargo, pendientes planas en pavimentos no confinados pueden llevar a un problema de propagación vegetal, si se permite que se acumulen a lo largo del borde del pavimento.
2. Los grados deseables en Cuneta no debe ser menor que 0.5 por ciento y para pavimentos puede considerarse un mínimo absoluto de 0.3 por ciento.
3. Para proporcionar un drenaje adecuado en las curvas verticales, una pendiente mínima del 0.3 por ciento debe mantenerse dentro de los 15 metros del punto más bajo de la curva. Esto se logra cuando la longitud de la curva, en metros, se divide por la diferencia algebraica de los grados en porcentaje (K) es igual o menor que 50. Esto se representa como:

$$K = \frac{L}{G_2 + G_1}$$

Ecuación 3.1

Dónde:

K = Constante de curva vertical m/%

L = Longitud horizontal de la curva m

G_i = Inclinación del camino %

3.5.8. PENDIENTE TRANSVERSAL

La Tabla 3.2 indica un rango de pendientes transversales aceptables tal como lo especifica la AASHTO. Estas pendientes transversales deben ser lo suficientemente inclinadas para drenar adecuadamente el agua pero sin afectar la comodidad y seguridad del conductor. Estas pendientes transversales representan una práctica habitual.

Tabla 3.2 Pendientes transversales comunes

Tipo de Superficie	Rango de pendiente transversal m/m
Superficie tipo alta	
2 líneas	0.015-0.020
3 o más líneas en cada dirección	Mínimo de 0.015; 0.005 a 0.010 de incremento por línea; 0.040 máximo
Superficie intermedia	0.015 – 0.030
Superficie tipo baja	0.020 – 0.060
Hombros	
Concreto bituminoso	0.020 – 0.060
Con banquetas	> 0.040

Las pendientes transversales de 2% tienen poco efecto sobre el esfuerzo del conductor en el manejo y en la estabilidad del vehículo. El uso de una pendiente transversal más empinada que 2% en pavimentos con línea central de la corona no es deseable. En áreas de lluvias intensas, una pendiente transversal más pronunciada (2.5%) se puede utilizar para facilitar el drenaje.

En carreteras donde tres o más carriles están inclinados en la misma dirección, se recomienda el incremento de la pendiente transversal de los carriles exteriores para contrarrestar el incremento la profundidad de flujo. Los dos carriles adyacentes a la línea de corona debe estar inclinados de manera normal, y los sucesivos pares de carriles, o porciones de los mismos hacia el exterior, se debe aumentar en aproximadamente 0.5 a 1%. La pendiente transversal máxima del pavimento se debe limitar a un 4% (Tabla 3.2).

A continuación se presentan algunas recomendaciones adicionales para la pendiente transversal:

1. Aunque no es muy recomendable, si las condiciones lo ameritan los carriles centrales pueden inclinarse hacia el centro.
2. Las áreas centrales no deben ser drenados a través de carriles de circulación.
3. El número y la longitud de las secciones transversales planas del pavimento en zonas de pendiente en transición deberán minimizarse. Se debería considerar la posibilidad de aumentar pendientes transversales en depresiones, curvas verticales, curvas verticales de la cresta y en puntos con pendientes planas longitudinales.
4. Los hombros deben estar en pendiente para drenar hacia afuera del pavimento, excepto en zonas con elevaciones, zonas estrechas y peraltes.

3.5.9. GUARNICIONES Y CUNETAS

Los Guarniciones se utilizan normalmente en el borde exterior de los pavimentos para condiciones de baja velocidad y en algunos casos, adyacentes a los hombros en zonas de moderada a muy alta capacidad. Estos sirven para los siguientes fines:

- Contener la escorrentía superficial en la carretera, lejos de las propiedades adyacentes
- Prevenir la erosión en taludes de relleno
- Proporcionar delineación al pavimento
- Permitir el desarrollo ordenado de la propiedad adyacente a la calzada

Las cunetas, formadas en combinación con Guarniciones, se acostumbra de 0.3 a 1.0 metro de ancho. La pendiente transversal puede ser la misma que la de la acera o puede estar diseñada con una pendiente transversal más empinada, por lo general 80 mm por metro más empinado que el carril de hombro o de estacionamiento (si se utiliza). La AASHTO define como pendiente transversal máxima un 8%.

Una combinación de Guarnición y cuneta forman un canal triangular que puede transmitir escurrimiento igual o menor que el caudal de diseño sin interrupción del tráfico. Cuando se produce un flujo de diseño, hay una expansión o ensanchamiento de la superficie del agua transportada. El agua se expande para incluir no sólo el ancho de canal, sino también los carriles de estacionamiento o los hombros, y porciones de la superficie recorrida.

La distancia de la propagación, T , se mide perpendicular a la pared del Guarnición y se muestra en la Ilustración 3.10. Limitar esta anchura se convierte en un criterio de diseño muy importante y se discutirá en detalle más adelante.

Cuando sea práctico, la escorrentía de los taludes y otras áreas que drenan hacia la carretera deben ser interceptadas antes de llegar a la carpeta. De esta manera, se reduce al mínimo la deposición de sedimentos y otros residuos en la calzada, así como la cantidad de agua que debe ser canalizada por las Cuneta. Cuando Guarniciones no son necesarios para el control del tráfico, las zanjas someras al borde de la carretera ofrecen una alternativa para el encauzamiento del agua con menor peligro para el tráfico. Estas secciones de zanja son particularmente apropiadas cuando se desea evitar que el agua erosione los taludes de relleno.

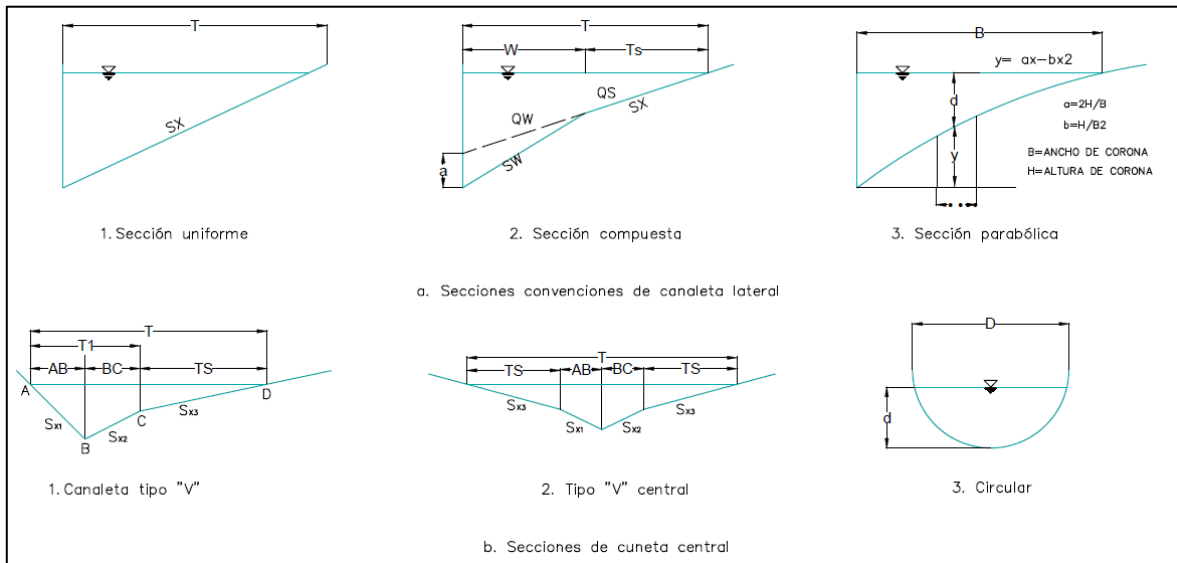


Ilustración 3.10 Secciones típicas de Cuneta

3.5.10. CANALES CENTRALES EN CARRETERAS

Es común utilizar canales en los bordes del camino para transmitir escurrimiento del pavimento de la carretera y de las áreas que drenan hacia esta. Debido a limitaciones de derecho de vía, los canales de borde no se pueden utilizar en arterias urbanas.

Para drenar el agua que escurre por los carriles de circulación se puede utilizar un canal de drenaje central; el cual es particularmente importante en calles de alta velocidad y para carreteras de más de dos carriles de tránsito en cada dirección.

3.5.11. PUENTE CUBIERTO

Es similar a la de las Cuneta laterales. Para conseguir un drenaje efectivo con puentes cubiertos es importante considerar:

Las cubiertas de acero estructural y de refuerzo son susceptibles a la corrosión por las sales de deshielo.

La humedad sobre las cubiertas se congela antes que el agua de la superficie del camino

El hidropneumático a menudo se produce a menor profundidad en los puentes debido a la textura de la superficie reducida de las cubiertas de concreto

Los sistemas de drenaje con puentes son menos eficientes hidráulicamente y se obstruyen con mayor facilidad por los escombros. Debido a las dificultades en el suministro y mantenimiento, el flujo de los canales laterales debe ser interceptado

antes de que llegue un puente. Por razones similares, se deben evitar los puentes con pendientes planas, depresiones y curvas verticales. Además, la escorrentía de los puentes debe ser colectada inmediatamente después de fluir sobre la sección de vía posterior, donde se necesitan grandes rejillas y estructuras de captación.

3.5.12. BARRERAS CENTRALES

Las barreras centrales son áreas confinadas con hombros hacia el centro del camino para evitar el flujo a través del pavimento. Cuando se utilizan barreras centrales, particularmente en curvas horizontales con peraltes asociados, es necesario proporcionar entradas o ranuras para recoger el agua acumulada contra la barrera. Además, en algunos casos se utiliza un sistema de tuberías para transportar el agua a través de las barreras.

3.5.13. FLUJO EN CUNETA

Se puede definir una cuneta como una sección de pavimento adyacente a la carretera que transporta agua durante un evento de escorrentía. Puede incluir una parte o la totalidad de un carril de circulación. Las cunetas se pueden clasificar como convencionales o centrales, como se ilustra en la Ilustración 3.10; generalmente tienen una forma triangular con el Guarnición formando la vertical del triángulo; puede tener una pendiente transversal recta (Ilustración 3.10, a.1); una pendiente transversal compuesta donde la pendiente de la cuneta varíe (Ilustración 3.10, a.2), o una sección parabólica (Ilustración 3.10, a.3). LAS CUNETAS CENTRALES suelen tener secciones en forma de V o circular, como se ilustra en la Ilustración 3.10, b.1, b.2 Y b.3, respectivamente, y se utilizan a menudo en las áreas centrales de carreteras con coronas invertidas.

3.5.14. RELACIÓN DE CAPACIDAD

Se requiere calcular el flujo a través de una cuneta para definir la elevación del agua en la sección, elevación de los hombros, el carril de estacionamiento o el pavimento. Se puede utilizar una modificación de la ecuación de Manning. La modificación es necesaria porque el radio hidráulico en la ecuación no describe adecuadamente la sección transversal de canal, especialmente cuando el ancho de la parte superior de la superficie del agua puede ser más de 40 veces la profundidad. Para calcular el flujo de canal, la ecuación de Manning se integra para un incremento de ancho a través de la sección. La ecuación resultante es:

$$Q = \frac{K_u}{n} S_x^{1.67} S_L^{0.5} T^{2.67} \quad \text{Ecuación 3.2}$$

O en términos de T .

$$T = \left(\frac{Qn}{K_u S_x^{1.67} S_L^{0.5}} \right)^{0.375}$$

Ecuación 3.3

Dónde:

$$K_u = 0.376$$

n = Coeficiente de Manning

Q = Flujo m^3/s

T = Ancho de flujo m

S_x = Pendiente Transversal

S_L = Pendiente Longitudinal m/m

La Ecuación 3.2 no considera la resistencia del flujo con la pared de la banqueta.

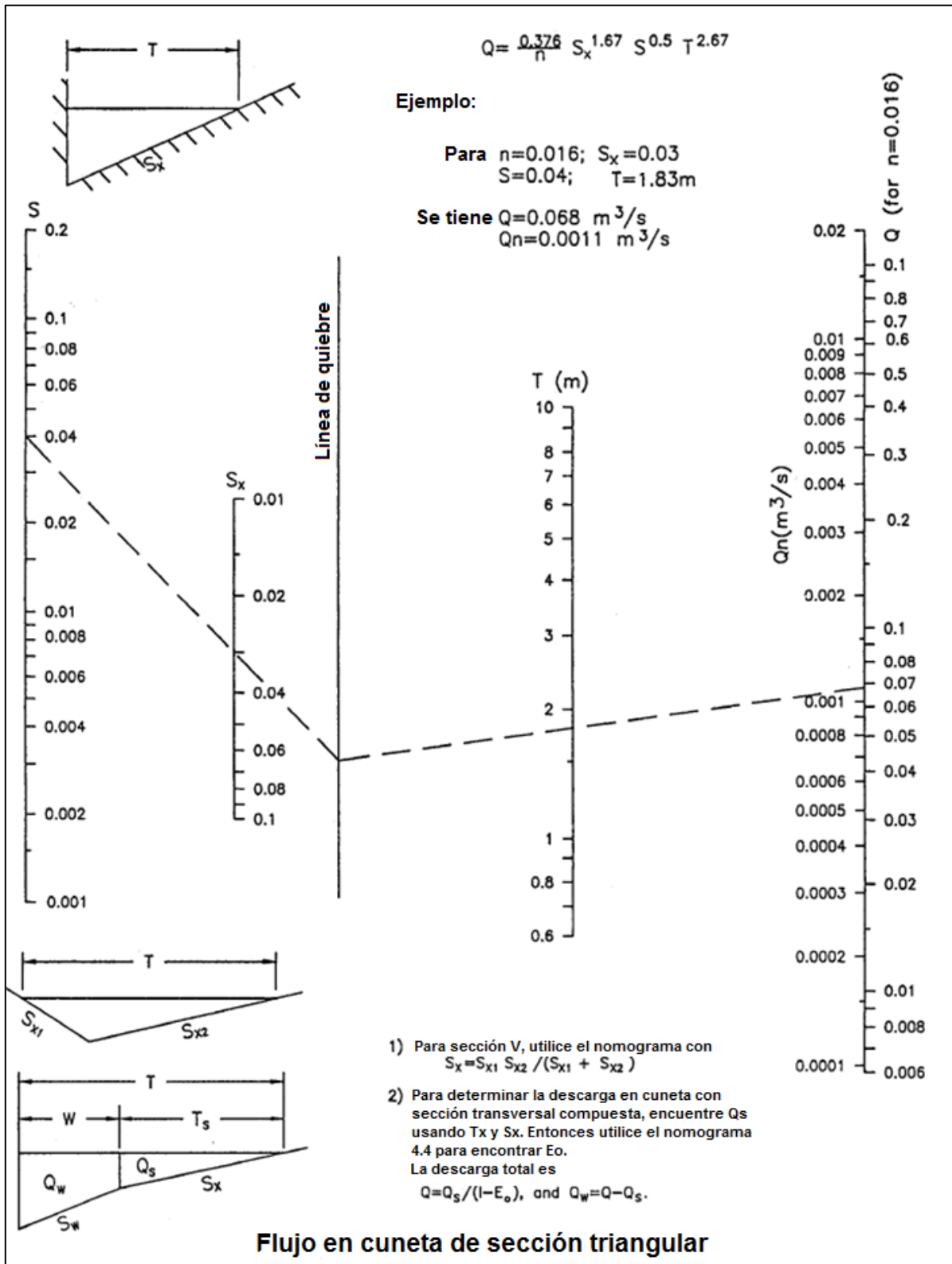
A menudo se utiliza la propagación sobre el pavimento y la profundidad del flujo con respecto de la banqueta como criterios para el espaciamiento de captaciones (Bocas de tormenta). El Nomograma 3.1 brinda la solución de la Ecuación 3.2. Se puede utilizar para cualquiera de los criterios con la relación:

$$d = TS_x$$

Ecuación 3.4

Dónde:

d = Profundidad del flujo, m



Nomograma 3.1 Flujo en cunetas triangulares

Tabla 3.3 Valores de n de Manning para cunetas y pavimentos

Tipo de cuneta o pavimento	n de Manning
Cuneta de Concreto acabado fino	0.012
Pavimento asfáltico Textura suave	0.013
Pavimento asfáltico Textura rugosa	0.016
Cuneta de concreto-Pavimento asfáltico suave	0.013
Cuneta de concreto-Pavimento asfáltico rugoso	0.015
Concreto hidráulico acabado liso	0.014
Concreto hidráulico acabado escobillado	0.016
En cunetas con pendiente pequeña, donde los sedimentos tienden a acumularse, debe incrementarse el valor de “n” en	0.02

El Nomograma 3.1 se puede utilizar para la solución directa del flujo de canal donde el valor de Manning n es 0,016. Para otros valores de n, dividir el valor de Q_n por n.

3.5.15. CUNETAS Y GUARNICIONES CONVENCIONALES

Las cunetas convencionales comienzan en la base dentro de la acera y por lo general se extienden desde el Guarnición hacia la línea central de la calzada a una distancia de 0.3 a 1 metros. Como se ilustra en la Ilustración 3.10, los canales pueden tener secciones uniformes, compuestos o en curva. Las secciones uniformes de cuneta tienen una pendiente transversal que es igual a la pendiente transversal del hombro del carril adyacente a la alcantarilla. Las cunetas que tienen secciones compuestas están deprimidas en relación a la pendiente del pavimento adyacente. Es decir, la cuneta tiene una pendiente transversal que es más pronunciada que la del pavimento adyacente. Este concepto se ilustra en el ejemplo 1. Los perfiles curvos de una cuneta a veces se encuentran a lo largo de calles de la ciudad. Los procedimientos para el cálculo de la capacidad de las secciones de cunetas con Guarnición se presentan a continuación.

3.5.15.1. CUNETAS CONVENCIONALES CON PENDIENTE TRANSVERSAL UNIFORME

El Nomograma 3.1 resuelve la Ecuación 3.2 para canales que tienen secciones transversales triangulares. Ejemplo 1 ilustra su uso para el análisis de las cunetas convencionales con pendiente transversal uniforme.

3.5.15.1.1. EJEMPLO 1

Se tiene la cuneta con la sección transversal mostrada en la Ilustración 3.10 a.1.

$$S_L = 0.010 \text{ m/m}$$

$$S_x = 0.020 \text{ m/m}$$

$$n = 0.016$$

Encuentre

1. La propagación del flujo para un gasto de $0.05 \text{ m}^3/\text{s}$
2. El flujo en la cuneta para una propagación de 2.5 m

Solución (1)

Paso 1. Cálculo de la propagación, T , Usando la Ecuación 3.2 o el Nomograma 3.1.

$$T = \left(\frac{Qn}{K_u S_x^{1.67} S_L^{0.5}} \right)^{0.375} = \left(\frac{0.05(0.016)}{(0.376)(0.020)^{1.67}(0.010)^{0.5}} \right)^{0.375} = 2.7 \text{ m}$$

Solución (2)

Paso 1. Utilizando la Ecuación 3.2 o el Nomograma 3.1, con $T = 2.5 \text{ m}$ y la información dada, se determina Qn .

$$Qn = K_u S_x^{1.67} S_L^{0.5} T^{2.67} = (0.376)(0.020)^{1.67}(0.010)^{0.5}(2.5)^{2.67} = 0.00063 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Cálculo de Q para la Qn determinada en el paso 1

$$Q = \frac{Qn}{n} = \frac{0.00063}{0.016} = 0.039 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

3.5.15.2. CUNETAS DE SECCIÓN COMPUESTA

El diseño de cunetas compuestas requiere la consideración de flujo en el segmento deprimido de la cuneta, Q_w . La Ecuación 3.5, que se muestra gráficamente como el Nomograma 3.2. Se proporciona para apoyo de la Ecuación 3.6 y Ecuación 3.7. El Nomograma 3.1 se utiliza para determinar el flujo en un ancho de canal con sección transversal compuesta, W , menos de la extensión total, T . El procedimiento para el análisis de las cunetas con secciones compuestas se presenta en el ejemplo 2.

$$E_0 = \frac{1}{1 + \left\{ \frac{S_w/S_x}{\left[1 + \frac{S_w/S_x}{\frac{T}{W} - 1 \right]^{2.67}} - 1 \right\}}$$

Ecuación 3.5

$$Q_w = Q - Q_s$$

Ecuación 3.6

$$Q = \frac{Q_s}{(1 - E_0)}$$

Ecuación 3.7

Dónde:

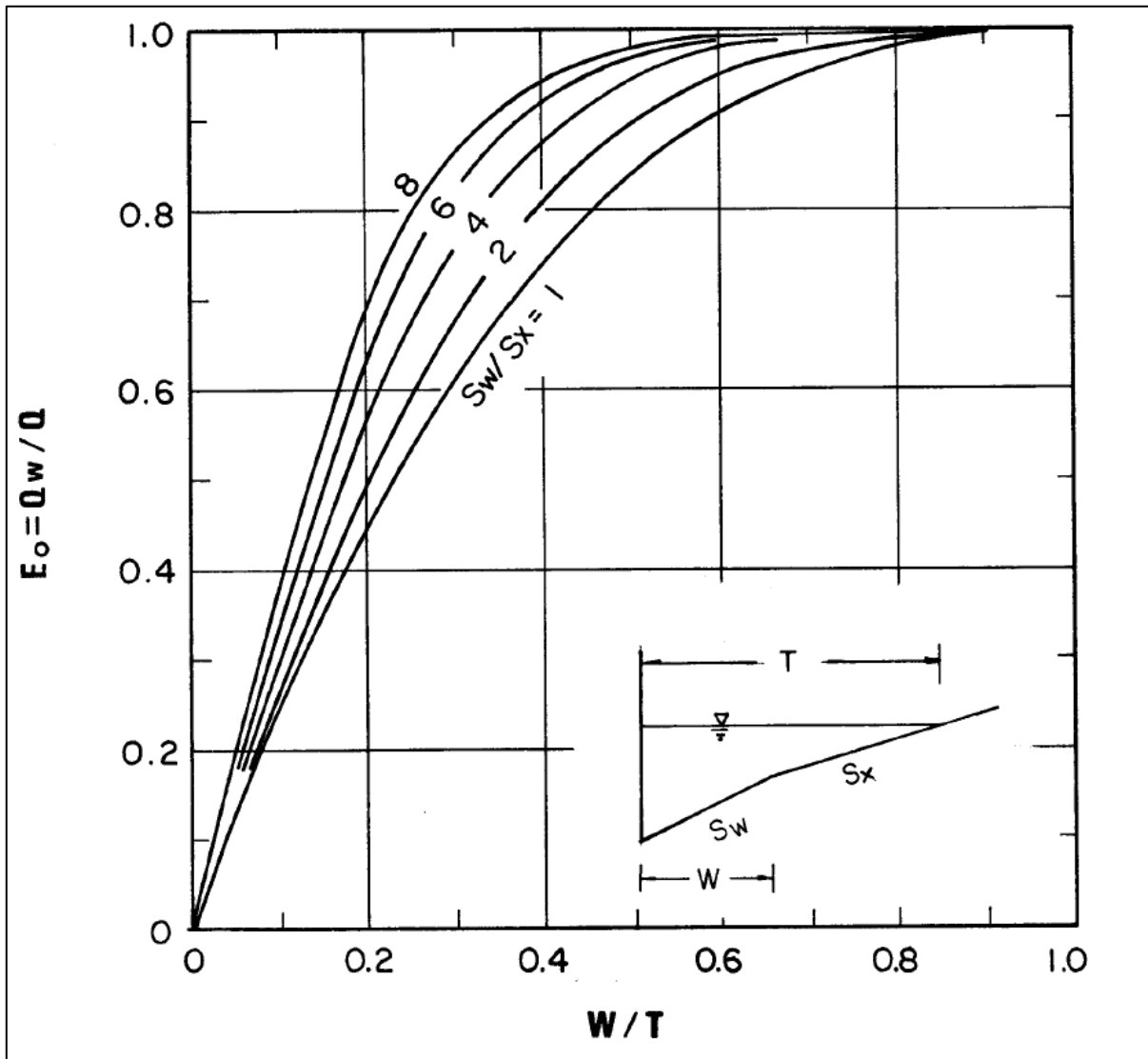
Q_w = Flujo en la sección deprimida de la cuneta, m³/s

Q = Flujo en la cuneta, m³/s

Q_s = Capacidad de flujo de la sección encima de la depresión de la cuneta, m³/s

E_0 = Relación de flujo para una anchura elegida (Usualmente el ancho de la Rejilla) con respecto del flujo total, (Q_w/Q)

$S_w = S_x + a/W$ (Ilustración 3.13 a.2)



Nomograma 3.2 para la solución de la Ecuación 3.5

La Ilustración 3.11 presenta un diagrama de diseño para una cuneta compuesta con un 0.60 m de ancho de sección deprimida y 50 mm desde la proyección de la pendiente transversal uniforme a la cara del Guarnición. Se pueden generar gráficos similares a la Ilustración 3.11 para configuraciones "típicas" de cunetas.

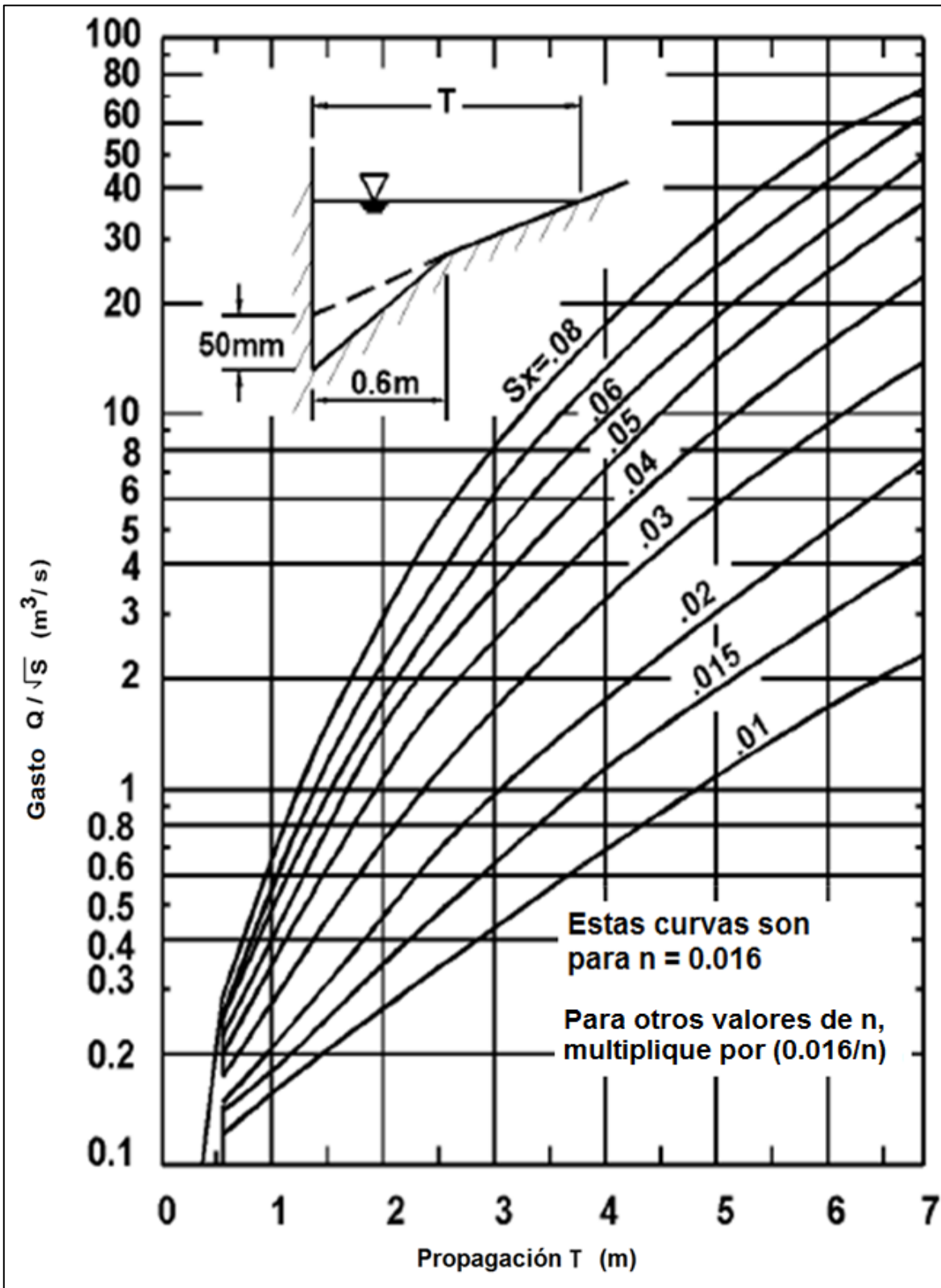


Ilustración 3.11 Curva Gasto-Propagación para cuneta de sección compuesta

3.5.15.2.1. EJEMPLO 2

Considere la ilustración de la Ilustración 3.11 a.2 con:

$$W = 0.6 \text{ m}$$

$$S_L = 0.01$$

$$S_x = 0.02$$

$$n = 0.016$$

Encuentre:

1. El flujo para una propagación de $T = 2.5 \text{ m}$
2. Propagación para un gasto de $Q = 0.12 \text{ m}^3/\text{s}$

Solución (1)

Calcule la pendiente transversal de la depresión en la cuneta, S_w , y el ancho de propagación desde el punto de cambio de pendiente hasta el límite de T .

$$S_w = \frac{a}{W} + S_x \frac{0.05}{0.6} + 0.02 = 0.103 \text{ m/m}$$

$$T_s = T - W = 2.5 - 0.6 = 1.9 \text{ m}$$

De la Ecuación 3.2 o el Nomograma 3.1, utilizando T_s .

$$Q_s n = K_U S_x^{1.67} S_L^{0.5} T^{2.67} = (0.376)(0.020)^{1.67} (0.010)^{0.5} (1.9)^{2.67} = 0.00031 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$Q_s = \frac{Q_s n}{n} = \frac{0.00031}{0.016} = 0.019 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Determine el flujo en la cuneta, Q , utilizando la Ecuación 3.5 o el Nomograma 3.2.

$$\frac{T}{W} = \frac{2.5}{0.6} = 4.17$$

$$\frac{S_w}{S_x} = \frac{0.103}{0.020} = 5.15$$

$$E_0 = \frac{1}{1 + \left\{ \frac{S_w/S_x}{\left[1 + \frac{S_w/S_x}{\frac{T}{W} - 1 \right]^{2.67}} - 1 \right\}} = \frac{1}{1 + \left\{ \frac{5.15}{\left[1 + \frac{5.15}{4.17 - 1} \right]^{2.67} - 1} \right\}} = 0.7$$

$$Q = \frac{Q_s}{(1 - E_0)} = \frac{0.019}{(1.070)} = 0.06 \frac{m^3}{s}$$

Solución (2)

Para calcular la propagación, T, se requiere realizar un proceso iterativo.

Proponiendo $Q_s = 0.04 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q_w = Q - Q_s = 0.12 - 0.04 = 0.08 \frac{m^3}{s}$$

Utilizando la Ecuación 3.5 o el Nomograma 3.2 se determina la relación W/T.

$$E_0 = \frac{Q_w}{Q} = \frac{0.08}{0.12} = 0.67$$

$$\frac{S_w}{S_x} = \frac{0.103}{0.020} = 5.15$$

$$\frac{W}{T} = 0.23$$

Del Nomograma 3.2.

Calcule la propagación, T y T_s para el gasto supuesto.

$$T = \frac{W}{(W/T)} = \frac{0.6}{0.23} = 2.6 \text{ m}$$

$$T_s = T - W = 2.6 - 0.6 = 2.0 \text{ m}$$

Utilice la Ecuación 3.2 o el Nomograma 3.1 para determinar Q_s a partir del T_s calculado.

$$Q_s n = K_U S_x^{1.67} S_L^{0.5} T^{2.67} = (0.376)(0.020)^{1.67} (0.010)^{0.5} (2.0)^{2.67} = 0.00035 \frac{m^3}{s}$$

$$Q_s = \frac{Q_s n}{n} = \frac{0.00035}{0.016} = 0.022 \frac{m^3}{s}$$

Comparte el Q_s calculado con el asumido.

$$Q_s \text{ Asumido} = 0.04 > Q_s \text{ Calculado} = 0.022$$

Propóngase un nuevo valor para Q_s y repita el proceso.

Asumiendo $Q_s = 0.058 \text{ m}^3/\text{s}$:

$$Q_w = Q - Q_s = 0.12 - 0.058 = 0.062 \frac{m^3}{s}$$

$$E_0 = \frac{Q_w}{Q} = \frac{0.062}{0.12} = 0.52$$

$$\frac{S_w}{S_x} = \frac{0.103}{0.020} = 5.15$$

$$\frac{W}{T} = 0.17$$

$$T = \frac{W}{(W/T)} = \frac{0.6}{0.17} = 3.5 \text{ m}$$

$$T_s = T - W = 3.5 - 0.6 = 2.9 \text{ m}$$

$$Q_s n = K_U S_x^{1.67} S_L^{0.5} T^{2.67} = (0.376)(0.020)^{1.67} (0.010)^{0.5} (2.9)^{2.67} = 0.00094 \frac{m^3}{s}$$

$$Q_s = \frac{Q_s n}{n} = \frac{0.00094}{0.016} = 0.059 \frac{m^3}{s}$$

$$Q_s \text{ Asumido} = 0.058 \approx Q_s \text{ Calculado} = 0.059$$

3.5.15.3. CUNETAS CONVENCIONALES CON SECCIÓN CURVA

Donde la sección transversal del pavimento es curva, la capacidad de la cuneta varía con la configuración de la acera. Por esta razón las relaciones Gasto-propagación o Gasto-profundidad desarrollados para una configuración dada no son aplicables a otra sección con una altura de la corona o anchura distinta.

3.5.16. CUNETAS DE POCA PROFUNDIDAD

Cuando Guarniciones no son necesarios para el control del tráfico, se puede utilizar una cuneta de poca profundidad con sección circular o en V. Por ejemplo, para el control de la escorrentía en carreteras sobre rellenos, pueden ser necesarias para proteger el terraplén de la erosión. Estas pequeñas secciones pueden tener capacidad suficiente para transmitir el flujo hacia un lugar adecuado para la intercepción.

Sección V

Se puede utilizar el Nomograma 3.1 para calcular el flujo en cunetas de sección V. Para este caso la pendiente transversal S_x se determina por la siguiente ecuación:

$$S_x = \frac{S_{x1}S_{x2}}{(S_{x1} + S_{x2})} \quad \text{Ecuación 3.8}$$

3.5.16.1.1. EJEMPLO 3

Se tiene la cuneta de sección V (Ilustración 3.10 b.1.) con:

$$\begin{aligned} S_L &= 0.01 \\ n &= 0.016 \\ S_{x1} &= 0.25 \\ S_{x2} &= 0.04 \\ S_{x3} &= 0.02 \\ BC &= 0.6 \text{ m} \end{aligned}$$

Encuentre la propagación T, para un flujo de $0.05 \text{ m}^3/\text{s}$

Solución:

Calcule S_x utilizando la Ecuación 3.8 y asumiendo que le flujo es transportado dentro de la sección V definida por S_{x1} y S_{x2} .

$$S_x = \frac{S_{x1}S_{x2}}{(S_{x1} + S_{x2})} = \frac{0.25(0.05)}{0.25 + 0.04} = 0.0345$$

Utilizando la Ecuación 3.2 o el Nomograma 3.1 encuentre le propagación hipotética T' , asumiendo que todo el flujo es transportado por la sección V.

$$T' = \left(\frac{Qn}{K_u S_x^{1.67} S_L^{0.5}} \right)^{0.375} = \left(\frac{0.05(0.016)}{(0.376)(0.0345)^{1.67} (0.010)^{0.5}} \right)^{0.375} = 1.94 \text{ m}$$

Determine si T' está contenida por S_{x1} y S_{x2} , calcule la profundidad desde el punto B, de la sección V, conocida BC y S_{x2} . La profundidad B y la distancia

$$d_B = \overline{BC}S_{x2} = 0.6(0.04) = 0.024 \text{ m}$$

$$\overline{AC} = \overline{AB} + \overline{BC} = 0.096 + 0.60 = 0.7 \text{ m}$$

$$\overline{AB} = \frac{d_B}{S_{x1}} + \frac{0.024}{0.25} = 0.096 \text{ m}$$

0.7 m < T' , por tanto, la propagación excede las dimensiones de la cuneta. Se debe realizar un proceso iterativo para resolver la propagación sección, T, como se ilustra en los siguientes pasos.

Resuelva la profundidad en el punto C, d_C , y calcule una propagación inicial, T_{BD} a lo largo de BD.

$$d_C = d_B - \overline{BC}S_{x2}$$

Para la geometría triangular formada en la cuneta, un valor inicial estimado para d_B es determinado como:

$$\frac{d_B}{0.25} + \frac{d_B}{0.04} = 1.94$$

$$d_B = 0.067 \text{ m}$$

$$d_C = 0.067 - 0.6(0.04) = 0.043 \text{ m}$$

$$T_S = \frac{d_C}{S_{x3}} = \frac{0.043}{0.02} = 2.15 \text{ m}$$

$$T_{\overline{BD}} = T_S + \overline{BC} = 2.15 + 0.6 = 2.75 \text{ m}$$

Utilizando una propagación a lo largo de BD igual a 2.75 m y desarrollando una pendiente ponderada para S_{x2} y S_{x3} .

0.6 m en S_{x2} (0.04) y 2.15 m en S_{x3} (0.02).

$$\frac{0.6(0.04) + 2.15(0.02)}{2.75} = 0.0243$$

Utilice ésta pendiente junto con S_{x1} , encuentre S_x utilizando la Ecuación 3.8.

$$S_x = \frac{S_{x1}S_{x2}}{(S_{x1} + S_{x2})} = \frac{0.25(0.0243)}{0.25 + 0.0243} = 0.0221$$

Usando la Ecuación 3.2 o el Nomograma 3.1, calcule la propagación utilizando la pendiente compuesta S_x .

$$T' = \left(\frac{Qn}{K_u S_x^{1.67} S_L^{0.5}} \right)^{0.375} = \left(\frac{0.05(0.016)}{(0.376)(0.0221)^{1.67}(0.010)^{0.5}} \right)^{0.375} = 2.57 \text{ m}$$

Este (2.57 m) es menor que el valor asumido de 2.75m, por tanto se asume $T_{BD} = 2.50 \text{ m}$ y se repite el proceso.

0.6 m en S_{x2} (0.04) y 1.95 m en S_{x3} (0.02).

$$\frac{0.6(0.04) + 1.90(0.02)}{2.50} = 0.0248$$

$$S_x = \frac{S_{x1}S_{x2}}{(S_{x1} + S_{x2})} = \frac{0.25(0.0248)}{0.25 + 0.0248} = 0.0226$$

$$T' = \left(\frac{Qn}{K_u S_x^{1.67} S_L^{0.5}} \right)^{0.375} = \left(\frac{0.05(0.016)}{(0.376)(0.0226)^{1.67}(0.010)^{0.5}} \right)^{0.375} = 2.53 \text{ m}$$

Este valor de $T = 2.53 \text{ m}$ es cercano al valor asumido de 2.50m, por tanto se acepta.

3.5.16.1.2. EJEMPLO 4

Se tiene una canaleta de sección V mostrada en la Ilustración 3.10 b.2 con:

$$\overline{AB} = 1 \text{ m}$$

$$\overline{BC} = 1 \text{ m}$$

$$S_L = 0.01$$

$$n = 0.016$$

$$S_{x1} = S_{x2} = 0.25$$

$$S_{x3} = 0.04$$

Encuentre:

1. La propagación para un flujo de $0.7 \text{ m}^3/\text{s}$
2. El flujo para una propagación de 7 m

Solución (1)

Asumiendo que le flujo es transportado dentro de la sección V (A a C).

$$S_x = \frac{S_{x1}S_{x2}}{(S_{x1} + S_{x2})} = \frac{0.25(0.25)}{0.25 + 0.25} = 0.125$$

Utilizando la Ecuación 3.2 o el Nomograma 3.1.

$$T = \left(\frac{Qn}{K_u S_x^{1.67} S_L^{0.5}} \right)^{0.375} = \left(\frac{0.70(0.016)}{(0.376)(0.125)^{1.67}(0.010)^{0.5}} \right)^{0.375} = 2.34 \text{ m}$$

T se encuentra fuera de la sección contenida por S_{x1} y S_{x2} , por tanto se requiere un proceso iterativo para obtener la propagación.

Se procesará el cálculo considerando la mitad de la cuneta con si fuese una sección compuesta con propagación T' igual a la mitad de la propagación total T.

$$Q' = \frac{1}{2} Q = \frac{1}{2} 0.7 = 0.35 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Se asume $Q'_s = 0.05 \text{ m}^3/\text{s}$.

$$Q'_w = Q' - Q'_s = 0.35 - 0.05 = 0.30 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Utilizando la Ecuación 3.5 o el Nomograma 3.2 se determina la relación W/T.

$$E'_0 = \frac{Q'_w}{Q'} = \frac{0.30}{0.35} = 0.86$$

$$\frac{S_w}{S_x} = \frac{S_{x2}}{S_{x3}} = \frac{0.25}{0.04} = 6.25$$

$$\frac{W}{T} = 0.33$$

Del Nomograma 3.2.

Calcule la propagación, T' y T_s para el gasto supuesto.

$$T' = \frac{W}{(W/T')} = \frac{1}{0.33} = 3.03 \text{ m}$$

$$T_s = T' - W = 3.03 - 1.0 = 2.03 \text{ m}$$

Utilice la Ecuación 3.2 o el Nomograma 3.1 para determinar Q_s a partir del T_s calculado.

$$Q'_s n = K_u S_x^{1.67} S_L^{0.5} T_s^{2.67} = (0.376)(0.040)^{1.67}(0.010)^{0.5}(2.03)^{2.67} = 0.00115 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$Q'_s = \frac{Q'_s n}{n} = \frac{0.00115}{0.016} = 0.072 \frac{m^3}{s}$$

Comparte el Q'_s calculado con el asumido.

$$Q_{s \text{ Asumido}} = 0.05 < Q_{s \text{ Calculado}} = 0.072$$

Propóngase un nuevo valor para Q'_s y repita el proceso.

Asumiendo $Q'_s = 0.01 \text{ m}^3/\text{s}$:

$$Q'_w = Q' - Q'_s = 0.35 - 0.01 = 0.34 \frac{m^3}{s}$$

$$E_0 = \frac{Q'_w}{Q'} = \frac{0.34}{0.35} = 0.97$$

$$\frac{S_w}{S_x} = \frac{0.103}{0.020} = 6.25$$

$$\frac{W}{T} = 0.50$$

$$T' = \frac{W}{(W/T)} = \frac{1}{0.5} = 2.0 \text{ m}$$

$$T_s = T' - W = 2 - 1 = 1 \text{ m}$$

$$Q_s n = K_U S_x^{1.67} S_L^{0.5} T^{2.67} = (0.376)(0.040)^{1.67} (0.010)^{0.5} (1)^{2.67} = 0.00017 \frac{m^3}{s}$$

$$Q_s = \frac{Q_s n}{n} = \frac{0.00017}{0.016} = 0.01 \frac{m^3}{s}$$

$$Q_{s \text{ Asumido}} = 0.01 = Q_{s \text{ Calculado}} = 0.01$$

$$T = 2T' = 2(2.0) = 4 \text{ m}$$

Solución (2)

Se analizará para la mitad de la sección utilizando el procedimiento de sección compuesta. El resultado final será el doble del gasto calculado:

Propagación, T' y T_s para la mitad de la sección.

$$T' = \frac{T}{2} = \frac{7.0}{2} = 3.5 \text{ m}$$

$$T_s = T' - W = 3.5 - 1 = 2.5 \text{ m}$$

Utilice la Ecuación 3.2 o el Nomograma 3.1 para determinar Q_s a partir del T_s calculado.

$$Q_s n = K_U S_x^{1.67} S_L^{0.5} T^{2.67} = (0.376)(0.040)^{1.67} (0.010)^{0.5} (2.5)^{2.67} = 0.0020 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$Q_s = \frac{Q_s n}{n} = \frac{0.0020}{0.016} = 0.126 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Determine el flujo en la la mitad de la sección, Q' , utilizando la Ecuación 3.5 o el Nomograma 3.2.

$$\frac{T}{W} = \frac{3.5}{1.0} = 3.5$$

$$\frac{S_w}{S_x} = \frac{0.25}{0.040} = 6.25$$

$$E_0 = \frac{1}{1 + \left\{ \frac{S_w/S_x}{\left[1 + \frac{S_w/S_x}{\frac{T}{W} - 1} \right]^{2.67}} - 1 \right\}} = \frac{1}{1 + \left\{ \frac{6.25}{\left[1 + \frac{6.25}{3.5 - 1} \right]^{2.67}} - 1 \right\}} = 0.814$$

$$E'_0 = \frac{Q'_w}{Q'} = 1 - \frac{Q'_s}{Q'}$$

$$Q' = \frac{Q'_s}{(1 - E_0)} = \frac{0.126}{(1 - 0.814)} = 0.68 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$Q = 2Q' = 2(0.68) = 1.36 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

3.5.16.2. SECCIÓN CIRCULAR

El flujo en una cuneta de sección circular se puede representar por:

$$\frac{d}{D} = K_u \left[\frac{Qn}{D^{2.67} S_L^{0.5}} \right]^{0.488}$$

Ecuación 3.9

Dónde:

d = profundidad de flujo en la cuneta, m.

D = Diámetro de la sección circular, m.

$K_u = 1.179$

El Nomograma 3.3 presenta una solución gráfica para la Ecuación 3.9. El ancho de la sección, T_w , está representado por la cuerda del arco y se calcula utilizando la Ecuación 3.10.

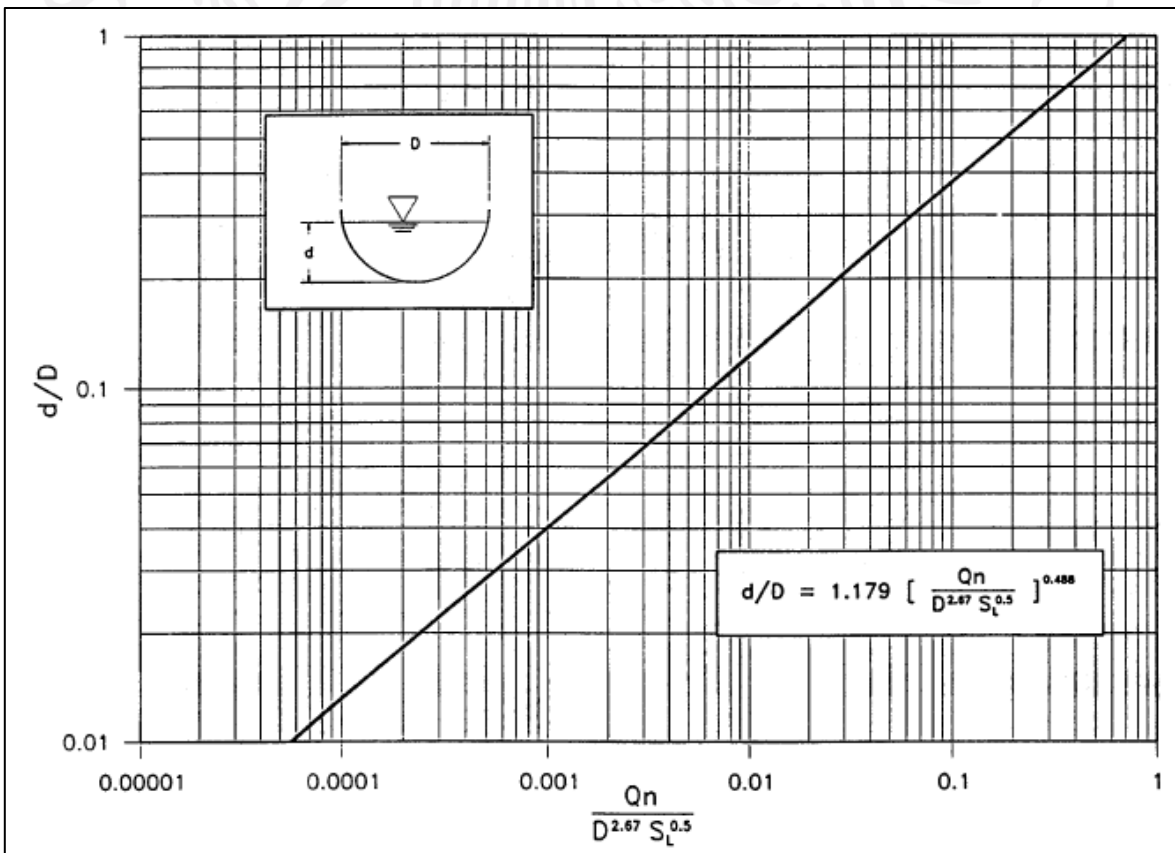
$$T_w = 2(r^2 - (r - d)^2)^{0.5}$$

Ecuación 3.10

Dónde:

T_w = el ancho de la sección inundada de la cuneta, m.

r = radio de la sección circular, m.



Nomograma 3.3 Relación de gasto/tirante/diámetro para cuneta de sección circular

El ejemplo 5 muestra el uso del Nomograma 3.3.

3.5.16.2.1. EJEMPLO 5

Se tiene una cuneta de sección circular ilustrada en la Ilustración 3.10,b.3 con un diámetro de 1.5 m y:

$$S_L = 0.01 \text{ m/m}$$

$$n = 0.016$$

$$Q = 0.5 \text{ m}^3/\text{s}$$

Encuentre la profundidad del flujo y el ancho de la superficie.

Determine el valor de:

$$\frac{Qn}{D^{2.67}S_L^{0.5}} = \frac{(0.5)(0.016)}{(1.5)^{2.67}(0.01)^{0.5}} = 0.027$$

Utilizando la Ecuación 3.9 o el Nomograma 3.3 determine d/D.

$$\frac{d}{D} = K_u \left[\frac{Qn}{D^{2.67}S_L^{0.5}} \right]^{0.488} = 1.179[0.027]^{0.488} = 0.20$$

$$d = D \left(\frac{d}{D} \right) = 1.5(0.20) = 0.30 \text{ m}$$

Utilizando la Ecuación 3.10 , determine T_w .

$$T_w = 2(r^2 - (r - d)^2)^{0.5} = 2((0.75)^2 - (0.75 - 0.3)^2)^{0.5} = 1.2 \text{ m}$$

3.5.17. FLUJO EN CURVAS VERTICALES

Para evitar que el flujo, en una cuneta con curvatura transversal, exceda los valores de propagación de diseño, la pendiente debe ser continuamente decreciente. En las áreas donde le cuneta alcanza su menor profundidad, la propagación debe ser evaluada para asegurar que se mantiene dentro de los límites permitidos. Si la propagación calculada excede los valores de diseño, se deben proporcionar entradas adicionales para reducir el flujo a medida que se acerca al punto bajo.

3.5.18. CAPACIDAD RELATIVA DE FLUJO

En los ejemplos 1 y 2 se ilustran las ventajas de una cuneta con sección compuesta. La capacidad de la sección con una sección deprimida es 70 por ciento mayor que secciones con una pendiente transversal recta; con todos los demás parámetros constantes.

La Ecuación 3.2 se puede utilizar para examinar los efectos relativos de cambio de los valores de propagación, pendiente transversal y de pendiente longitudinal de una sección con una pendiente transversal recta.

Para examinar los efectos de la pendiente transversal en la capacidad de canal, la Ecuación 3.2 se puede transformar como una relación entre S_x y Q como se muestra.

Sí.

$$K_1 = \frac{n}{K_c S_L^{0.5} T^{2.67}}$$

Entonces.

$$S_x^{1.67} = K_1 Q$$

Y

$$\left(\frac{S_{x1}}{S_{x2}}\right)^{1.67} = \frac{K_1 Q_1}{K_1 Q_2} = \frac{Q_1}{Q_2} \quad \text{Ecuación 3.11}$$

Una transformación similar se puede realizar para evaluar el efecto de los cambios de pendiente longitudinal y la propagación de la cuneta.

$$\left(\frac{S_{L1}}{S_{L2}}\right)^{0.5} = \frac{Q_1}{Q_2} \quad \text{Ecuación 3.12}$$

$$\left(\frac{T_1}{T_2}\right)^{2.67} = \frac{Q_1}{Q_2} \quad \text{Ecuación 3.13}$$

La Ecuación 3.11, Ecuación 3.12 y Ecuación 3.13 se presentan en la Ilustración 3.12. Los efectos de la propagación en la capacidad de la cuneta son mayores que los efectos de la pendiente transversal y longitudinal, lo cual era de esperarse dado el exponente de la relación.

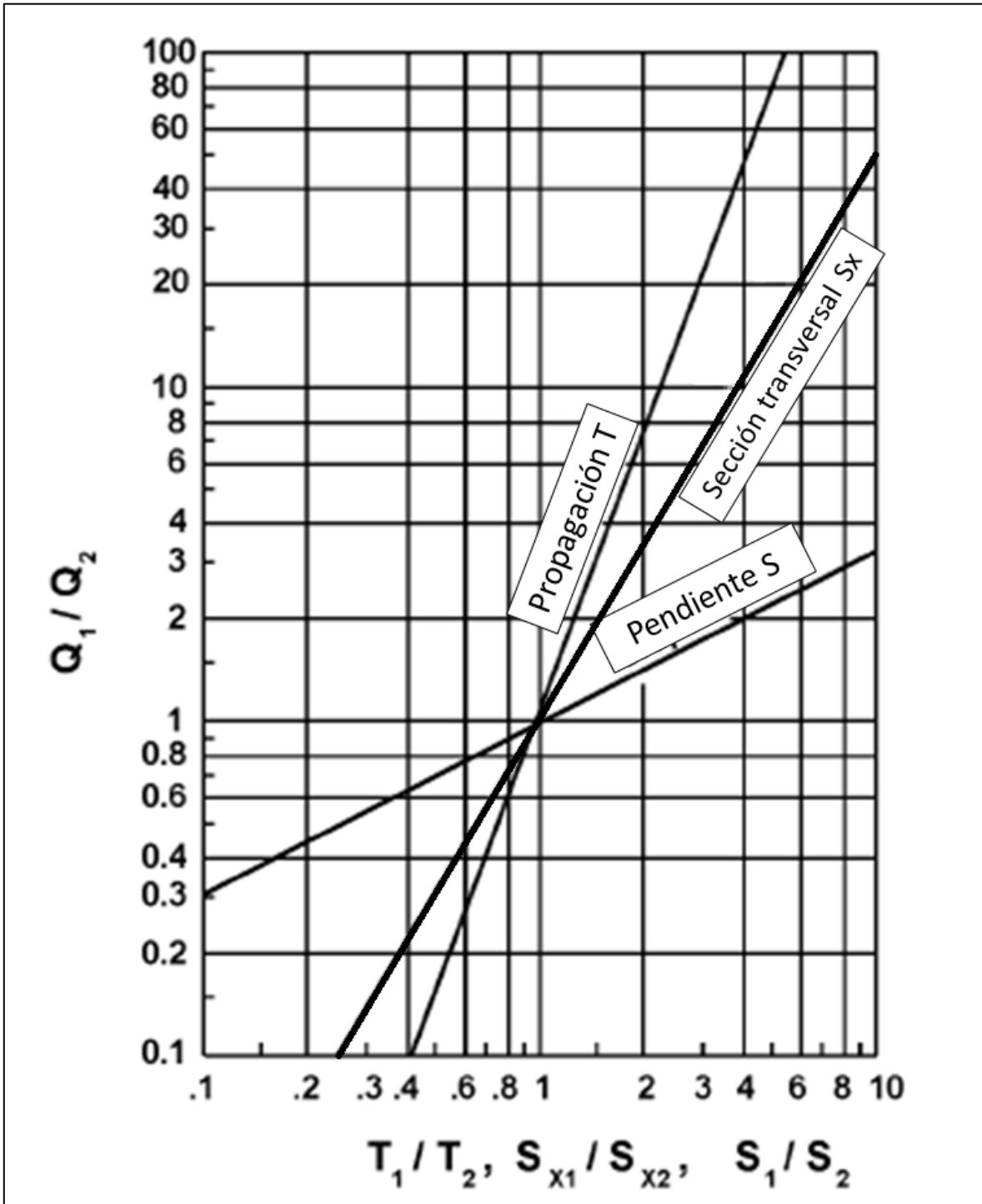


Ilustración 3.12 Relación de efectos de propagación y pendientes en la capacidad de la cuneta

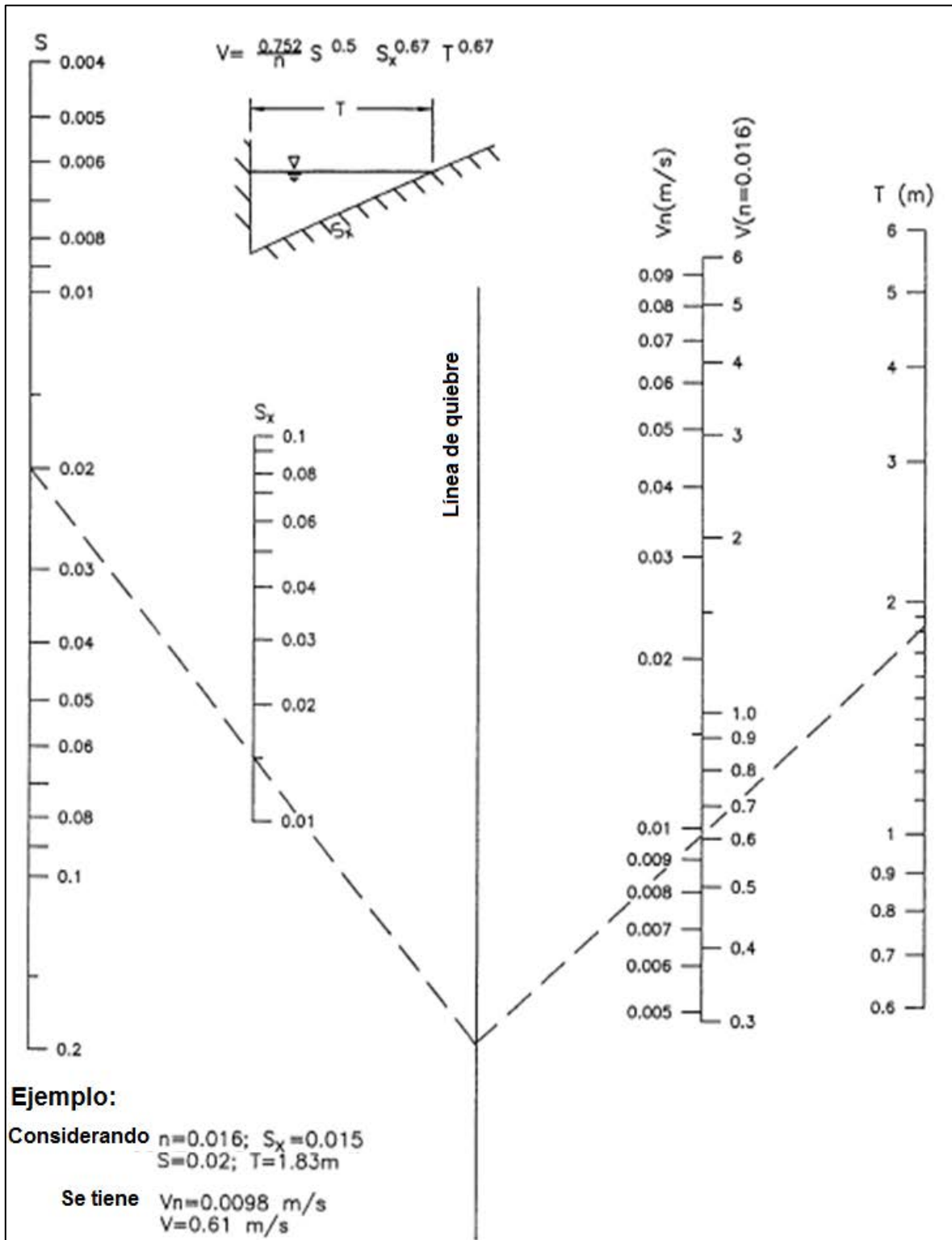
3.5.19. TIEMPO DE TRÁNSITO DE FLUJO EN LA CUNETETA

El tiempo de transito de flujo en la cuneta es un componente importante para estimar el volumen concentrado en la boca de tormenta. Para calcular el tiempo de tránsito se requiere estimar la velocidad media del flujo en la cuneta. La velocidad en la cuneta varía con la distancia a lo largo del canal, es decir, la velocidad de flujo es espacialmente variada. El tiempo de tránsito del flujo se puede estimar mediante el uso de una velocidad media obtenida por integración de la ecuación de Manning para la sección de canal con respecto al tiempo.

La Tabla 3.4 y el Nomograma 3.4 se pueden utilizar para determinar la velocidad media en cunetas triangulares. En la Tabla 3.5, T_1 y T_2 son la propagación en los extremos aguas arriba y aguas abajo de la sección de canal, respectivamente. T_a es la propagación para la velocidad promedio. Tabla 3.4 es un nomograma para resolver la Ecuación 3.14 para la velocidad en una cuneta triangular con pendiente longitudinal, transversal y propagación conocidas.

Tabla 3.4 Propagación y velocidad media en un tramo de cuneta con sección triangular

T_1 y T_2	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
T_a y T_2	0.65	0.66	0.68	0.70	0.74	0.77	0.82	0.86	0.90



Nomograma 3.4 Velocidad en la cuneta

$$V = \frac{K_u}{n} S_L^{0.5} S_x^{0.67} T^{0.67}$$

Ecuación 3.14

Dónde:

$$K_u = 0.752$$

V = Velocidad en la cuneta de sección triangular, m.

3.5.19.1.1. EJEMPLO 6

Se tiene una cuneta de sección triangular con las siguientes características:

$$T_1 = 1\text{m}$$

$$T_2 = 3\text{m}$$

$$S_L = 0.03\text{m/m}$$

$$S_x = 0.02\text{ m/m}$$

$$n = 0.016$$

Espaciamiento entre bocas de tormenta = 100m

Encuentre el tiempo de tránsito en la cuneta.

Calcule la relación entre la propagación aguas arriba y aguas abajo.

$$\frac{T_1}{T_2} = \frac{1}{3} = 0.33$$

Determine la velocidad media interpolando entre los valores de la Tabla 3.4.

$$\frac{(0.30 - 0.33)}{(0.3 - 0.4)} = \frac{X}{(0.74 - 0.70)}$$

$$X = \frac{(0.30 - 0.33)(0.74 - 0.70)}{(0.3 - 0.4)} = 0.01$$

$$\frac{T_a}{T_2} = 0.70 + 0.01 = 0.71$$

$$T_a = 0.71(3) = 2.13\text{m}$$

Utilice la Ecuación 3.14 o el Nomograma 3.4 para determinar la velocidad promedio.

$$V = \frac{K_u}{n} S_L^{0.5} S_x^{0.67} T^{0.67} = \frac{0.752}{0.016} (0.03)^{0.5} (0.02)^{0.67} (2.13)^{0.67} = 0.98 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Calcule en tiempo de recorrido en la cuneta.

$$t = \frac{L}{V} = \frac{100}{0.98} = 102 \text{ s} = 1.7 \text{ min}$$

3.6. DISEÑO DE BOCAS DE TORMENTA

La capacidad hidráulica de una boca de tormenta depende de su geometría, así como las características de flujo en la alcantarilla. La capacidad es gobernada por la el volumen de captación, la tasa de eliminación del agua del canalón y la cantidad de agua que puede entrar en el sistema de drenaje. Una capacidad de entrada inadecuada o mal ubicada puede causar encharcamientos o inundaciones que pueden poner en peligro a los peatones.

3.6.1. TIPOS DE BOCA DE TORMENTA

Las bocas de tormenta en los sistemas de drenaje pluvial, se utilizan para recoger la escorrentía y descargarla a un colector subterráneo. Estas se encuentran normalmente en Cuneta, medias cañas y calles pavimentadas. Las captaciones usadas para el drenaje superficial en calles se pueden dividir en las siguientes cuatro clases:

- Coladeras de Piso
- Coladeras de Banqueta
- Ranuras
- Coladeras de piso y banqueteta

Las coladeras de piso consisten de una abertura en la cuneta o zanja cubierta por una rejilla. La coladera de banqueteta es una abertura vertical en la acera cubierta por una losa superior. Las ranuras consisten en un tubo con un corte a lo largo del eje longitudinal; con barras perpendiculares a la abertura para mantener la forma. Las coladeras de piso banqueteta incluyen una apertura de acera y una rejilla que se colocan lado a lado. Ilustración 3.13 Tipos de Bocas de Tormenta presenta cada tipo de bocas de tormenta. Las ranuras se pueden usar con rejillas y cada tipo de entrada puede estar instalada con o sin una depresión de la cuneta.

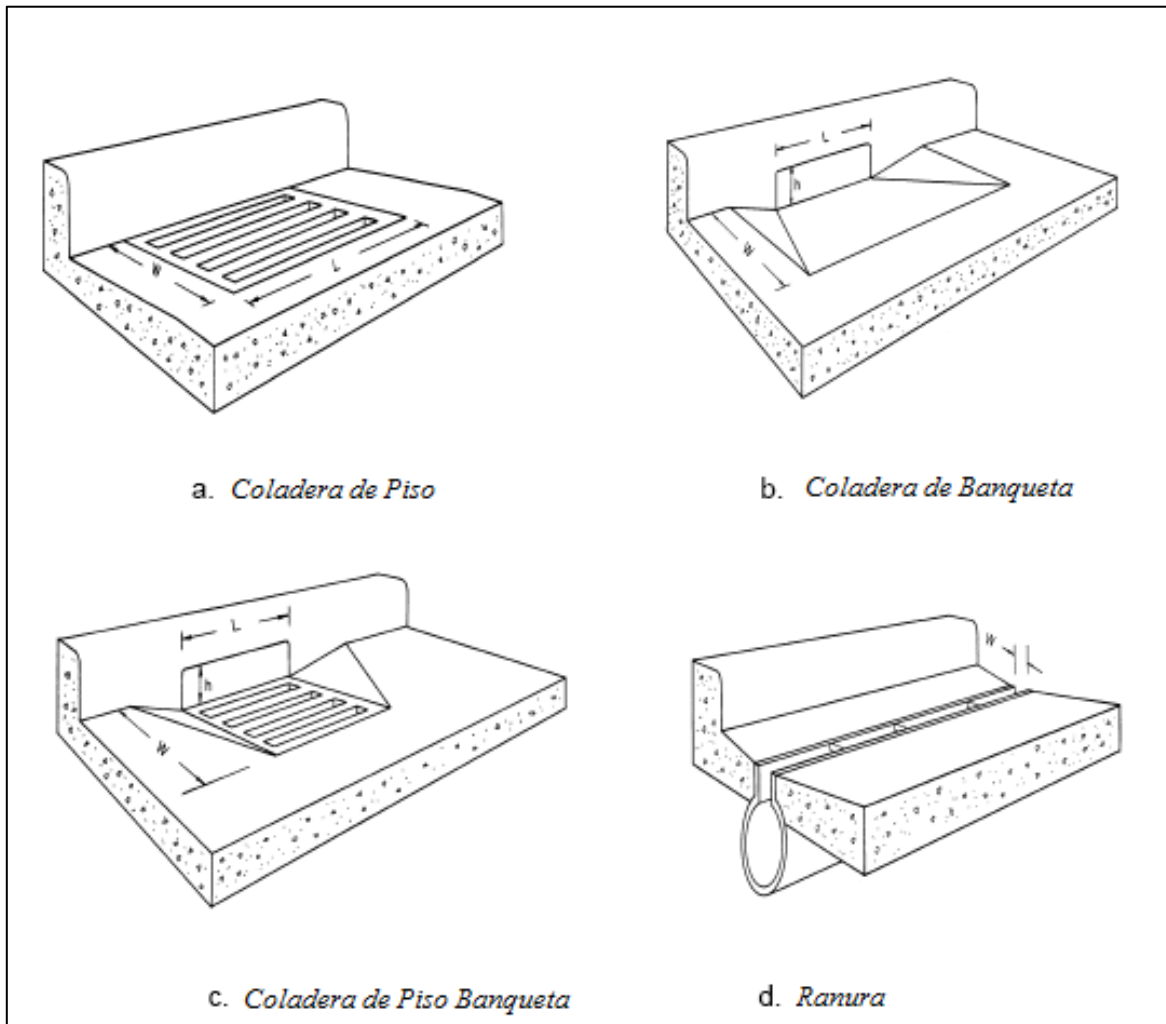


Ilustración 3.13 Tipos de Bocas de Tormenta

3.6.2. PROPIEDADES Y USOS DE LAS BOCAS DE TORMENTA

Coladeras de piso. Existe una amplia variedad de este tipo de boca de tormentas. Un coladera de piso generalmente pierde capacidad con el aumento rejillas, pero aun grado menor que las coladeras de piso. La principal ventaja de una coladera de piso es que están instaladas a lo largo de la calzada, donde el agua está fluyendo. Su principal desventaja es que se obstruyen fácilmente con basura flotante o escombros. Por razones de seguridad, se debe dar preferencia a las coladeras de piso en lugares con transito constante de vehículos. Además, se debe garantizar que la Rejilla sea segura para bicicletas.

Las coladeras de banqueta son más eficaces en pendientes suaves, bajadas y con flujos que normalmente transportan cantidades importantes de desechos flotantes.

La capacidad de captación de las coladeras de banqueteta disminuye a medida que aumenta la pendiente de la cuneta. Por consiguiente, el uso de estas se recomienda en depresiones y en con grados menores del 3%. Por supuesto, son seguras para bicicletas.

Las coladeras de piso banqueteta proporcionan las ventajas de las coladeras de piso y de banqueteta. Esta combinación resulta en una entrada de alta capacidad. Cuando la apertura de banqueteta precede a la rejilla de piso, la primera actúa como un interceptor de basura durante las fases iniciales de una tormenta. Usado en una configuración con depresión, se puede tener una coladera de banqueteta a ambos lados de la rejilla.

Las bocas de tormenta tipo ranura se pueden utilizar en áreas en las que se desea interceptar el flujo antes de cruzar en una sección de la carretera. Su principal ventaja es su capacidad para interceptar el flujo a través de una sección transversal. Sin embargo, son muy susceptibles a la obstrucción por sedimentos o escombros y no se recomienda para su uso en entornos donde el flujo arrastre gran cantidad de sólidos. Las ranuras en una pendiente longitudinal no tienen la misma capacidad hidráulica como las coladeras de banqueteta, cuando los desechos no son un factor.

3.6.3. CAPACIDAD DE ENTRADA

La capacidad de captación de las bocas de tormenta ha sido estudiada por varios investigadores y fabricantes de rejillas. Para este documento se consideraron las pruebas realizadas en coladeras de banqueteta y de piso realizadas por "*Bureau of Reclamation for the Federal Highway Administration*". Cuatro coladeras seleccionadas para las pruebas tuvieron mejores calificaciones en las pruebas de seguridad para bicicletas, tres tienen diseños y espacio entre barras similares y son adecuados para bicicletas y se utilizó una coladera de piso como estándar con el que se compararon los rendimientos de las demás.

Las rejillas de entrada que se desarrollaron se muestran de la Ilustración 3.14 a la Ilustración 3.19. Para facilitar su identificación, se han adoptado los términos siguientes:

P-50	Rejilla con barras en paralelo con espacio entre ellas de 48 mm centro a centro (Ilustración 3.14).
P-50x100	Rejilla con barras en paralelo con espacio entre barras de 48 mm en el centro y varillas laterales de 10 mm de diámetro, espaciadas a 102 mm de centro a centro (Ilustración 3.14).
P-30	Rejilla de barras en paralelo con 29 mm espaciadas a 102 mm de centro a centro (Ilustración 3.15).
Veleta curva	Rejilla de Barras con perfil de veleta curvada con 83 mm de separación y barras longitudinales con separación de 108 mm centro a centro (Ilustración 3.16).
45°- 60 barras inclinadas 45°	Rejilla con barras inclinadas separadas a 57 mm y barras longitudinales espaciadas 102 mm centro a centro (Ilustración 3.17).
45°-85 barras inclinadas 45°	Rejilla con barras inclinadas separadas 83 mm y barras longitudinales espaciadas 102 mm centro a centro (Ilustración 3.17).
30°-85 barras inclinadas 30°	Rejilla con barras inclinadas separadas a 57 mm y barras longitudinales espaciadas 102 mm centro a centro (Ilustración 3.18).
Retícula "Panal"	Patrón de barras laterales y barras longitudinales de soporte (Ilustración 3.19)

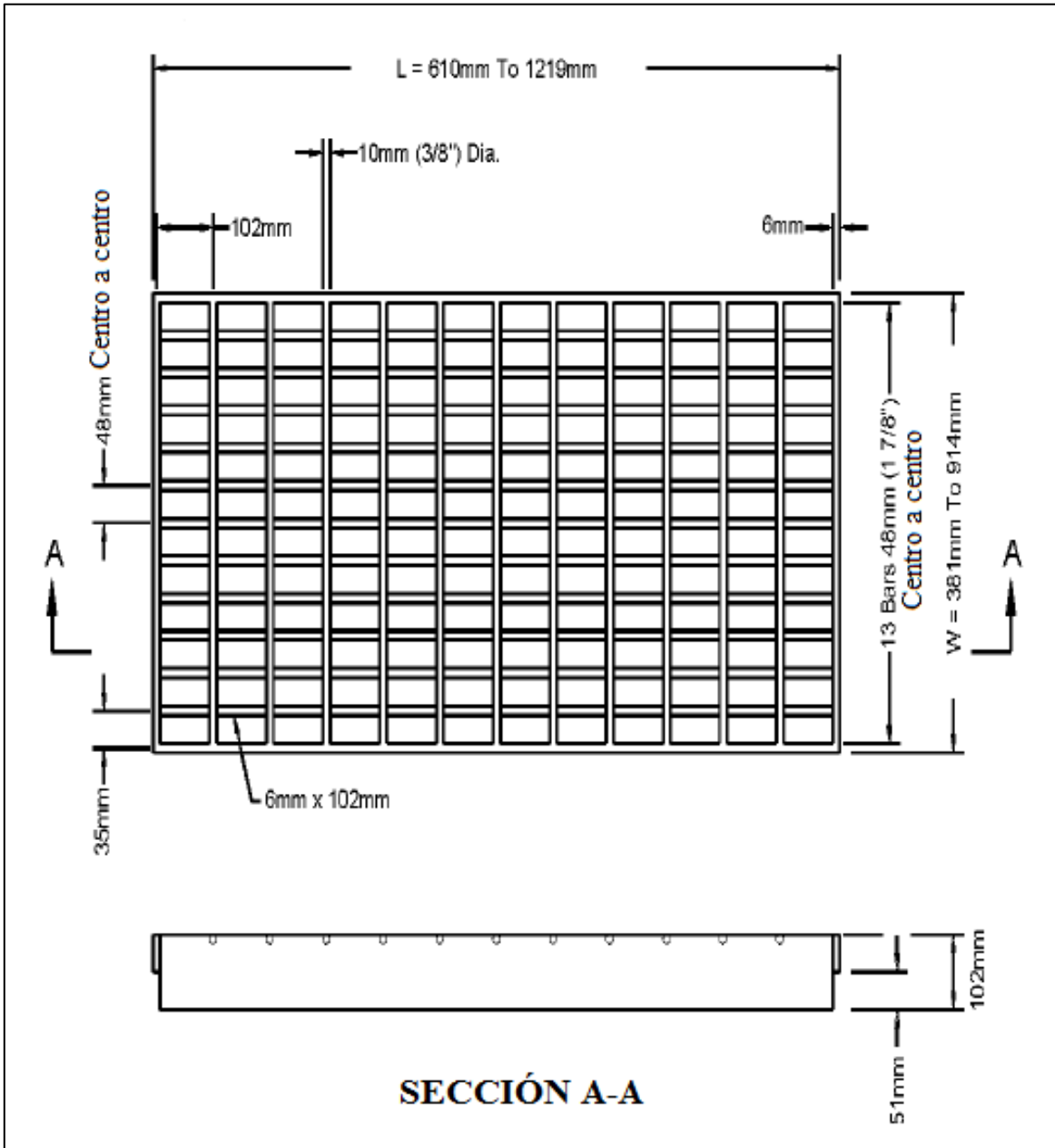


Ilustración 3.14 Rejillas P-50 y P-50 x 100

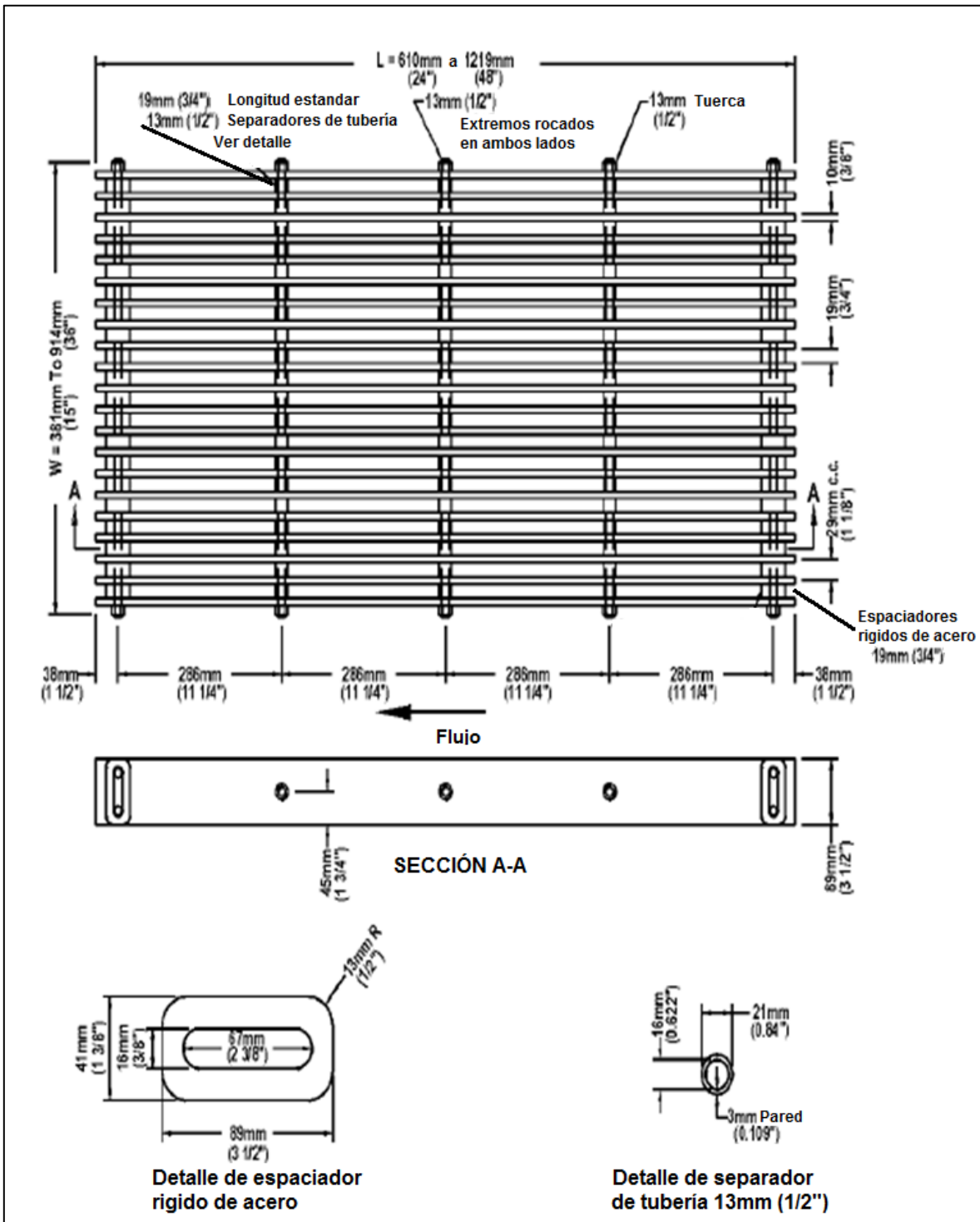


Ilustración 3.15 Rejilla P-30

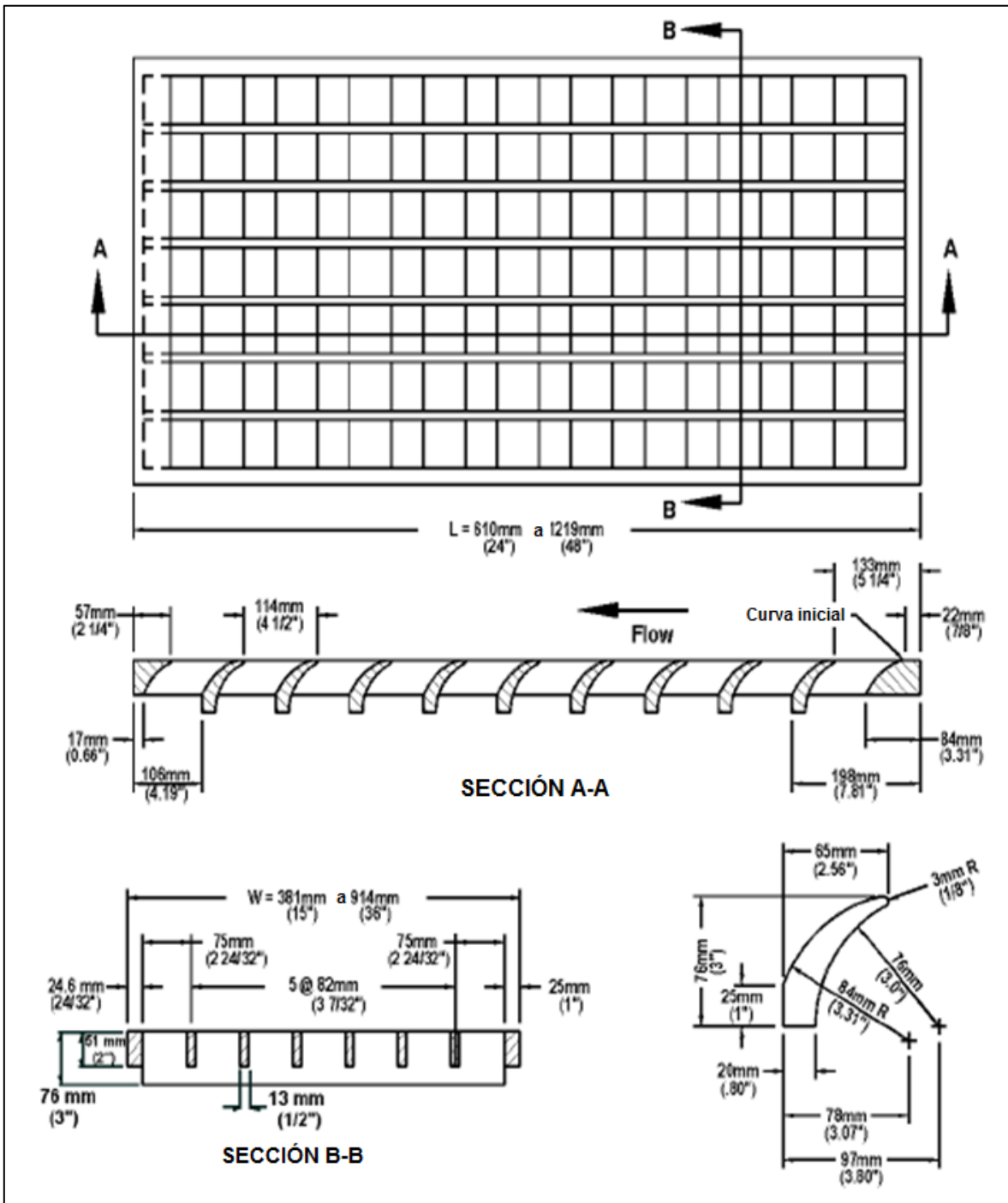


Ilustración 3.16 Rejilla de Veleta Curva

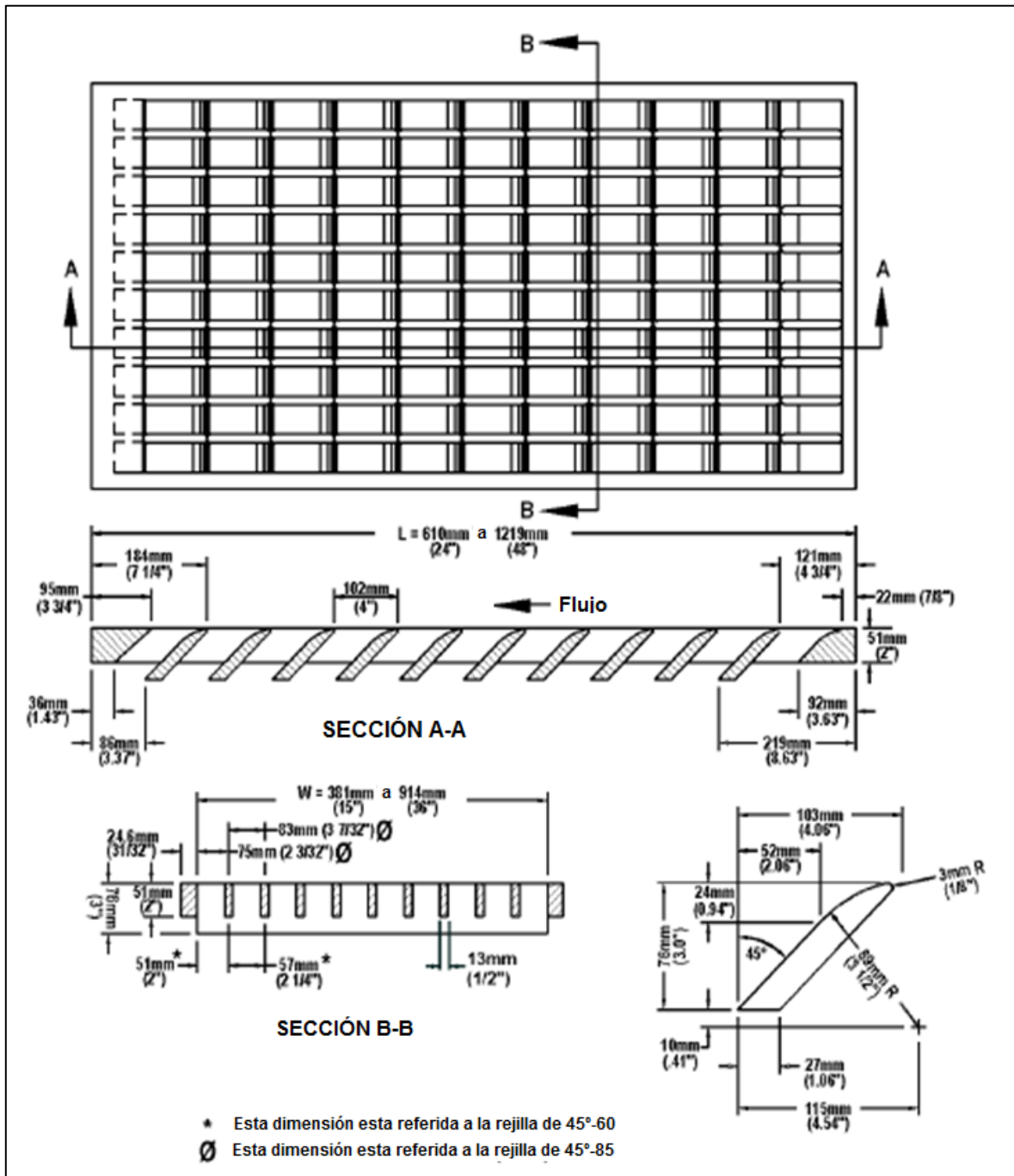


Ilustración 3.17 Rejillas 45°-60 y 45°-85

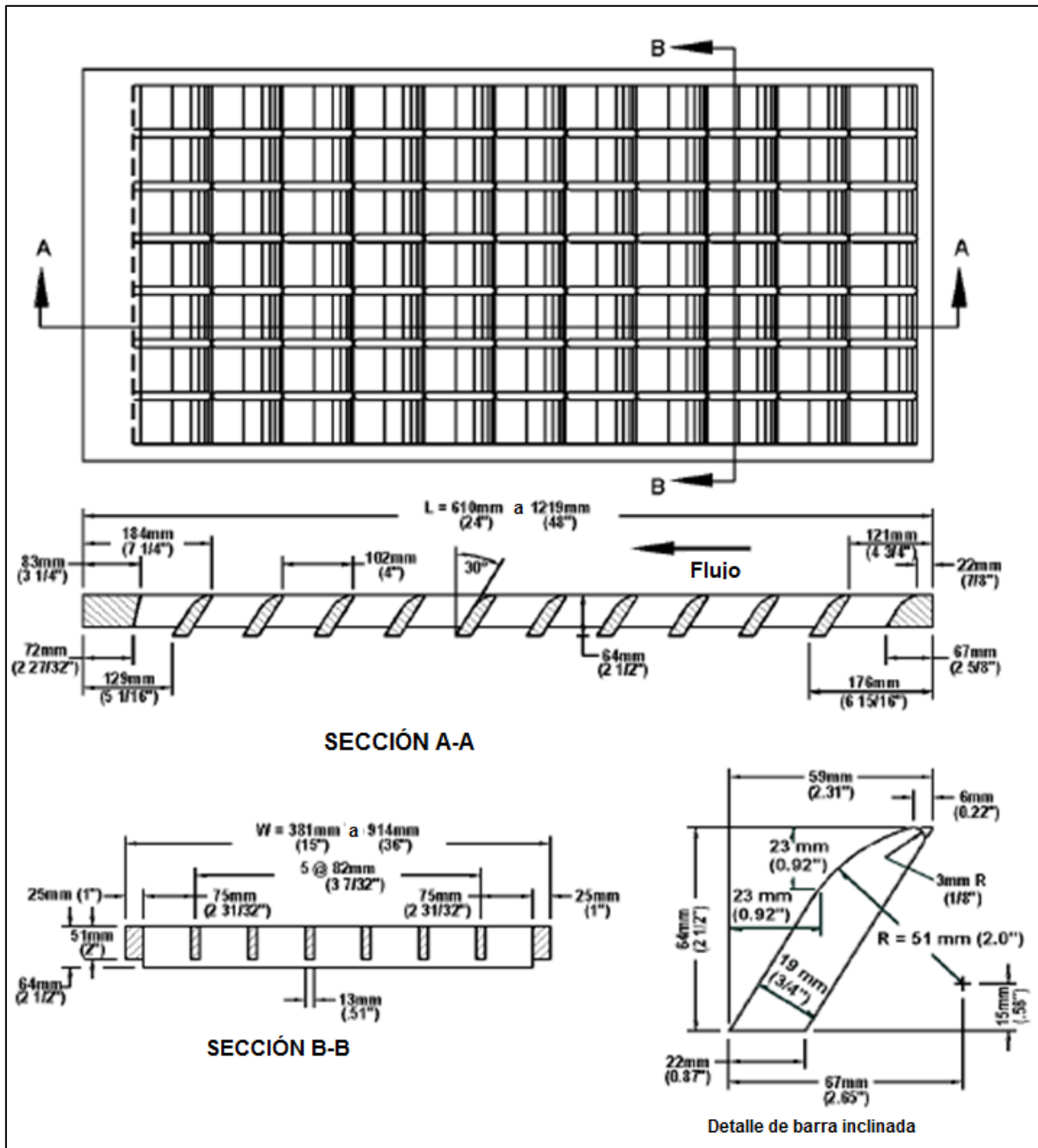


Ilustración 3.18 Rejilla 30°-85

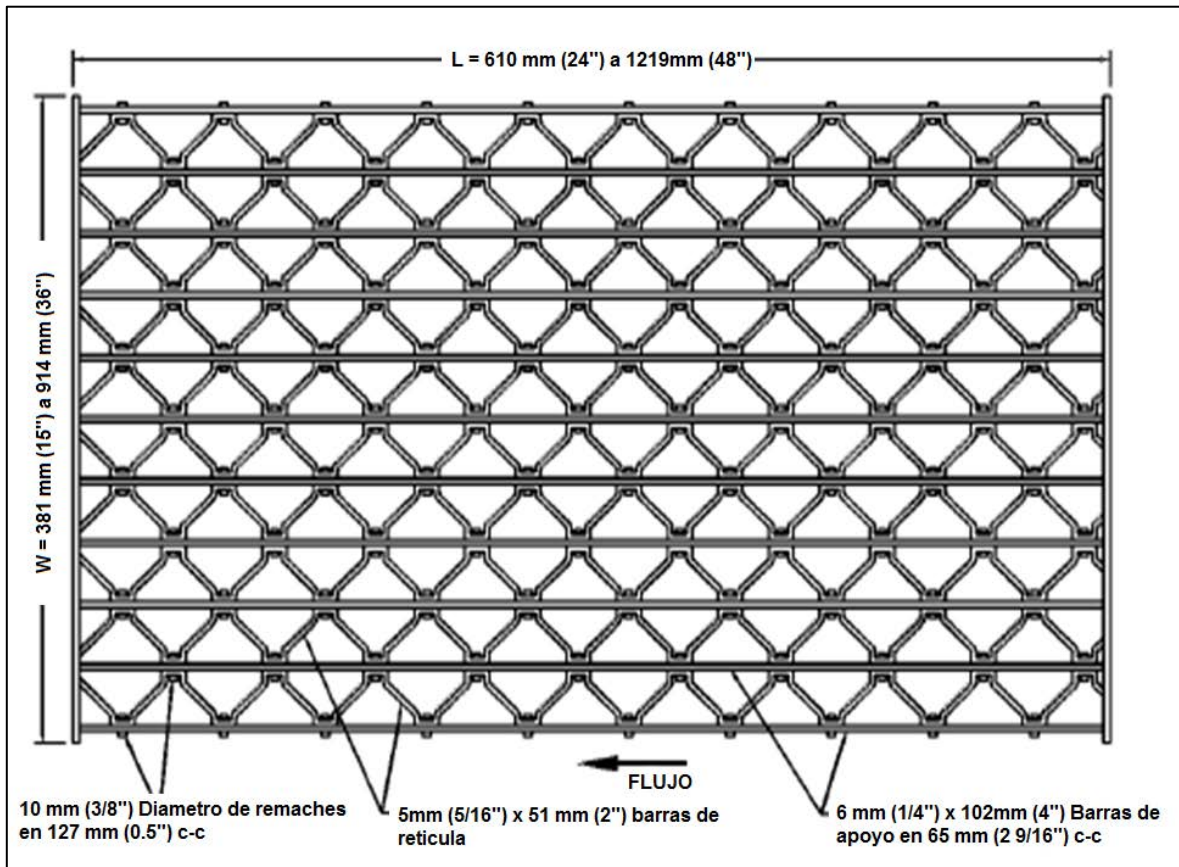


Ilustración 3.19 Rejilla Tipo Panal

La capacidad de captación de las coladeras de banqueta también se ha investigada. El procedimiento de diseño adoptado para este escrito se deriva en gran parte del trabajo experimental en la Universidad Estatal de Colorado.

3.6.3.1. FACTORES QUE AFECTAN LA CAPACIDAD DE CAPTACIÓN Y EFICIENCIA CON PENDIENTE CONTINUA

Capacidad de intercepción, Q_i , es el flujo interceptado por una boca de tormenta dado un conjunto de condiciones. La eficiencia de ingreso, E , es el porcentaje del flujo total que la coladera es capaz interceptar para esas condiciones. La eficiencia estará en función de la pendiente transversal, la pendiente longitudinal, el flujo total y en menor medida de la rugosidad de pavimento. En forma matemática, la eficiencia, E , se define por la siguiente ecuación:

$$E = \frac{Q_i}{Q} \quad \text{Ecuación 3.15}$$

Dónde:

E = Eficiencia de ingreso

Q = Flujo total de escurrimiento, m^3/s

Q_i = Flujo interceptado, m^3/s

El flujo que no es interceptado por la coladera que se denomina arrastre o derivación y se define como sigue:

$$Q_b = Q - Q_i \quad \text{Ecuación 3.16}$$

Dónde:

Q_b = Caudal de derivación, m^3/s

La capacidad de captación de todas las configuraciones de bocas de tormenta aumenta para caudales cada vez mayores, y la eficiencia de entrada generalmente disminuye con el aumento del flujo. Los factores que afectan al flujo en superficie libre también afectan la capacidad de captación de la coladera. La profundidad del agua es el principal factor en la capacidad de captación de las coladeras de piso y de banqueteta.

La capacidad de captación de la coladera de piso depende de la cantidad de agua que fluye sobre la rejilla, la velocidad de flujo en la cuneta, el tamaño y configuración de la Rejilla.

La capacidad de captación de una coladera de banqueteta depende en gran medida de la profundidad del flujo y la longitud de la coladera. La profundidad de flujo, y por tanto, la capacidad de interceptación y eficiencia, se puede aumentar con el uso de una depresión alrededor de la coladera. Los soportes para la losa superior pueden reducir sustancialmente la capacidad de captación. Las pruebas han demostrado que tales soportes reducir la eficiencia hasta en 50 por ciento y, si existe la presencia de sólidos arrastrados, la eficiencia puede ser reducida a cerca de cero. Por tanto se recomienda que los soportes intermedios estén empotrados varios centímetros desde la línea de borde y de forma redondeada.

Las bocas de tormenta tipo ranura funcionan esencialmente de la misma manera que los vertedores laterales de una presa. Capacidad de captación depende de la profundidad de flujo y longitud de coladera. La eficiencia depende de la profundidad de flujo, longitud de entrada y del flujo total escurrido.

La capacidad de captación de una coladera longitudinal combinada con una coladera de banqueteta no difiere significativamente de la de una coladera de piso sola. La

capacidad de captación y la eficiencia dependen de los mismos factores. Una combinación de coladera de banqueta aguas arriba de una rejilla de piso tiene una capacidad similar a la de la coladera de banqueta, ya que la profundidad de flujo y la velocidad sobre el Rejilla se ven afectadas por la primera. Esta configuración tiene la ventaja de interceptar los residuos que de otro modo podrían obstruir la rejilla y desviar el agua lejos de la coladera.

3.6.3.2. FACTORES QUE AFECTAN LA CAPACIDAD DE CAPTACIÓN DE BOCAS DE TORMENTA CON DEPRESIONES

Las coladeras de piso en depresiones funcionan como vertedores cuando la profundidad de la depresión es pequeña; y para mayores profundidades funcionan como un orificio. El perímetro y el área de abertura libre de la Rejilla y la profundidad del agua en el borde afectan a la capacidad de entrada. Y ésta puede verse seriamente afectada por residuos que quedan atrapados en la rejilla.

Las coladeras de banqueta funcionan como vertedores laterales hasta que el nivel del agua alcanza la altura de la banqueta. Para profundidades superiores a 1.4 veces la altura de la abertura, la coladera funciona como un orificio y entre estas profundidades se produce la transición entre la presa y el flujo de orificio. La altura, longitud de la coladera, así como la profundidad del agua afectan a la capacidad de entrada. Para un caudal dado, la profundidad efectiva del agua se puede aumentar mediante el uso de un canalón deprimido, mediante el uso de una abertura localmente deprimida, o mediante el uso de un aumento de pendiente transversal, disminuyendo de este modo la anchura de propagación en la entrada.

Las coladeras de ranura operan como vertedores para profundidades por debajo de 50 mm (2 pulgadas) aproximadamente y como orificios en los lugares donde la profundidad en el borde, aguas arriba de la ranura, es mayor que (5 pulgadas) aproximadamente 120 mm. Para la condición de orificio se puede utilizar una ecuación empírica para calcular la capacidad de captación de flujo; la cual varía con la profundidad, pendiente, anchura, y la longitud. No se recomiendan en depresiones debido a que son susceptibles a la obstrucción por escombros.

3.6.3.3. COMPARACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CAPTACIÓN PARA PENDIENTE CONTINUA

Con el fin de comparar la capacidad de captación y la eficacia de varias bocas de tormenta en pendientes continuas, es necesario fijar dos variables que afectan estos parámetros. La Ilustración 3.20 muestra una comparación de las coladeras de

banqueta, de piso y de ranura con flujo de $0.09 \text{ m}^3/\text{s}$, la pendiente transversal es de 3%, y la pendiente longitudinal varía hasta un 10%. Las conclusiones extraídas del análisis de estas cifras no son necesariamente transferibles a otros caudales o pendientes transversales, pero pueden ser aplicables a otros conjuntos de condiciones. Las configuraciones de rejilla utilizadas para las comparaciones de capacidad de captación se describen en el apartado 3.6.3.

La Ilustración 3.20 muestra los efectos de la profundidad de flujo y la longitud de la coladera en la capacidad de captación y eficiencia. Todas las coladeras de banqueta y de ranura pierden capacidad de captación y eficiencia cuando la pendiente longitudinal se incrementa; esto debido a la propagación sobre el pavimento ya que ocasiona una disminución de la profundidad en el borde de la coladera y a medida que aumenta la velocidad este nivel disminuye. Es preciso llegar a la conclusión de que capacidad de captación y eficiencia de una coladera de banqueta aumentaría con pendientes transversales pronunciadas. También es preciso concluir que la capacidad de captación aumentaría y disminuiría la eficiencia de entrada con el aumento del flujo. Las coladeras de banqueta y las de ranura se comparan favorablemente con las coladeras de piso en capacidad captación y eficiencia para las condiciones ilustradas en la Ilustración 3.20.

El efecto de la profundidad en el borde se ilustra también mediante una comparación de la capacidad y la eficiencia en coladera de banqueta el pendiente continua y con una depresión de 1.5 m. Esta última tiene una capacidad de aproximadamente 67% más de captación que la primera, esto para una pendiente longitudinal del 2%, 3% pendiente transversal, y un gasto de $0.085 \text{ m}^3/\text{s}$. La captación aumenta alrededor de 79% con una inclinación longitudinal de 8%.

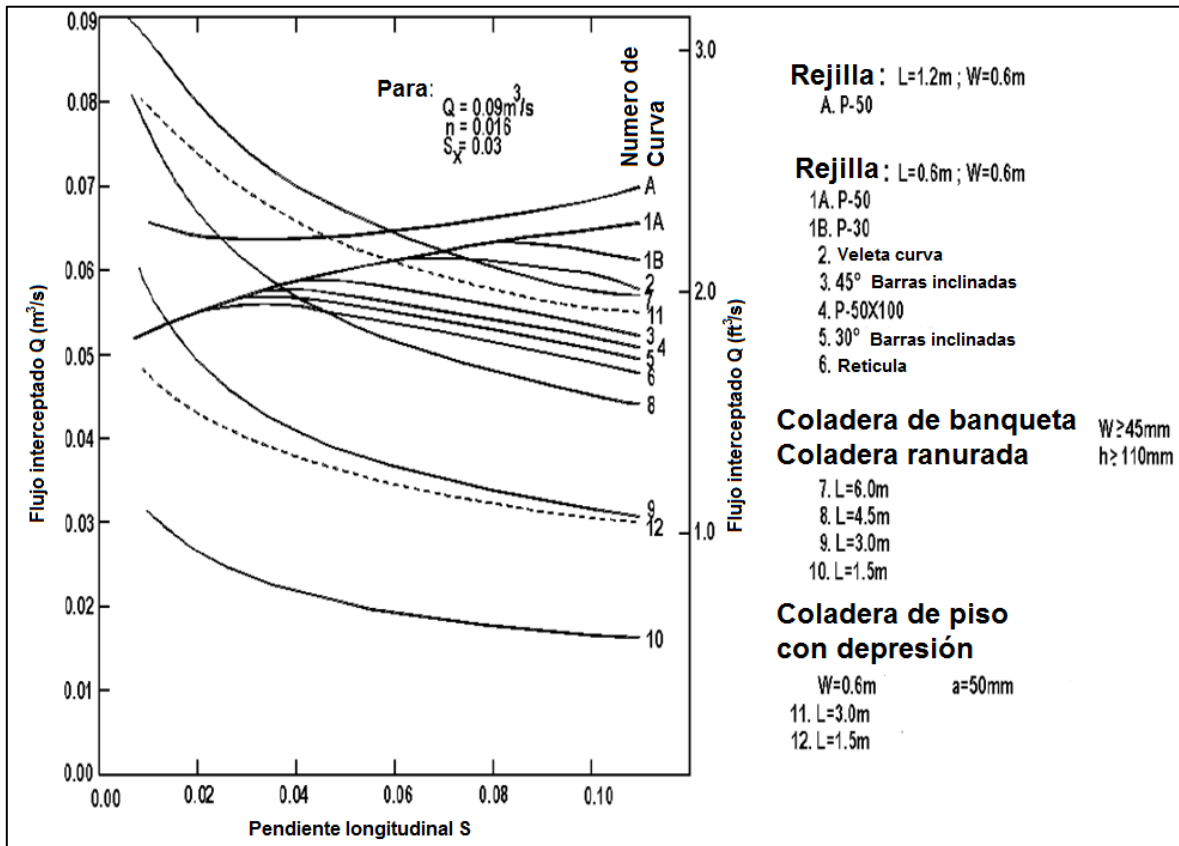


Ilustración 3.20 Comparación entre distintas bocas de tormenta

A velocidades bajas, toda el agua que fluye en la sección de canal ocupado por la rejilla, llamada flujo frontal, es interceptada por la coladera. Sólo una pequeña porción del flujo fuera de la rejilla, denominado flujo lateral, es interceptada. Cuando la inclinación longitudinal se incrementa, el agua comienza a evitar y “salpicar” sobre la Rejilla. La Ilustración 3.20 muestra que la capacidad de captación y la eficiencia se reducen en pendientes superiores a la pendiente de inicio de salpicaduras. Todas las rejillas de 0.6 x 0.6 m para un caudal de 0.085 m³/s, pendiente transversal de 3% y pendiente longitudinal del 2%, tienen la misma capacidad de captación y eficiencia. En pendientes superiores a 2% se presentan salpicaduras y la capacidad de captación se reduce. En una pendiente de 6% las velocidades son tales que se presentan salpicaduras en todo tipo de rejillas, excepto la aleta curvada y la de barras paralelas. A partir de estas curvas de características de rendimiento, se puede concluir que la rejilla de barras paralelas y la de aletas curvadas son relativamente eficientes para velocidades altas y la rejilla tipo panal es la menos eficiente. A velocidades bajas, las rejillas funcionan de forma similar. Sin embargo, algunas son más susceptibles a la obstrucción por arrastre de sólidos.

La capacidad y la eficiencia aumentan para pendientes y velocidades mayores si es que no se presentan salpicaduras. Esto se debe a que se incrementa el flujo frontal con el aumento de la velocidad y todo este será interceptado siempre que no se presenten salpicaduras.

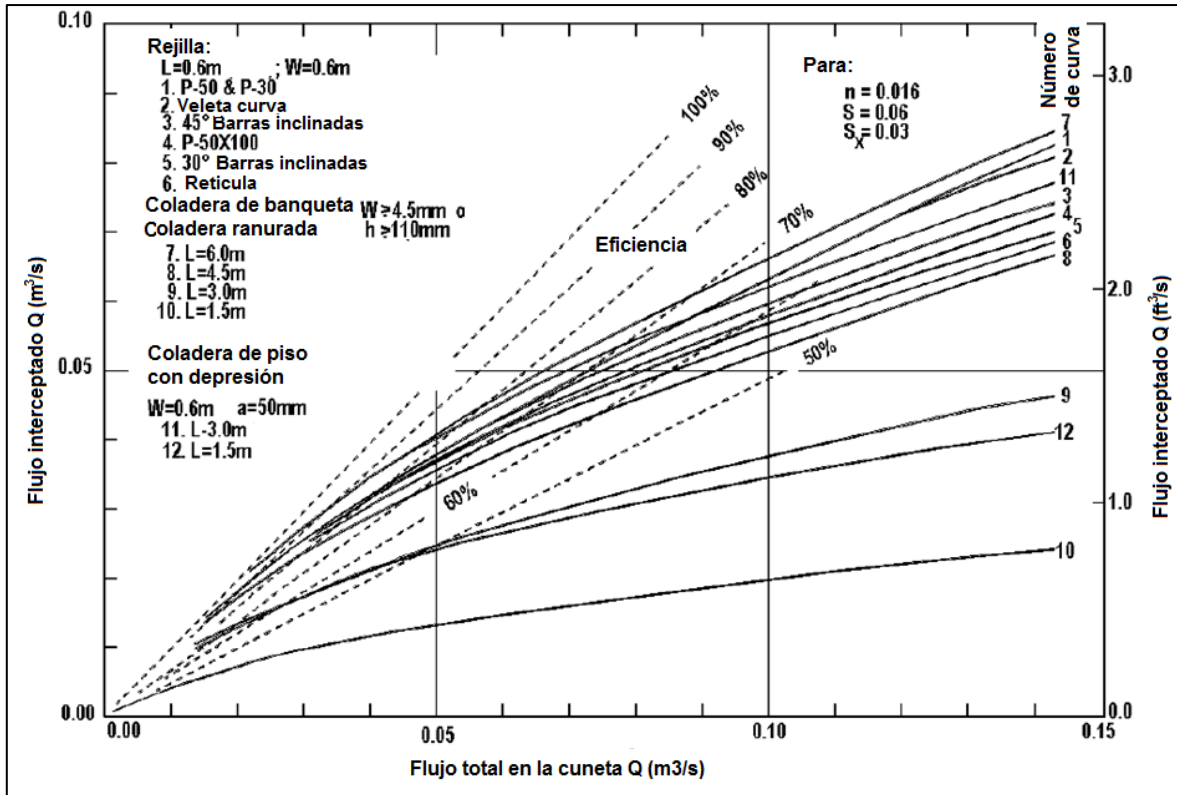


Ilustración 3.21 Comparación de la capacidad de captación con respecto del flujo

La Ilustración 3.20 muestra que la captación considerando más barras no sería sustancialmente mayor que la rejilla de 0.6 x 0.6 m. si se desea captar más flujo, serían necesarias rejillas más anchas.

Adicionalmente se puede utilizar la Ilustración 3.21 para comparar la capacidad de captación y la eficiencia. Se muestra, por ejemplo, que en una pendiente de 6%, las salpicaduras comienzan aproximadamente a 0.02 m³/s de flujo sobre una rejilla de panel. Por otra parte con el aumento de flujo la capacidad de captación de todas las rejillas aumenta sin embargo la eficiencia disminuye.

Para esta comparación de capacidad de captación y eficiencia no se consideraron los efectos de los desechos y obstrucciones en las rejillas. Todos los tipos de bocas de tormenta, incluyendo coladeras de banqueta, están sujetas a la obstrucción, siendo algunas más susceptibles que otras. Los intentos de simular tendencias obstrucción en el laboratorio no han tenido un éxito notable, excepto para demostrar la

importancia de la separación de las barras paralelas para la manipulación de escombros. Las rejillas con separaciones amplias de barras longitudinales permiten el paso escombros de manera más eficiente. A excepción de las Rejillas de panel, no se han probado rejillas con separación menor a 0.1 m, por lo que no se puede determinar la capacidad de manejo de los desechos de rejillas de este tipo de las cuales hay muchas en uso. Los problemas de obstrucción son muy particulares, ya que la cantidad de desechos varía considerablemente de una localidad a otra. Algunas localidades deben enfrentar sólo una pequeña cantidad de escombros mientras que otras experimentan obstrucciones extensas. Dado que la obstrucción parcial de las bocas de tormenta rara vez causa problemas importantes, lo no es aconsejable reducir la capacidad de captación, excepto donde la experiencia local indique lo contrario.

3.6.4. CAPACIDAD DE CAPTACIÓN PARA PENDIENTE CONTINUA

La capacidad de captación para pendiente continua depende de factores que se discutieron en el apartado 3.6.3.1. En esta sección, se presentan los gráficos de diseño y los procedimientos para utilizarlos para diversas configuraciones de ingreso. Recuerde que para las bocas de tormenta con deprimidos locales, la cantidad de agua que llegue a la entrada dependerá de la geometría del canalón aguas arriba y no la geometría de la sección deprimida.

Los gráficos se han realizado y se aplican a todas las coladeras probadas por la Administración Federal de Carreteras (referencias 25 y 28). El gráfico para la captación de flujo frontal se basa en los resultados de pruebas que demuestran que las rejillas de interceptar la totalidad del flujo frontal hasta la velocidad de inicio de salpicaduras sobre la Rejilla. A velocidades superiores, la eficiencia de la rejilla frontal disminuye. Las rejillas también interceptan una porción del flujo a lo largo de la longitud de la rejilla, o el flujo lateral. Se provee un cuadro para determinar flujo lateral interceptado.

Se proveen también gráficos para el diseño de coladeras de banqueta, que trabajan de forma similar a un vertedor lateral. Por lo que para determinar la longitud de entrada requerida para la intercepción total se utiliza la misma ecuación para ambos tipos de entradas.

También se presenta un procedimiento para determinar la capacidad de captación de las coladeras combinadas.

3.6.4.1. REJILLAS DE ENTRADA

Las rejillas son eficaces en calles pavimentadas donde la obstrucción con residuos no es un problema. Cuando la obstrucción puede ser un problema, consulte la Tabla 3.5, donde las rejillas se clasifican de acuerdo con su susceptibilidad a la obstrucción. Esta tabla se debe utilizar para comparaciones relativas exclusivamente.

Tabla 3.5 Eficiencias promedio de rejillas en el manejo de residuos

Posición	Rejilla	Pendiente Longitudinal	
		0.005	0.04
1	Veleta Curva	46	61
2	Rejilla 30 85	44	55
3	Rejilla 45 85	43	48
4	P-50	32	32
5	P-50 x 100	18	28
6	Rejilla 45 60	16	23
7	Retícula	12	16
8	P - 30	9	20

Cuando la velocidad del flujo es menor que la velocidad de inicio de salpicadura, la rejilla intercepta todo el flujo frontal; cuando la velocidad del flujo excede la velocidad de salpicadura, sólo una parte del flujo será interceptada. Una parte del flujo a lo largo del lado de la rejilla será interceptada, esto depende de la pendiente transversal de la acera, la longitud de la rejilla, y la velocidad de flujo.

La relación de flujo frontal con respecto del flujo total, E_o , para una pendiente transversal uniforme se expresa por la Ecuación 3.17:

$$E_o = \frac{Q_w}{Q} = 1 - \left(1 - \frac{W}{T}\right)^{2.67} \quad \text{Ecuación 3.17}$$

Dónde:

Q = Caudal total, m³/s

Q_w = Caudal frontal (ancho W), m³/s

W = Ancho de la captación o rejilla, m

T = extensión total de agua, m

El ejemplo 2 y el Nomograma 3.2 proporcionan soluciones para E_o , ya sea para pendientes uniforme o secciones compuestas.

La relación de flujo lateral, Q_s con respecto del flujo total es:

$$\frac{Q_s}{Q} = 1 - \frac{Q_w}{Q} = 1 - E_0 \quad \text{Ecuación 3.18}$$

La relación de flujo frontal interceptado con respecto del flujo total, R_f , se expresa por la Ecuación 3.19:

$$R_f = 1 - K_u(V - V_0) \quad \text{Ecuación 3.19}$$

Dónde:

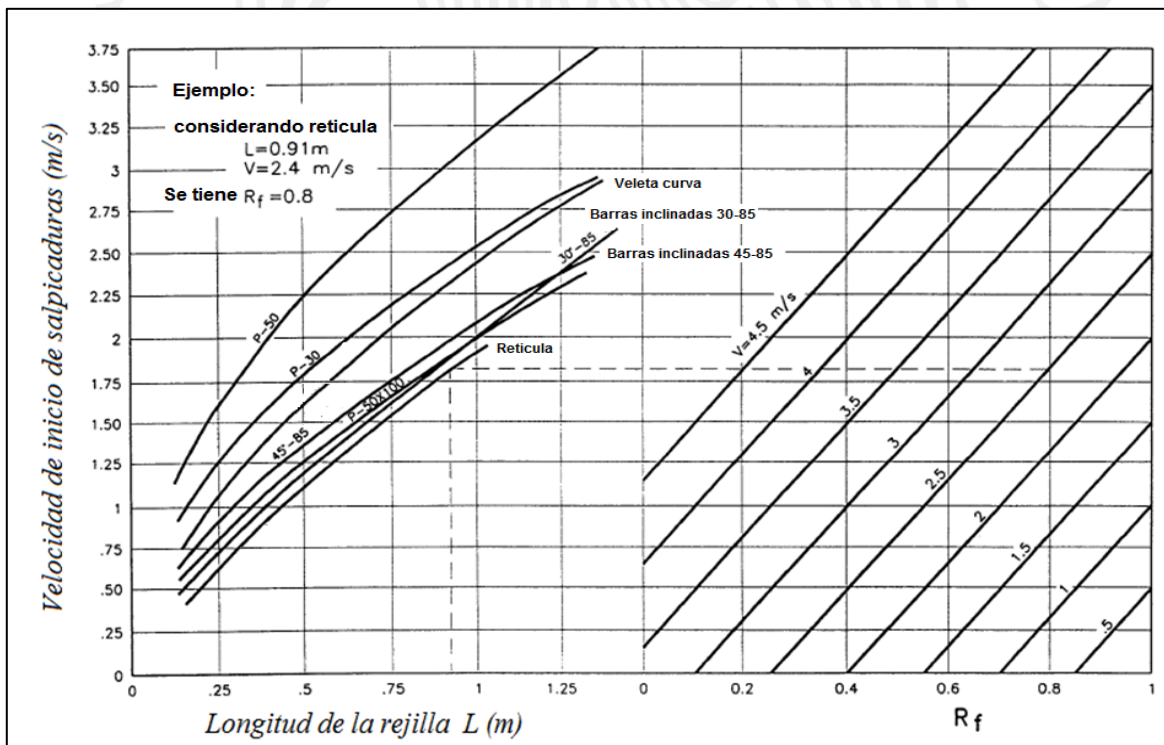
$K_u = 0.295$

V = velocidad de flujo total, m/s

V_0 = velocidad de inicio de salpicaduras, m/s

(Nota: R_f no puede exceder 1.0)

Esta relación es equivalente a la eficiencia frontal de captación de flujo. El Nomograma 3.5 proporciona una solución para la Ecuación 3.19 que toma en cuenta la longitud de Rejilla, la configuración de las barras y la velocidad de inicio de salpicaduras. Para utilizar el Nomograma 3.5 se requiere la velocidad media (flujo total dividido por el área de flujo) la cual se puede obtener del Nomograma 3.4.



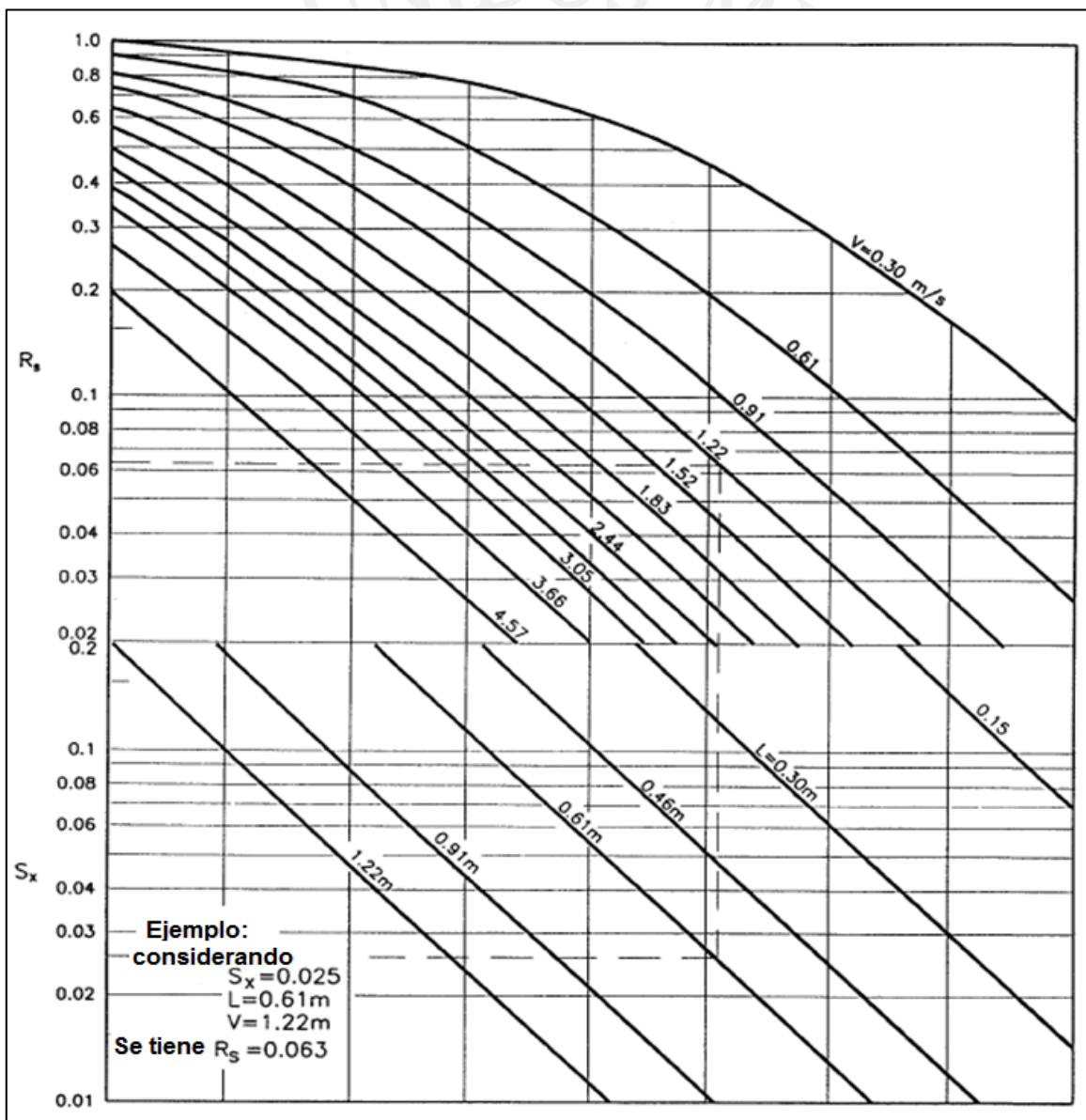
Nomograma 3.5 Eficiencia frontal de captación

La relación de flujo lateral interceptado con respecto del flujo total, R_s , o la eficiencia de flujo lateral captado, se expresa por la Ecuación 3.20. El Nomograma 3.6 ofrece una solución para esta ecuación.

$$R_s = \frac{1}{\left(1 + \frac{K_u V^{1.6}}{S_x L^{2.3}}\right)} \quad \text{Ecuación 3.20}$$

Dónde:

$K_u = 0.0828$



Nomograma 3.6 Eficiencia de captación lateral

Una deficiencia en el desarrollo de las ecuaciones empíricas y los gráficos, a partir de datos experimentales, se evidencia en el Nomograma 3.6. El hecho de que una rejilla intercepte todo o casi todo el flujo, para velocidad baja y con propagación ligeramente superior a la anchura de la rejilla, no se refleja en el gráfico. El error, debido a esta deficiencia, es muy pequeño; De hecho, cuando las velocidades son altas, la captación de flujo lateral puede ser despreciada sin error significativo.

La eficiencia, E , de una rejilla se expresa por la Ecuación 3.21:

$$E = R_f E_0 + R_s (1 - E_0) \quad \text{Ecuación 3.21}$$

El primer término en el lado derecho es la relación de flujo frontal interceptado con respecto del flujo total, y el segundo término es la relación de flujo lateral interceptado con respecto del flujo lateral total. El segundo término es poco significativo para velocidades altas y coladeras cortas.

Es importante reconocer que el flujo frontal con respecto del flujo total, E_0 , para coladeras con canal deprimido, por definición, asume una anchura frontal de flujo igual al ancho de la sección deprimida. El uso de esta relación para determinar la eficiencia de una rejilla requiere que la anchura de la rejilla sea igual a la anchura de la sección de canalón deprimido, W . Si se tiene una rejilla con anchura menor que W , la relación de flujo, E_0 , se debe modificar para evaluar con precisión la eficiencia del arreglo. Debido a que se ha asumido una velocidad media en toda la anchura de flujo, la relación de flujo frontal, E'_0 , se puede calcular multiplicando E_0 por una relación de área de flujo. La relación de área se define como el área de flujo de canal en una anchura igual a la anchura de la rejilla dividido por el área de flujo total en la sección de canalón deprimido. Este ajuste se representa en las siguientes ecuaciones:

$$E'_0 = E_0 \frac{A'_w}{A_w} \quad \text{Ecuación 3.21}^a$$

Dónde:

E'_0 = flujo ajustado frontal relacionado con las secciones transversales del arreglo

A'_w = área de flujo en una anchura igual a la anchura de la rejilla, m^2

A_w = área total del flujo en el canal deprimido, m^2

La capacidad de captación de una rejilla con pendiente continua es igual a la eficiencia de la rejilla multiplicada por el flujo total, tal como se representa en la Ecuación 3.22. Tenga en cuenta que E'_0 se debe utilizar en lugar de E_0 cuando sea apropiado.

$$Q_i = EQ = Q[R_f E_o + R_s(1 - E_o)]$$

Ecuación 3.22

El uso del Nomograma 3.5 y el Nomograma 3.6 se ilustra en los siguientes ejemplos.

3.6.4.1.1. EJEMPLO 7

Dada la sección de cuneta a.2 de la Ilustración 3.10, considere:

$$T = 2.5 \text{ m}$$

$$S_L = 0.010$$

$$W = 0.6 \text{ m}$$

$$S_x = 0.02$$

$$n = 0.016$$

Cuneta de sección deprimida continua, $a = 50 \text{ mm}$

Encuentre la capacidad de captación para una rejilla tipo “Curved Vane” de 0.6 m por 0.6 m.

Solución:

Del ejemplo 2.

$$S_w = 0.103 \text{ m/m}$$

$$E_o = 0.70$$

$$Q = 0.06 \text{ m}^3/\text{s}$$

Calcule la velocidad media en el canal

$$V = \frac{0.06}{A}$$

$$A = 0.5T^2S_x + 0.5aW = 0.5(2.5)^2(0.02) + 0.5(0.050)(0.6) = 0.08\text{m}^2$$

$$V = \frac{0.06}{0.08} = 0.75 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Determine la eficiencia del flujo frontal usando el Nomograma 3.5.

$$R_f = 1.0$$

Determinar la eficiencia de flujo lateral utilizando la Ecuación 3.20 o el Nomograma 3.6.

$$R_s = \frac{1}{\left(1 + \frac{K_u V^{1.6}}{S_x L^{2.3}}\right)} = \frac{1}{\left(1 + \frac{(0.0828)(0.75)^{1.6}}{(0.02)(0.6)^{2.3}}\right)} = 0.11$$

Calcular la capacidad de interceptación mediante la Ecuación 3.22.

$$Q_i = Q[R_f E_o + R_s(1 - E_o)] = 0.06[1.0(0.70) + 0.11(1 - 0.70)] = 0.044 \frac{m^3}{s}$$

3.6.4.1.2. EJEMPLO 8

Dada la sección de canal a.1 de la Ilustración 3.10 a.1 con:

$$T = 3 \text{ m}$$

$$S_L = 0.04 \text{ m/m}$$

$$S_x = 0.025 \text{ m/m}$$

$$n = 0.016$$

No se permite el tráfico de bicicletas

Encuentre la capacidad de captación de las siguientes rejillas:

a. P-50; 0.6 m x 0.6 m

b. Reticulada; 0.6 m x 0.6 m

c. barras en a. y b. con longitud de 1.2 m

Utilizando la Ecuación 3.2 o el Nomograma 3.1, determinar Q.

$$Q = \frac{K_u}{n} S_x^{1.67} S_L^{0.5} T^{2.67} = \frac{0.376}{0.016} (0.025)^{1.67} (0.04)^{0.5} (3)^{2.67} = 0.19 \frac{m^3}{s}$$

Determinar E_o con la Ecuación 3.5 o Nomograma 3.2.

$$\frac{W}{T} = \frac{0.6}{3} = 0.2$$

$$E_o = \frac{Q_w}{Q}$$

$$E_o = 1 - \left(1 - \frac{W}{T}\right)^{2.67} = 1 - (1 - 0.2)^2 = 0.45$$

Utilizando la Ecuación 3.14 o el Nomograma 3.4 calcular la velocidad de flujo en la cuneta.

$$V = \frac{K_u}{n} S_L^{0.5} S_x^{0.67} T^{0.67} = \frac{0.752}{0.016} (0.04)^{0.5} (0.025)^{0.67} (3)^{0.67} = 1.66 \frac{m}{s}$$

Utilizando la Ecuación 3.19 o el Nomograma 3.5, determinar la eficiencia del flujo frontal para cada Rejilla.

Utilizando la Ecuación 3.20 o el Nomograma 3.6, determinar la eficiencia de flujo lateral para cada Rejilla.

Utilizando la Ecuación 3.22, calcular la capacidad de captación de cada Rejilla.

La siguiente tabla resume los resultados.

Tabla 3.6 Resumen de resultados

Rejilla	Tamaño (Ancho X Longitud) (m x m)	Eficiencia de Flujo Frontal, R _f	Eficiencia de flujo lateral, R _s	Capacidad de intercepción, Q _i m ³ /s
P – 50	0.6 x 0.6	1.0	0.036	0.091
Retícula	0.6 x 0.6	0.9	0.036	0.082
P – 50	0.6 x 1.2	1.0	0.155	0.103
Retícula	0.6 x 1.2	1.0	0.155	0.103

La rejilla de barras paralelas P–50 intercepta cerca del 14% más flujo que la retícula o 48% del flujo total, mientras que la retícula intercepta el 42%. El incremento de longitud de la rejilla no mejora la relación beneficio- costo, debido a que el incremento de flujo interceptado es pequeño

Con los datos de laboratorio, las agencias podrían desarrollar curvas de diseño para Rejillas.

3.6.4.2. COLADERA DE BANQUETA

Las coladeras de banqueta son eficaces en el drenaje de carreteras pavimentadas donde la profundidad de flujo en la cuneta permita el ingreso de forma eficientemente, tal como se discutió en la sección 3.6.3. Las aberturas laterales son menos susceptibles a la obstrucción y ofrecen poca interferencia en las operaciones de tráfico. Son una alternativa viable para drenajes en vías de alta circulación donde una alcantarilla de piso podría representar un peligroso para los peatones o ciclistas.

Las coladeras de banqueta varían en dimensiones, sin embargo, una altura máxima típica es de aproximadamente 100 a 150 mm (4 a 6 pulgadas). La longitud será la

necesaria para la intercepción total del flujo, la cual se calcula con la Ecuación 3.23 considerando una calle con pendiente transversal uniforme.

$$L_T = K_u Q^{0.42} S_L^{0.3} \left(\frac{1}{n S_x} \right)^{0.6} \quad \text{Ecuación 3.23}$$

Dónde:

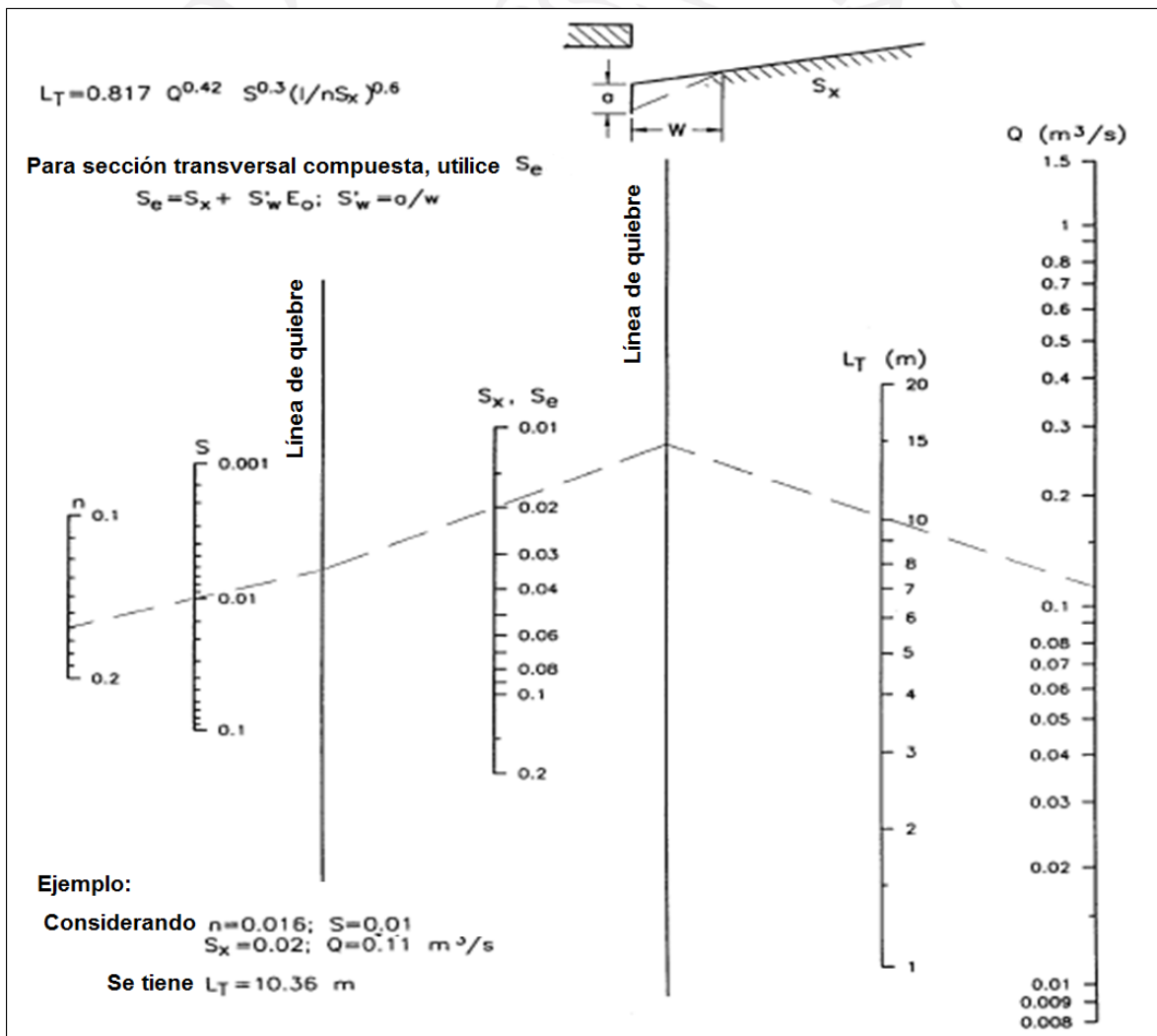
$$K_u = 0.817$$

L_T = longitud de la coladera para captar el 100%, m

S_L = pendiente longitudinal

Q = caudal cuneta, m³/s

El Nomograma 3.7 presenta una solución gráfica para la Ecuación 3.23.



Nomograma 3.7 Longitud de coladera para interceptar el 100% del flujo

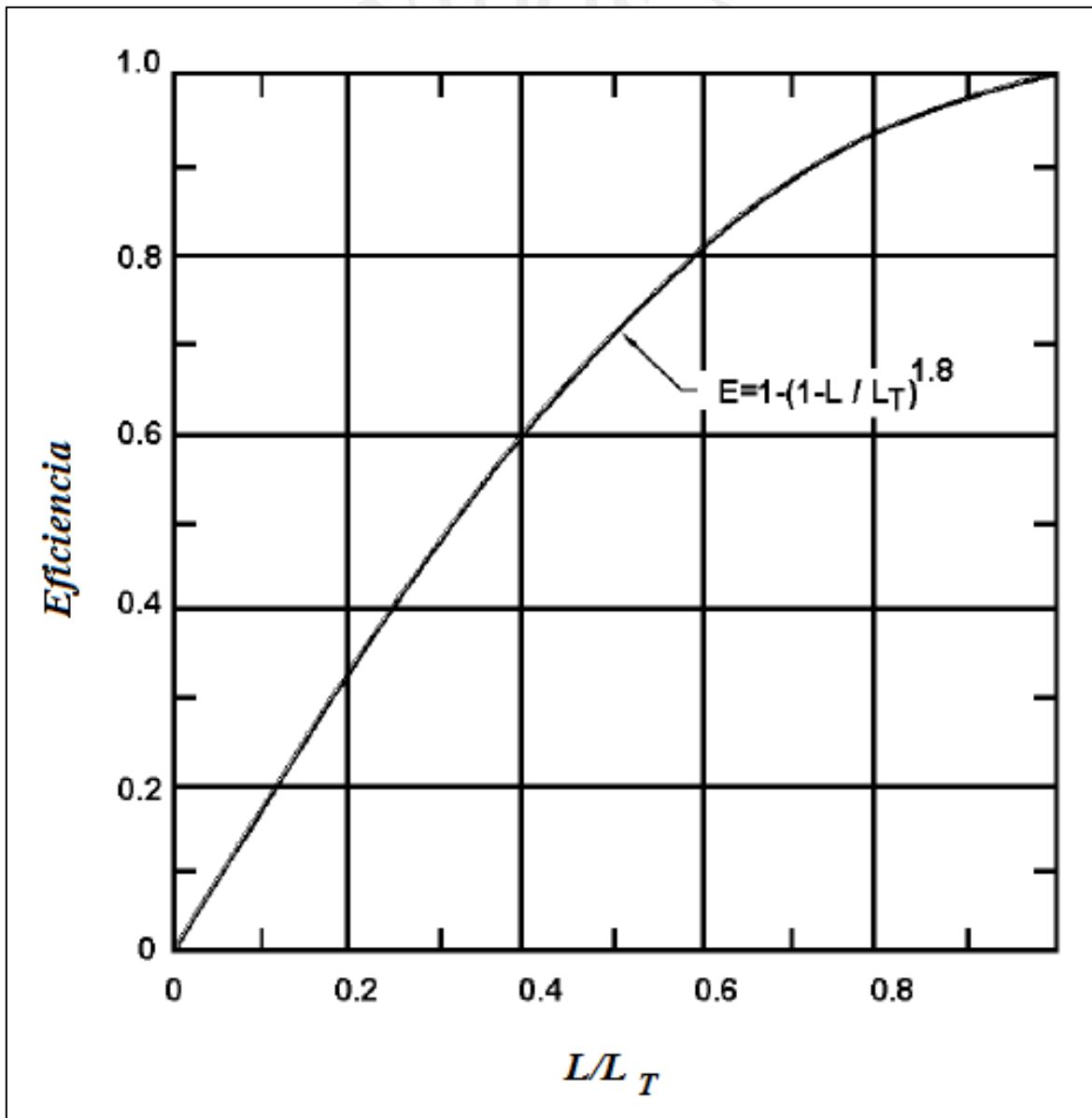
La eficiencia de coladeras de banquetta más cortas que la longitud requerida para la intercepción total se expresa por la Ecuación 3.24:

$$E = 1 - \left(1 - \frac{L}{L_T}\right)^{1.8} \quad \text{Ecuación 3.24}$$

Dónde:

L = longitud de la coladera, m

El Nomograma 3.8 es una solución gráfica para la Ecuación 3.24.



Nomograma 3.8 Eficiencia para una coladera con longitud menor a la Total

La longitud de entrada requerida para la intercepción total en coladeras de banqueta ubicadas en depresiones se puede calcular mediante la una pendiente transversal equivalente. Al remplazar S_x , en la Ecuación 3.23, por S_e la cual se calcula utilizando la Ecuación 3.25.

$$S_e = S_x + S'_w E_o \quad \text{Ecuación 3.25}$$

Dónde:

S'_w = pendiente transversal de la cuneta medida a partir de la pendiente transversal de la calle, S_x , m / m

$$S'_w = \frac{a}{(1000W)} W \text{ o } S'_w = S_w - S_x$$

a = depresión de la cuneta, mm

E_o = relación del flujo en la sección deprimida con respecto del flujo total determinado por la configuración de la cuneta aguas arriba de la entrada.

La Ilustración 3.22 muestra el perfil de la depresión y los parámetros de la Ecuación 3.25. E_o es la misma proporción que se utiliza para calcular la captación de flujo frontal de una rejilla de piso.

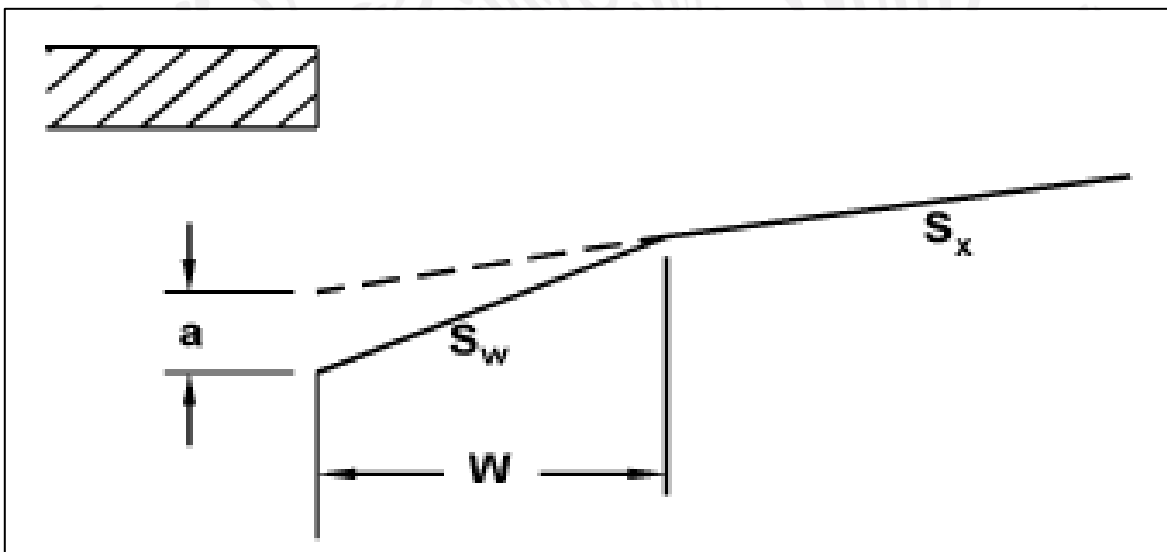


Ilustración 3.22 Perfil de una coladera con cuneta deprimida

Como se muestra en el Nomograma 3.7, la longitud de apertura requerida para la intercepción total puede reducirse significativamente mediante el aumento de la pendiente transversal o la pendiente transversal equivalente. La pendiente transversal

equivalente se puede aumentar mediante el uso de una sección continuamente deprimida o una sección de cuneta localmente deprimida.

Utilizando la pendiente transversal equivalente, la Ecuación 3.23 se convierte en:

$$L_T = K_T Q^{0.42} S_L^{0.3} \left(\frac{1}{n S_e} \right)^{0.6} \quad \text{Ecuación 3.26}$$

Dónde:

$$K_T = 0.817$$

La Ecuación 3.24 es aplicable, ya sea con las intersecciones rectas o intersecciones de pendientes compuestas. El Nomograma 3.7 y el Nomograma 3.8 son aplicables a Coladeras de banquetta con depresiones utilizando S_e en lugar de S_x .

La Ecuación 3.25 utiliza la relación, E_o , en el cálculo de la pendiente transversal equivalente, S_e . El ejemplo 9a muestra el procedimiento para determinar la propagación, utilizando el Nomograma 3.2 para determinar E_o . Ejemplo 9b muestra el uso de estas relaciones para diseñar la longitud de una coladera de banquetta.

3.6.4.2.1. EJEMPLO 9A

Considere una coladera de banquetta con las siguientes características:

$$S_L = 0.01 \text{ m/m}$$

$$S_x = 0.02 \text{ m/m}$$

$$Q = 0.05 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0.016$$

1. Calcule el gasto Q_i para una coladera de banquetta de 3 metros de longitud
2. Calcule el gasto Q_i para una coladera de banquetta de 3 metros de longitud en una cuneta deprimida continuamente con:

$$a = 25 \text{ mm}$$

$$W = 0.6 \text{ m}$$

Solución (1):

Determine la longitud necesaria para captar el total del flujo a través de la Ecuación 3.23 o del Nomograma 3.7.

$$L_T = K_u Q^{0.42} S_L^{0.3} \left(\frac{1}{n S_x} \right)^{0.6} = 0.817 (0.05)^{0.42} (0.01)^{0.3} \left(\frac{1}{0.016 (0.02)} \right)^{0.6} = 7.29 \text{ m}$$

Calcular la eficiencia de la apertura usando la Ecuación 3.24 o el Nomograma 3.8.

$$E = 1 - \left(1 - \frac{L}{L_T} \right)^{1.8} = 1 - \left(1 - \frac{3}{7.29} \right)^{1.8} = 0.61$$

Calcular la capacidad de captación.

$$Q_i = EQ = 0.61(0.05) = 0.031 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Solución (2):

Utilice la Ecuación 3.5 (Nomograma 3.2) y la Ecuación 3.2 (Nomograma 3.1) para determinar la relación W / T .

Determinar la propagación, T , (procedimiento del Ejemplo 2) asumir $Q_s = 0.018 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q_w = Q - Q_s = 0.05 - 0.018 = 0.032 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$E_0 = \frac{Q_w}{Q} = \frac{0.032}{0.05} = 0.64$$

$$S_w = S_x + \frac{a}{W} = 0.02 + \frac{25/1000}{0.6} = 0.062$$

$$\frac{S_w}{S_x} = \frac{0.062}{0.02} = 3.1$$

Utilice la Ecuación 3.5 o el Nomograma 3.1 para determinar W/T

$$\frac{W}{T} = 0.24$$

$$T = \frac{W}{(W/T)} = \frac{0.6}{0.24} = 0.5 \text{ m}$$

$$T_s = T - W = 2.5 - 0.6 = 1.9 \text{ m}$$

Utilice la Ecuación 3.2 o Nomograma 3.1 para obtener Q_s

$$Q_s = \frac{0.376}{0.016} (0.02)^{1.67} (0.01)^{0.5} (1.9)^{2.67} = 0.019 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

(Se aproxima al Q_s asumido)

Determinar el rendimiento de la coladera de banqueta.

$$S_e = S_x + S'_w E_0 = S_x + \left(\frac{a}{W}\right) E_0 = 0.02 + \left[\frac{(25/1000)}{0.6}\right] (0.64) = 0.047$$

Utilizando la Ecuación 3.26 o el Nomograma 3.7:

$$L_T = K_T Q^{0.42} S_L^{0.3} \left(\frac{1}{n S_e}\right)^{0.6} = 0.817 (0.05)^{0.42} (0.01)^{0.3} \left[\frac{1}{0.016 (0.047)}\right]^{0.6} = 4.37 \text{ m}$$

Utilizando la Ecuación 3.24 o Nomograma 3.8 la eficiencia de captación.

$$E = 1 - \left(1 - \frac{L}{L_T}\right)^{1.8} = 1 - \left(1 - \frac{3}{4.37}\right)^{1.8} = 0.88$$

Calcular el gasto de ingreso utilizando la Ecuación 3.15.

$$Q_i = QE = 0.05(0.88) = 0.044 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

La coladera con depresión intercepta 1.5 veces el flujo interceptado por la coladera sin depresión.

3.6.4.2.2. EJEMPLO 9B

Considerando la información del ejemplo 7:

$$S_L = 0.01 \text{ m/m}$$

$$S_x = 0.02 \text{ m/m}$$

$$T = 2.5 \text{ m}$$

$$Q = 0.064 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0.016$$

$$W = 0.6 \text{ m}$$

$$a = 50 \text{ mm}$$

$$E_0 = 0.70$$

Encuentre la longitud mínima de apertura para una coladera de banquetacon depresión local, para interceptar el 100% del flujo.

Solución:

Paso 1. Calcular la pendiente transversal compuesta por la sección de canal utilizando la Ecuación 3.25.

$$S_e = S_x + S'_w E_0 = 0.02 + \frac{50}{(1000)0.6} 0.6 = 0.07$$

Paso 2. Calcular la longitud de la abertura de la coladera con la Ecuación 3.26.

$$L_T = K_T Q^{0.42} S_L^{0.3} \left(\frac{1}{n S_e} \right)^{0.6} = 0.817 (0.064)^{0.42} (0.01)^{0.3} \left(\frac{1}{0.016 (0.07)} \right)^{0.6} = 3.81 m$$

3.6.4.3. REJILLAS DE INGRESO

No existe una amplia literatura acerca del manejo de sólidos arrastrados por el flujo. La deposición de sedimentos en las conducciones es un problema común. La configuración de una rejilla de ingreso permite la limpieza de la captación por medio de chorros de agua a presión. Una rejilla ranurada es muy eficaz en coladeras transversales y de piso. Se pueden utilizar en calles y avenidas de alta velocidad ya que ofrecen poca interferencia en las operaciones del tránsito. Un ejemplo de una rejilla de ingreso en coladeras de piso se presenta en la Ilustración 3.23.

La captación de flujo por rejillas en coladeras de piso y en coladeras de banqueta es similar a un vertedor lateral y el flujo es sometido al a la aceleración lateral debido a la pendiente transversal de la acera. La Administración Federal de Carreteras de los Estados Unidos considera que es válido aplicar la Ecuación 3.23 o el Nomograma 3.7 para calcular la longitud necesaria de coladeras de banqueta con aberturas de rejilla de 45 mm. De manera similar, la Ecuación 3.24 también es aplicable para coladeras con rejillas y Nomograma 3.8 se puede utilizar para obtener la eficiencia de la coladera.

Cuando se utilizan rejillas en captaciones de flujo superficial, los estudios han arrojado que con profundidades de 9.7 a 14.2 mm con espaciamiento entre rejillas de 25, 45 y 63 mm, se puede captar 0.0007 m³/s sin generar salpicaduras con pendientes de 0.005 a 0.09 m/m.

En una prueba de la capacidad del sistema, para un gasto unitario de 0.0011 m³/s/m, se presentó una pequeña cantidad de salpicaduras.

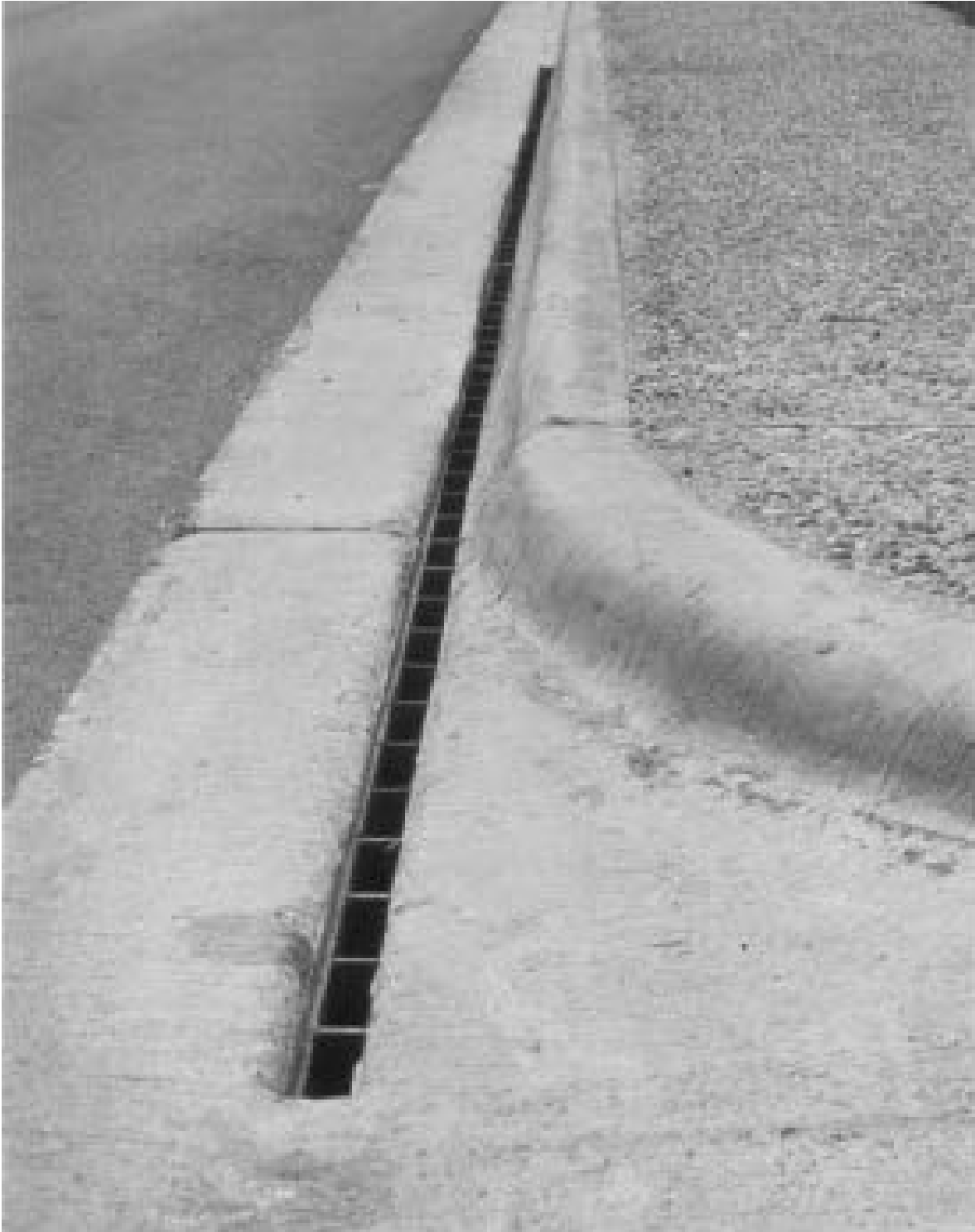


Ilustración 3.23 Rejilla de ingreso en coladera de piso

3.6.4.4. COLADERAS COMBINADAS

La capacidad de captación de una coladera combinada, que consiste de una coladera de piso junto a una coladera de banqueteta (Ilustración 3.24), no es mayor que el de la coladera de piso. Por tanto la capacidad se calcula sin considerar la de banqueteta. En otros casos, se coloca la coladera de piso desfasada de la coladera de banqueteta, tal como se ilustra en la Ilustración 3.25. En este caso, se busca que la abertura lateral intercepte los residuos sólidos que de otro modo podrían obstruir la rejilla; se llama "barredor" de entrada. Una coladera combinada barredora tiene una capacidad de captación igual a la suma de la coladera de banqueteta, aguas arriba de la rejilla, más la capacidad propia de la rejilla. Considérese que el flujo frontal y por lo tanto la capacidad de captación de la rejilla se reduce por la intercepción de la coladera de banqueteta.



Ilustración 3.24 Coladera combinada con rejillas inclinadas a 45°



Ilustración 3.25 Coladera combinada desfasada

A continuación se ilustra el procedimiento para calcular la capacidad de una coladera combinada desfasada como la mostrada en la Ilustración 3.25.

3.6.4.4.1. EJEMPLO 10

Considérese una coladera combinada desfasada con una abertura de banquetta de tres metros y una coladera de piso de (0.6 x 0.6)m colocada a 0.6 metros aguas debajo de la abertura lateral, con rejilla de veletas curvadas. Esta entrada está situada en una sección que tiene las siguientes características:

$$\begin{aligned} W &= 0.6 \text{ m} \\ Q &= 0.05 \text{ m}^3/\text{s} \\ S_L &= 0.01 \text{ m/m} \\ S_x &= 0.02 \text{ m/m} \\ S_w &= 0.062 \text{ m/m} \\ n &= 0.016 \end{aligned}$$

Calcule la capacidad de captación, Q_i

Solución:

Paso 1. Calcular la capacidad de captación de la coladera de banquetta aguas arriba de la rejilla, Q_{ic} .

$$L = 3 - 0.6 = 2.4m$$

Del ejemplo 9

$$L_T = 4.37m$$

$$\frac{L}{L_T} = \frac{2.4}{4.37} = 0.55$$

Utilizando la Ecuación 3.24 o el Nomograma 3.8.

$$E = 1 - \left(1 - \frac{L}{L_T}\right)^{1.8} = 1 - (1 - 0.55)^{1.8} = 0.76$$

$$Q_{ic} = EQ = 0.76(0.05) = 0.038 \frac{m^3}{s}$$

Paso 2. Calcular la capacidad de captación de la coladera de piso.

$$Q_g = Q - Q_{ic} = 0.05 - 0.038 = 0.012 \frac{m^3}{s}$$

Determinar la propagación, T (procediendo como la solución 2 del ejemplo4-2)

Considerando $Q_s = 0.0003 \frac{m^3}{s}$

$$Q_w = Q - Q_s = 0.012 - 0.0003 = 0.0117 \frac{m^3}{s}$$

$$E_0 = \frac{Q_w}{Q} = \frac{0.0117}{0.0120} = 0.97$$

$$\frac{S_w}{S_x} = \frac{0.062}{0.02} = 3.1$$

De la Ecuación 3.5 o Nomograma 3.2.

$$\frac{W}{T} = \frac{1}{\left(\frac{1}{\left[\left(\frac{1}{1/(E_0 - 1)} \right) \left(\frac{S_w}{S_x} \right) + 1 \right]^{0.375} - 1} \right) \left(\frac{S_w}{S_x} \right) + 1} = \frac{1}{\left(\frac{1}{\left[\left(\frac{1}{1/(0.97 - 1)} \right) (3.1) + 1 \right]^{0.375} - 1} \right) (3.1) + 1} = 0.62$$

$$T = \frac{W}{0.62} = \frac{0.6}{0.62} = 0.97m$$

$$T_s = T - W = 0.97 - 0.60 = 0.37m$$

Del Nomograma 3.1 o la Ecuación 3.2.

$$Q_s = 0.0003 \text{ m}^3/\text{s}$$

$Q_s \text{ Assumed} = Q_s \text{ calculated}$

Determine la velocidad, V

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{0.5T^2S_x + 0.5aW} = \frac{0.012}{0.5(0.97)^2(0.02) + (0.5)(25/1000)(0.6)} = 0.68 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Del Nomograma 3.5.

$$R_f = 1.0$$

De la Ecuación 3.20 o el Nomograma 3.6.

$$R_s = \frac{1}{\left(1 + \frac{K_u V^{1.6}}{S_x L^{2.3}} \right)} = \frac{1}{\left(1 + \frac{0.0828(0.68)^{1.6}}{0.02(0.6)^{2.3}} \right)} = 0.13$$

De la Ecuación 3.22.

$$Q_{ig} = Q_g [R_f E_0 + R_s (1 - E_0)] = 0.012 [(1.0)(0.97) + (0.13)(1 - 0.97)] = 0.11 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Paso 3. Calcular la capacidad de intercepción total. (Nota: se despreció la capacidad de captación de la abertura lateral adyacente a la rejilla)

$$Q_i = Q_{ic} + Q_{ig} = 0.038 + 0.011 = 0.049 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Aproximadamente el 100% del total del flujo

El uso de deprimidos y coladeras combinadas mejora la capacidad de captación. En el ejemplo 7 se determinó la capacidad de captación considerando una coladera de piso deprimida, con una rejilla de veleta curvada, de (0.6 x 0.6)m; El ejemplo 9 se analizó una voladera de banqueta con longitud = 3.0 m y una depresión de la misma longitud; el ejemplo 10 se resolvió para una coladera combinada. La Tabla 3.7 presenta una comparación del flujo interceptado por las diversas configuraciones.

Tabla 3.7 Comparación de la capacidad de distintas coladeras

Tipo de captación	Flujo Interceptado, Q_i
Coladera de piso con depresión y rejilla de veleta curvada	0.033 m ³ /s (Ejemplo 7)
Coladera de banqueta sin depresión	0.031 m ³ /s (Ejemplo 9a)
Coladera de banqueta con depresión	0.045 m ³ /s (Ejemplo 9b)
Coladera combinada con depresión	0.049 m ³ /s (Ejemplo 10)

De la Tabla 3.7 se puede observar que la coladera combinada intercepta aproximadamente el 100% del flujo total, mientras que la rejilla de veleta curvada solo interceptó el 66% del flujo total. La coladera de banqueta con depresión logró captar el 90% del flujo total. Sin embargo, la coladera de banqueta sin depresión sólo habría interceptado 62% del flujo total.

3.6.5. CAPACIDAD DE CAPTACIÓN DE COLADERAS CON DEPRESIONES

En coladeras con depresión, la captación de flujo se comporta de manera similar al vertedor de una presa cuando la altura del nivel es menor a la altura del bordo, una vez que esta es superada el funcionamiento de la captación es similar a la de un orificio de pared delgada. El procedimiento de diseño presentado, se basan en un enfoque conservador para la estimación de la capacidad de este tipo de boca de tormenta.

La eficiencia de una coladera con depresión se ve seriamente afectada en la ocurrencia de desechos sólidos arrastrados por el flujo; una obstrucción total o parcial de la entrada puede resultar en encharcamientos peligrosos. No se recomienda colocar rejillas a la entrada de una boca de tormenta con depresión, debido que son muy susceptibles de taparse. En estas condiciones se recomienda el uso de coladeras piso-banqueta.

3.6.5.1. CAPACIDAD DE INGRESO PARA COLADERAS CON DEPRESIÓN

Como se mencionó previamente, en condiciones de elevaciones de flujo, menores a la altura de bordo, la coladera funcionará de forma similar a un vertedor. La capacidad de una boca de tormenta bajo estas condiciones puede calcularse como:

$$Q_i = C_w P d^{1.5} \quad \text{Ecuación 3.27}$$

Dónde:

P = perímetro mojado de la rejilla hasta su altura máxima (m)

$C_w = 1.66$

d = Altura de la sección (m), calculada como $d = (d_1 + d_2)0.5$

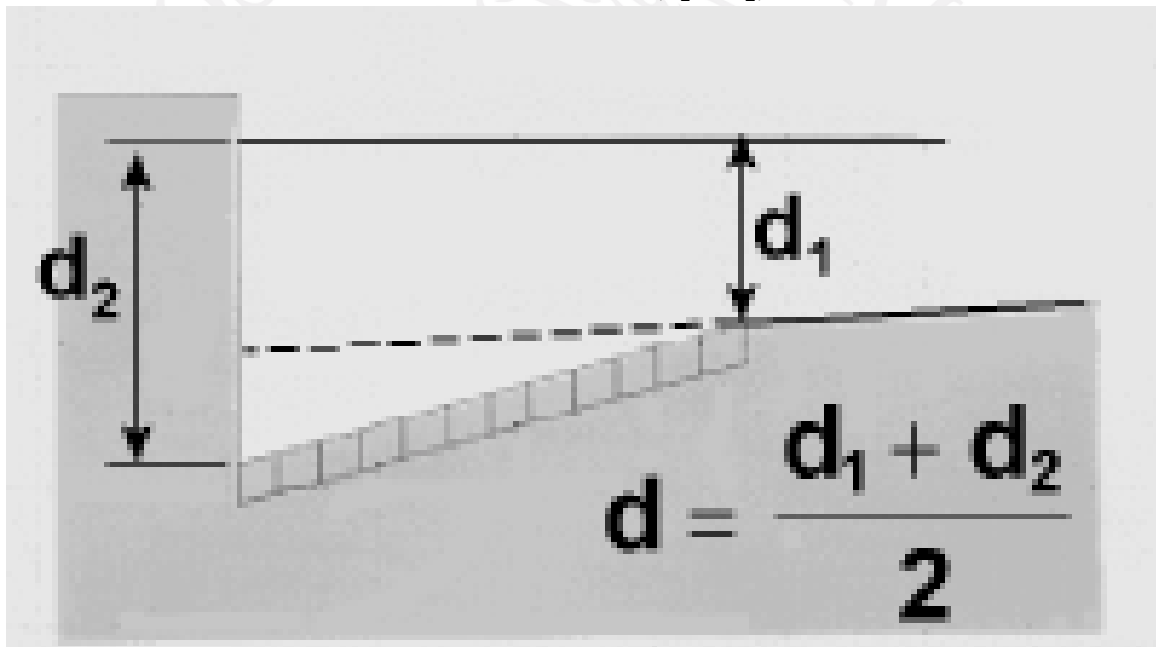


Ilustración 3.26 Definición de la altura d

La capacidad de la coladera operando como un orificio es:

$$Q_i = C_o A_g (2gd)^{0.5} \quad \text{Ecuación 3.28}$$

Dónde:

C_o = Coeficiente de orificio = 0.67

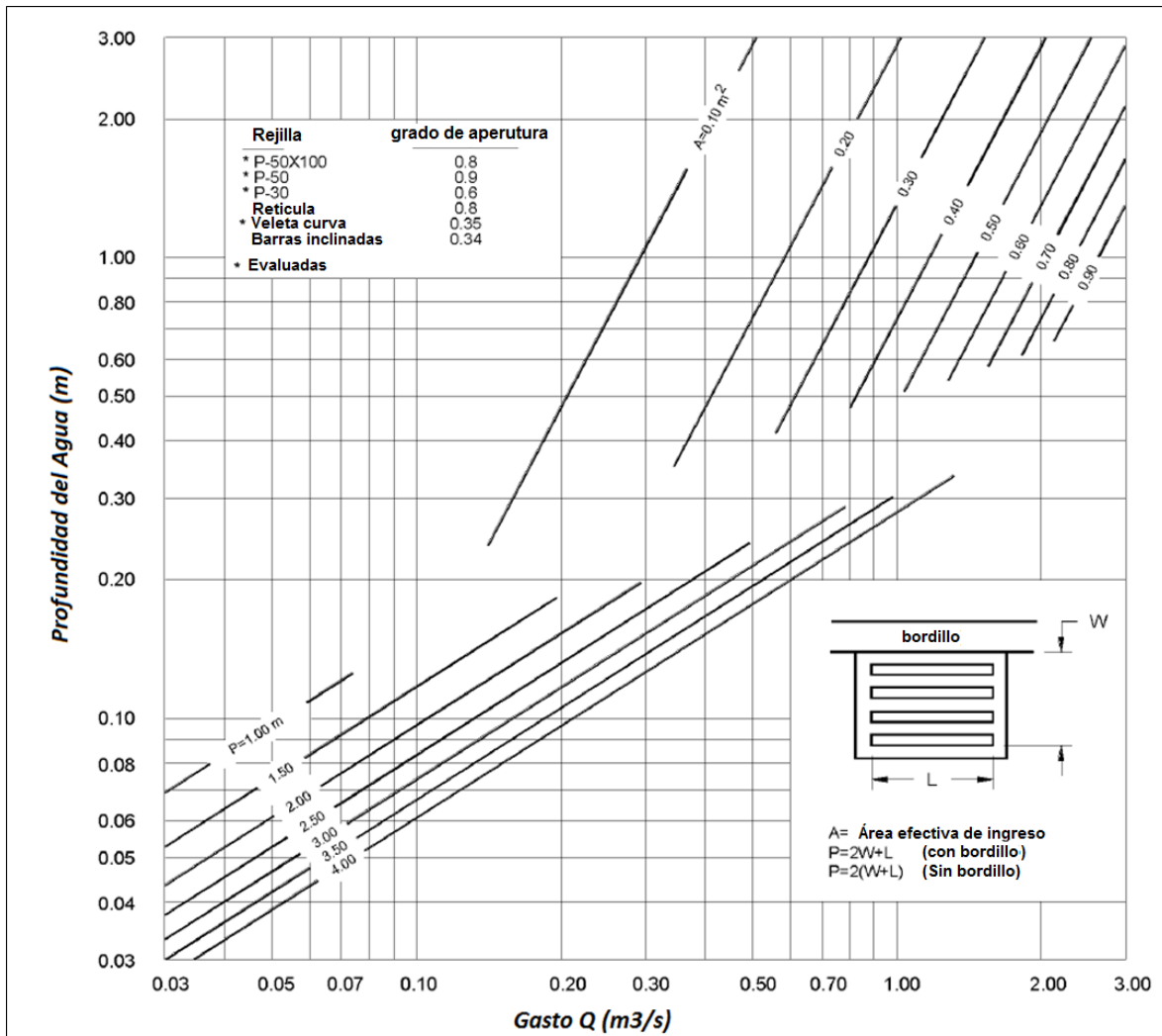
A_g = área de abertura libre de la Rejilla, m^2

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

El uso de la Ecuación 3.28 considera una coladera sin rejillas no obstrucciones. Las pruebas realizadas, por la Administración Federal de Carreteras de los Estados Unidos,

a tres rejillas demostraron que para rejillas de barras planas, tales como la P-50x100 y las rejillas P-30, la abertura libre es igual a la superficie total de la rejilla menos el área ocupada por las barras. La rejilla de veleta curvada presento una funcionamiento 10% mejor que la rejilla con una abertura neta igual al área total menos el área de las barras se proyectan en un plano horizontal. Esto es, el área proyectada de las barras de veleta curvada es 68% de la superficie total de la rejilla, dejando una abertura neta de 32%, sin embargo presenta un funcionamiento equivalente a una rejilla recta con área efectiva de 35%. El análisis de los resultados anteriores indica que la rejilla con barras inclinadas 45° tendría una capacidad mayor que la rejilla con barras de inclinación cero; sin embargo, este tipo de rejillas con inclinación no se recomiendan para bocas de tormenta con depresión, donde exista la posibilidad de que se presente un funcionamiento como orificio. La capacidad de captación para las rejillas se presenta en el Nomograma 3.9.

El Nomograma 3.9 es una representación gráfica de la Ecuación 3.27 y la Ecuación 3.28 para diversos tipos de rejilla. Los efectos de la profundidad del agua en que se presenta el funcionamiento como orificio son evidentes a partir del nomograma. La capacidad de captación en la transición, entre el funcionamiento como vertedor y como orificio, es inferior al calculado ya sea por la Ecuación 3.27 o la Ecuación 3.28. Esta capacidad se puede aproximar mediante la elaboración de una curva entre las líneas que representan el perímetro y el área neta de la rejilla a utilizar. El ejemplo 11 ilustra el uso de la Ecuación 3.27, la Ecuación 3.28 y el Nomograma 3.9.



Nomograma 3.9 Capacidad de captación de una coladera con depresión

3.6.5.1.1. EJEMPLO 11

Considérese un gasto de ingreso igual a $0.19 \text{ m}^3/\text{s}$, además;

$$S_x = S_w = 0.05 \text{ m/m}$$

$$n = 0.016$$

$$T = 3 \text{ m}$$

Defina el tamaño de rejilla y la profundidad del deprimido requerido en la entrada, asumiendo 50% obstrucción con un ancho de rejilla, W , igual a 0.6 m .

Solución:

Paso 1. Determinar el perímetro requerido de la rejilla.

Profundidad de bordo, d_2

$$d_2 = TS_x = 3.0(0.05) = 0.15m$$

$$d_2 = T S_x = (3.0) (0.05)$$

$$d_2 = 0.15 m$$

Profundidad media en la rejilla

$$d = d_2 - \left(\frac{W}{2}\right) S_w = 0.15 - \left(\frac{0.6}{2}\right) 0.05 = 0.135 m$$

De la Ecuación 3.27 o el Nomograma 3.9:

$$P = \frac{Q_i}{C_w d^{1.5}} = \frac{0.19}{1.66(0.135)^{1.5}} = 2.31 m$$

Se deberán hacer algunas hipótesis sobre la naturaleza de la obstrucción con el fin de calcular la capacidad de una rejilla parcialmente obstruida. Si el área de la rejilla está obstruida el 50% por desechos, la porción de cubierta no contribuye a la captación, el perímetro efectivo se reducirá en una cantidad menor que 50%. Por ejemplo, si se tiene una rejilla de (0.6 x 1.2) m, el ancho efectivo es de 0.3 m, entonces el perímetro, $p = 0.3 + 1.2 + 0.3 = 1.8 m$, en vez de 2.31 m. El área de la abertura se reduce en un 50% y el perímetro solo 25%. Por tanto, suponiendo que una obstrucción de 50%, una rejilla de (1.2 x 1.2) m; (0.6 x 1.8) m o (0.9 x 1.5) m cumple con el perímetro de 2.31 m.

Entonces, considerando obstrucción del 50% en la longitud de la rejilla;

$$P_{efectivo} = 2.4 m = 0.5(2)W + L$$

Si $W=0.6 m$ entonces $L \geq 1.8 m$

Si $W=0.9 m$ entonces $L \geq 1.5 m$

En cualquier caso W deberá ser el doble de 0.6 m o 0.9 m.

$$P_{efectivo} = 2.4 m = 0.5(2)(0.6) + 1.8 = 2.4m$$

Paso 2. Comprobar la profundidad del flujo en acera con la Ecuación 3.27 o el Nomograma 3.9.

$$d = \left[\frac{Q}{C_w P}\right]^{0.07} = \left[\frac{0.19}{1.66(2.4)}\right]^{0.07} = 0.13 m$$

Es menor que d_2 , por tanto se acepta

Conclusión:

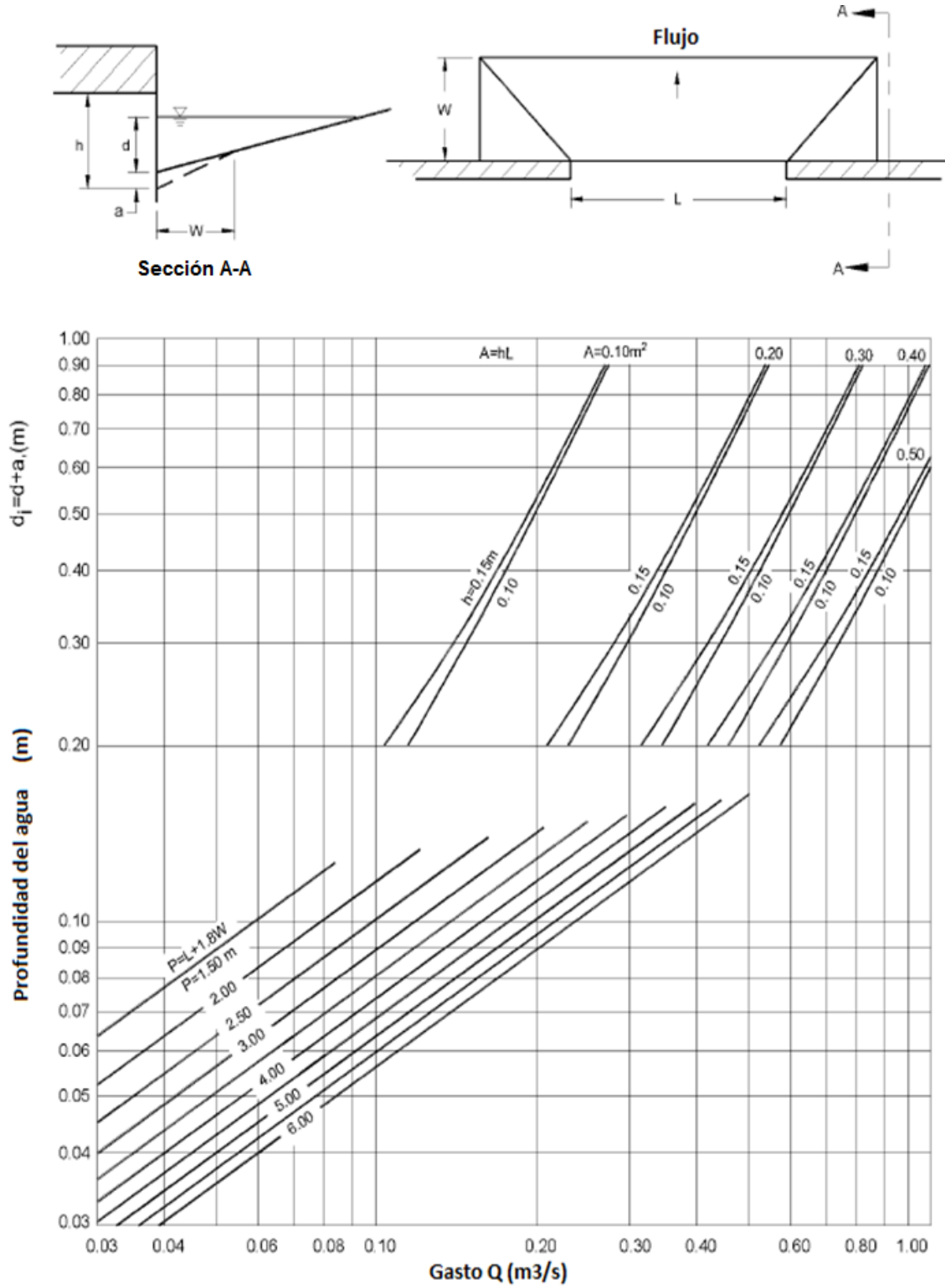
Una abertura del doble de (0.6 x 0.9) m con 50% de obstrucción es suficiente para interceptar el flujo de diseño. Sin embargo, la tendencia de la rejilla a ser obstruida completamente merece considerar de una boca de tormenta combinada, como se presentó anteriormente.

3.6.5.2. COLADERA DE BANQUETA

La capacidad de una coladera de banquetta con depresión depende de la profundidad del agua al ingreso, la longitud de la apertura en la acera y la altura del borde. El ingreso se da de forma similar al vertedor lateral de una presa hasta una profundidad igual a la altura de la abertura en la acera y como un orificio a profundidades superiores a 1.4 veces la altura de la abertura. A profundidades entre 1.0 y 1.4 veces la altura de la abertura, el flujo está en una etapa de transición.

La distancia de propagación sobre el pavimento es el criterio habitual para juzgar el diseño de una boca de tormenta. También es conveniente y práctico en laboratorio para medir la profundidad de la guarnición antes de la entrada en el punto de máxima dispersión en el pavimento. Por lo tanto, las mediciones de profundidad al ingreso en los experimentos deben ser de interés para los diseñadores de la altura de las banquetas.

La ubicación de un vertedor con depresión en una acera es en el borde de la cuneta, y la longitud efectiva del vertedero depende de la anchura del canalón deprimido y la longitud de la abertura Guarnición. La ubicación de un vertedor de una coladera que no está deprimida es en el borde de la guarnición, y su longitud es igual a la de la entrada, como se muestra en el Nomograma 3.10.



Nomograma 3.10 Capacidad de ingreso de una coladera de banquetta con depresión

La ecuación para la capacidad de captación de una coladera de banquetta con depresión, trabajando como un vertedor es:

$$Q_i = C_w(L + 1.8W)d^{1.5} \quad \text{Ecuación 3.29}$$

Dónde:

C_w = Coeficiente de descarga = 1.25

L = longitud de la abertura, m

W = Ancho lateral de la depresión m

d = La altura de la coladera medida desde la base, hasta la altura libre del agua, es decir $d = TS_x$

La Ecuación 3.29 es aplicable hasta la altura máxima de la banquetta. Por lo tanto, la limitación en el uso de esta ecuación resulta:

$$d \leq h + \frac{a}{1000} \quad \text{Ecuación 3.30}$$

Dónde:

h = Altura del agua al ingreso, m

a = profundidad de la depresión, mm

No se han realizado experimentos para coladeras de banquetta con un canal continuamente deprimido, pero es razonable esperar que la longitud efectiva de vertedor sea tan grande como la del ingreso. El uso de la Ecuación 3.29 proporciona estimaciones conservadoras de la capacidad de captación.

La ecuación para las coladeras de banquetta sin depresión se convierte en:

$$Q_i = C_w L d^{1.5} \quad \text{Ecuación 3.31}$$

Sin depresión de la sección de canal, el coeficiente de vertedero, C_w , se es de 1.60. La limitación de la profundidad, para que funcione como un vertedor se convierte en $d \leq h$.

En longitudes de apertura en acera superior a 3.6 m, la Ecuación 3.31 produce flujos de entrada que exceden los valores para ingreso calculados usando la Ecuación 3.30. Dado que las entradas con deprimidos se comportan tan bien como los que no tienen deprimidos y de la misma longitud, se acepta usar estas ecuaciones para cualquier coladera, aun que exceda los 3.6m.

Las coladeras de banqueteta funcionan como orificios para profundidades mayores de aproximadamente 1.4 veces la altura de apertura. La capacidad de captación puede ser calculada por la Ecuación 3.32a y Ecuación 3.32b. Estas ecuaciones son aplicables a las bocas de tormenta con deprimidos y sin ellos. La profundidad a la entrada, incluye la depresión del canal.

$$Q_i = C_o h L (2g d_o)^{0.5} \quad \text{Ecuación 3.32 a}$$

o

$$Q_i = C_o h L (2g d_o)^{0.5} \quad \text{Ecuación 3.32b}$$

Dónde:

C_o = Coeficiente de orificio = 0.67

d_o = Carga efectiva al centro del orificio, m

L = Longitud de la abertura, m

A_g = Área del orificio, m²

d_i = Profundidad en el labio inferior de la apertura, m

h = Altura del orificio de apertura de acera, m

La altura del orificio en la Ecuación 3.32a y Ecuación 3.32b asume una abertura de orificio vertical. Como se ilustra en la figura 4-18a, otras localizaciones del orificio pueden cambiar la profundidad efectiva en este y la dimensión ($d_i - h/2$).

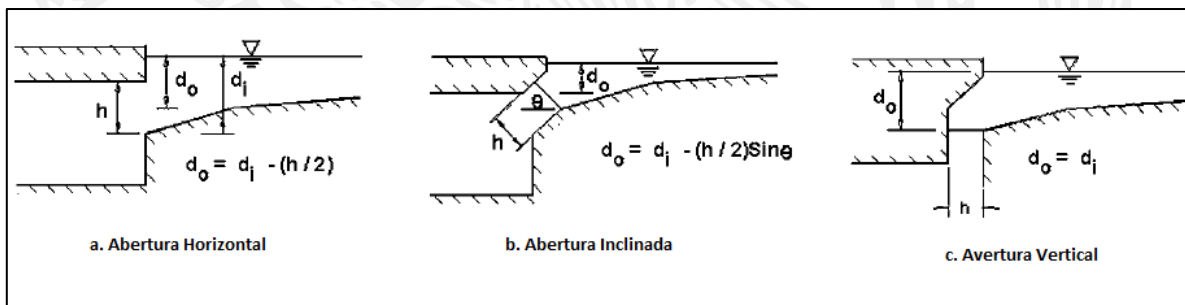
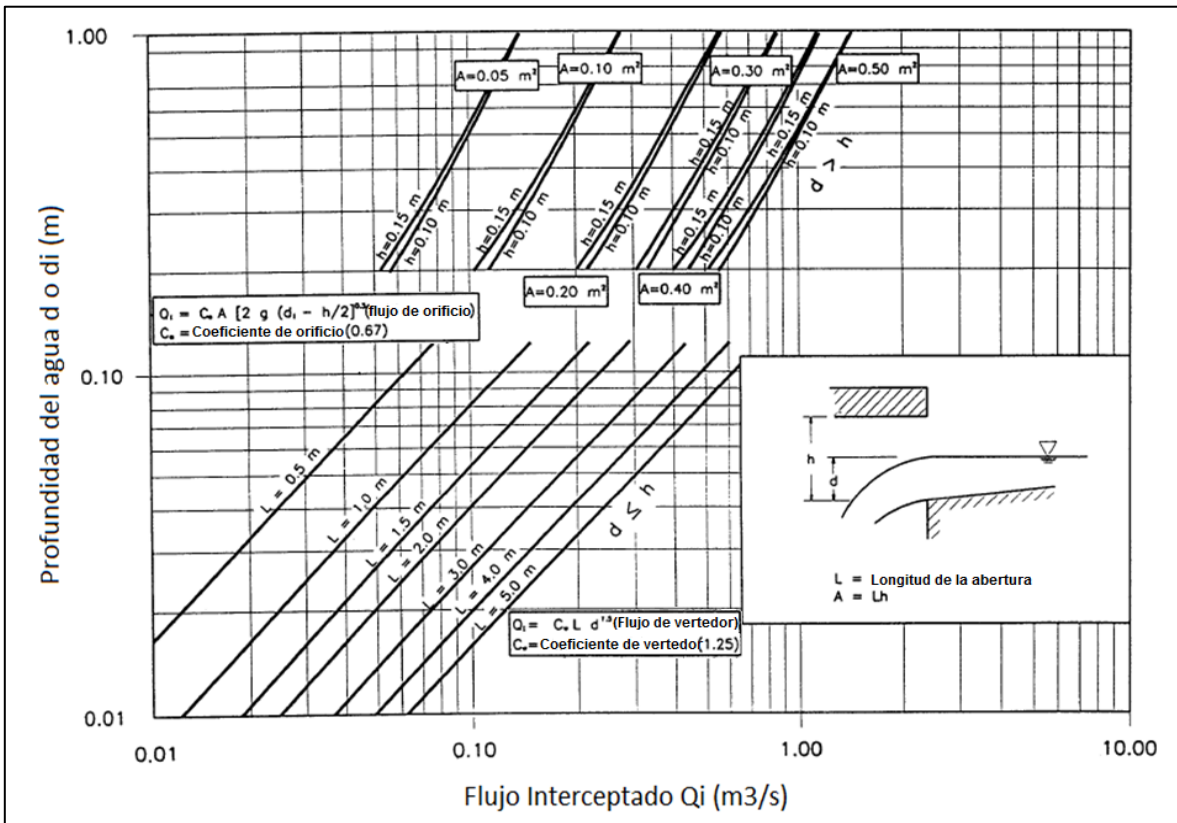
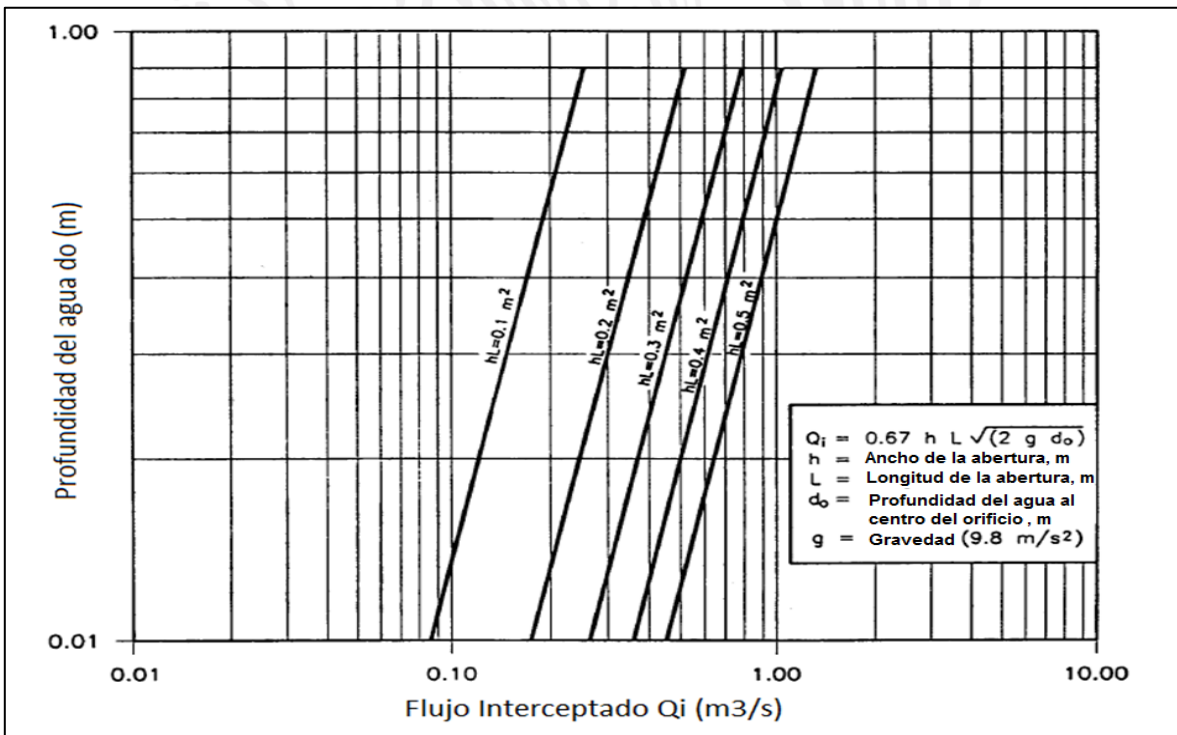


Ilustración 3.27 Coladeras de Banqueta



Nomograma 3.11 Capacidad de coladeras sin depresión



Nomograma 3.12 Capacidad de coladeras con ingreso distinto al vertical

Para las coladeras de banqueteta con otra posición de ingreso (véase la Ilustración 3.27), la Ecuación 3.32a se puede utilizar con:

h = ancho de orificio, m

d_0 = Carga efectiva en el centro del orificio, m

El Nomograma 3.10 proporciona soluciones para la Ecuación 3.29 y Ecuación 3.32 correspondientes a coladeras con deprimido y el Nomograma 3.11 ofrece soluciones para la Ecuación 3.31 y Ecuación 3.32, para las coladeras de banqueteta sin depresión. El Nomograma 3.12 proporciona solución para aberturas de orificios distintas de las verticales.

3.6.5.2.1. EJEMPLO 12

Considérese una coladera de banqueteta, con las siguientes características:

$L = 2.5$ m

$h = 0.13$ m

1. Coladera sin depresión

$S_x = 0.02$

$T = 2.5$ m

2. Coladera con depresión

$S_x = 0.02$

$a = 25$ mm local

$W = 0.6$ m

$T = 2.5$ m

Encuentre el gasto Q_i .

Solución (1), sin depresión.

Paso 1. Determine la altura de la coladera medida desde la base, hasta la altura libre del agua.

$$d = TS_x = 2.5(0.02) = 0.05 \text{ m}$$

$$d = 0.05 < h = 0.13 \text{ m}$$

Por tanto, el funcionamiento es como vertedor.

Paso 2. Utilizando la Ecuación 3.31 o el Nomograma 3.11 se encuentra Q_i .

$$Q_i = C_w L d^{1.5} = 1.6(2.5)(0.05)^{1.5} = 0.045 \frac{m^3}{s}$$

Solución (2): con depresión.

Paso 1. Determine la altura de la coladera medida desde la base, d_i

$$d_i = d + a = S_x T + a = 0.02(2.5) + \frac{25}{1000} = 0.075 \text{ m}$$

$$d_i = 0.075 \text{ m} < h = 0.13 \text{ m}$$

Por tanto, el funcionamiento es como vertedor

Paso 2. Se Utiliza la Ecuación 3.29 o el Nomograma 3.10 para definir Q_i .

$$P = L + 1.8W = 2.5 + 1.8(0.6) = 3.58 \text{ m}$$

$$Q_i = C_w (L + 1.8W) d^{1.5} = 1.25(3.58)(0.05)^{1.5} = 0.048 \frac{m^3}{s}$$

La boca de tormenta con depresión tiene una capacidad 10% mayor que la coladera sin depresión.

3.6.5.3. COLADERAS RANURADAS

Las coladeras ranuradas funcionan como vertedores en profundidades hasta 0.06m, dependiendo del ancho de la ranura. Para profundidades superiores a 0.12m el funcionamiento es como un orificio. Entre estas profundidades, el flujo se da en una etapa de transición. La capacidad de captación, para funcionamiento como vertedor se estima con la Ecuación 3.33.

$$Q_i = C_w L d^{1.5} \quad \text{Ecuación 3.33}$$

Dónde:

C_w = Coeficiente de descarga = 1.4

L = longitud de la ranura, m

La capacidad de captación de cuando opera como un orificio “ranurado” puede ser calculada por la Ecuación 3.34.

$$Q_i = 0.8 L W (2gd)^{0.5}$$

Ecuación 3.34

Dónde:

W = Ancho de la ranura, m

L = longitud de la ranura, m

d = Profundidad del agua en la ranura, para $d > 0.12m$

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

Para un ancho de ranura de 45 mm, la Ecuación 3.34 se convierte en:

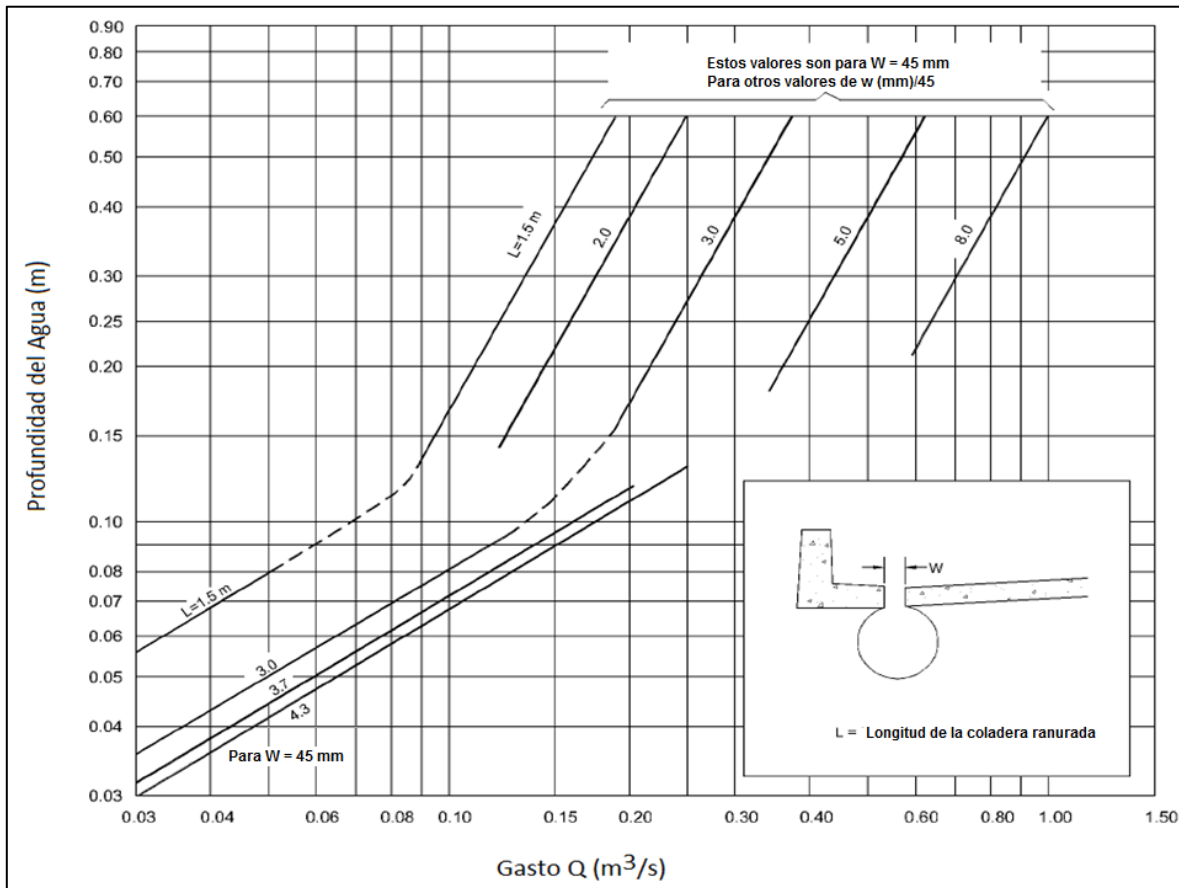
$$Q_i = C_D L d^{0.5}$$

Ecuación 3.35

Dónde:

$$C_D = 0.16$$

El Tabla 13 proporciona soluciones para la condición de flujo en vertedor y de orificio, representados por la Ecuación 3.33 y Ecuación 3.34. Como se indica en el gráfico 13, la transición entre ambos funcionamientos se produce a diferentes profundidades. Para calcular de manera conservadora la capacidad de captación de las coladeras ranuradas en la zona de transición, se deben asumir las condiciones de orificio. Debido a la facilidad de obstrucción, no se recomienda en lugares con depresión.



Nomograma 3.13 Capacidad de coladeras ranuradas

3.6.5.3.1. EJEMPLO 13

Considere una coladera ranurada ubicada a lo largo de una acera con un ancho de ranura de 45 mm. El flujo de entrada es de $0.4 \text{ m}^3\text{/s}$.

Encuentre el largo de la coladera necesaria para limitar la profundidad máxima del agua a 0.09 m suponiendo que no haya obstrucciones.

Solución:

A partir del Nomograma 3.13 con $Q = 0.14 \text{ m}^3\text{/s}$ y $d = 0.09$, la longitud resulta: $L = 3.66 \text{ m}$, se propone de 4.0 m

Nota: Dado que el punto definido por Q y D en el Nomograma 3.13 cae en el rango de flujo como vertedor, la Ecuación 3.33 define el estado de flujo. Sin embargo, la Ecuación 3.33 no se pueden aplicar directamente desde ya que C_w varía con la profundidad de flujo y la longitud de la ranura.

3.6.5.4. COLADERAS COMBINADAS

Las coladeras combinadas consisten en una coladera de piso junto a una coladera de banqueteta y se utilizan en zonas donde se puede presentar un encharcamiento peligroso. En una coladera combinada simple sus elementos tienen la misma longitud y coinciden en ubicación (coladera de piso y coladera de banqueteta). Una coladera barredora se refiere a la combinación de una coladera de piso situada en el extremo aguas abajo de una coladera de banqueteta; en este caso, se recomienda que la longitud de la coladera de piso sea mayor que la longitud de la coladera de banqueteta. La Coladera barredora es más eficiente que la combinada simple, ya que tiene la capacidad de interceptar cualquier residuo que pueda ocluir la entrada de la coladera de banqueteta. La capacidad de captación de la coladera combinada simple es esencialmente igual a la coladera de piso “sola”, trabajando como vertedor. Cuando se presenta el comportamiento como orificio, la capacidad de la coladera combinada es equivalente a la capacidad de la de piso más la capacidad de la de banqueteta.

La Ecuación 3.27 y el Nomograma 3.9 se pueden usar para la combinación simple, trabajando como vertedor y considerando depresión. Suponiendo obstrucción completa de la coladera de piso son aplicables las ecuaciones correspondientes (Ecuación 3.29, Ecuación 3.31 y Ecuación 3.32).

Para el funcionamiento como orificio, la capacidad de captación para coladera combinada simple se calcula sumando la Ecuación 3.28 y la Ecuación 3.32^a de la siguiente manera:

$$Q_i = 0.67 A_g (2gd)^{0.5} + 0.67 hL (2gd_o)^{0.5} \quad \text{Ecuación 3.36}$$

Dónde:

A_g = es el área libre de la coladera de piso, m²

g = 9.81 m/s²

d = profundidad media sobre la coladera de piso, m

h = altura de la coladera de banqueteta, m

L = longitud de la coladera de banqueteta, m

d_o = profundidad efectiva en el centro de la coladera de banqueteta, m

Se requiere un procedimiento de “prueba y error” para determinar la profundidad para un gasto determinado.

3.6.5.4.1. EJEMPLO 14

Considere una coladera combinada, ubicada en una depresión con las siguientes características:

Rejilla de (0.6 x1.2) m P-50

Coladera de banqueteta con:

$$L = 1.2 \text{ m}$$

$$h = 0.1 \text{ m}$$

$$Q = 0.15 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$S_x = 0.03 \text{ m/m}$$

Calcule la profundidad del flujo y la propagación bajo las siguientes condiciones:

1. Coladera de piso sin obstrucciones
2. Coladera de piso totalmente obstruida

Solución (1):

Paso 1. Calcular la profundidad sobre la coladera de piso.

Considerando la rejilla:

$$p = 2W + L = 2(0.6) + 1.2 = 2.4$$

De la Ecuación 3.27 o el Nomograma 3.9.

$$d_{avg} = \left(\frac{Q_i}{C_w P} \right)^{0.67} = \left(\frac{0.15}{1.66(2.4)} \right)^{0.67} = 0.11 \text{ m}$$

Paso 2. Cálculo de la propagación asociada

$$d = d_{avg} + S_x \frac{W}{2} = 0.11 + 0.03 \frac{0.6}{2} = 0.119 \text{ m}$$

$$T = \frac{d}{S_x} = \frac{0.119}{0.03} = 3.97 \text{ m}$$

Solución (2):

Paso 1. Calcular la profundidad del agua suponiendo la coladera de piso totalmente obstruida.

Utilizando el Nomograma 3.11 o Ecuación 3.32b con:

$$Q = 0.15 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$d = \frac{\left\{ \frac{Q_i}{C_0 h L} \right\}^2}{2g} + \frac{h}{2} = \frac{\left\{ \frac{0.15}{0.67(0.10)(1.2)} \right\}^2}{2(9.81)} + \frac{0.1}{2} = 0.24 \text{ m}$$

Paso 2. Calcular la propagación asociada.

$$T = \frac{d}{S_x} = \frac{0.24}{0.03} = 8.0 \text{ m}$$

La etapa de transición se presenta a una profundidad de 0.24 m, considerando exclusivamente la coladera de banqueteta. Nótese que la propagación se extendió sobre el pavimento poco más del doble de extensión si la coladera de piso se encuentra completamente tapada.

Para conocer el gasto que circula, se requiere conocer la sección del hombro, carril de estacionamiento, o pavimento. Con base en las necesidades expuestas, a partir de la ecuación de Manning se calcula la capacidad de captación a través de la Ecuación 3.37, que describe las condiciones hidráulicas en la que se encuentra.

$$Q = \left(\frac{K_u}{n} \right) S_x^{1.67} S_L^{0.5} T^{2.67} \quad \text{Ecuación 3.37}$$

Dónde:

$$K_u = 0.376$$

n = Coeficiente de manning

S_x = Pendiente de la sección transversal (m/m)

S_L = Pendiente longitudinal (m/m)

A continuación se describirá brevemente y se explicará su diseño de cada boca de tormenta de acuerdo a la FHWA.

La boca de tormenta de rejilla es efectiva para caminos pavimentados, lo que intercepte dependerá de la pendiente transversal de la calle, longitud de la rejilla y la velocidad del flujo.

La relación del flujo frontal de la alcantarilla, E_0 por una sección de pendiente uniforme se puede expresar con la Ecuación 3.38.

$$E_0 = \frac{Q_w}{Q} = 1 - \left(1 - \frac{W}{T}\right)^{2.67} \quad \text{Ecuación 3.38}$$

Dónde:

Q = Flujo total en la boca de tormenta, (m^3/s)

Q_w = Ancho del flujo, W (m^3/s)

W = Ancho de la depresión o rejilla (m)

T = Total de la difusión del agua (m)

La relación del flujo frontal interceptado a un total del flujo frontal es:

$$R_f = 1 - K_u(V - V_0) \quad \text{Ecuación 3.39}$$

Dónde:

$K_u = 0.295$

V Velocidad del flujo en la cuneta

V_0 Velocidad del flujo en la cuneta donde se producen las primeras salpicaduras

La relación de flujo lateral interceptado del total, denominado flujo lateral, R_s , o el flujo de lado la eficiencia de interceptación, se expresa:

$$R_s = \frac{1}{\left(1 + \frac{K_u V^{1.8}}{S_x L^{2.3}}\right)} 1 - (V - V_0) \quad \text{Ecuación 3.40}$$

Dónde:

$K_u = 0.0828$

$$E = R_f E_0 + R_s (1 - E_0) \quad \text{Ecuación 3.41}$$

La eficiencia, E , esta expresada como:

De la Ecuación 3.41 el primer término es referente al flujo interceptado frontal y el segundo término es el flujo lateral interceptado.

La capacidad de intercepción de la entrada de una rejilla es igual a la eficiencia de la misma multiplicada por el flujo total de canalón, representado como:

$$Q_i = EQ = Q[R_f E_0 + R_s(1 - E_0)] \quad \text{Ecuación 3.42}$$

Esta tipo de boca de tormenta se indica para pendientes mayores a 5%.

Las bocas de tormentas con abertura en el Guarnición, son menos susceptibles a la obstrucción y ofrecen poca interferencia a las operaciones de tráfico. Es una alternativa viable a las rejillas en lugares planos, donde estas se ubicaran en las vías de circulación o serían peligrosas para los peatones o ciclistas

Una altura máxima frecuente es de los 100 a 150 mm, la longitud de la abertura de entrada de la acera necesaria para la intercepción total de flujo del canal en una sección de pavimento con una pendiente transversal uniforme se expresa por:

$$L_T = K_u Q^{0.42} S_L^{0.3} [n S_x] \quad \text{Ecuación 3.43}$$

Dónde:

L_T Es la longitud de la altura del Guarnición requerida para interceptar el 100% del flujo en la cuneta

K_u 0.817

Q Flujo en la cuneta (m^3/s)

S_L Pendiente longitudinal

La eficiencia de las bocas de tormenta con abertura en el Guarnición, se expresa para los que son más cortos que la longitud requerida para la intercepción:

$$E = 1 - [1 - (l/L_T)]^{1.8} \quad \text{Ecuación 3.44}$$

Dónde:

L Longitud del Guarnición

La longitud de entrada requerida para la intercepcion total de las entradas deprimidas por la boca de tormenta o canales deprimidos, se puede encontrar mediante el uso de una pendiente transversal equivalente, S_e , como lo muestra la Ecuación 3.45

$$S_e = S_x + S'_w E_0$$

Ecuación 3.45

Dónde:

S_x Pendiente de la sección transversal de la calle

S'_w Pendiente transversal medida desde la pendiente S_x

$S'_w = a/[1000W]W$, donde W esta en metros

a Depresión de la cuneta en metros.

E_0 Es la relacion del flujo en la sección deprimida al flujo de la cuneta total determinada por la configuración aguas arriba.de la entrada.

La Ilustración 3.28, presentan la depresión en una boca de tormenta con abertura en el Guarnición.

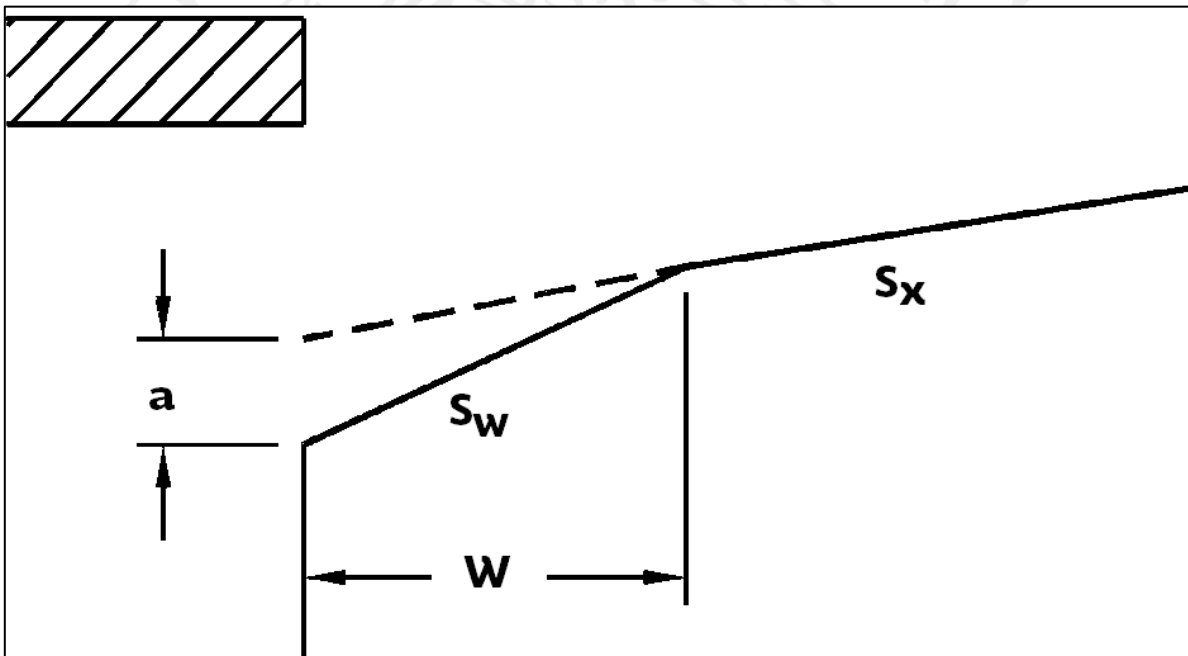


Ilustración 3.28 Boca de tormenta deprimida con abertura en el Guarnición. Fuente: FAHW, 2009

Usando el equivalente de la sección transversal, S_e , la Ecuación 3.46, llega a ser:

$$L_T = K_T S_L^{0.3} Q^{0.42} \left[\frac{1}{n S_e} \right]^{0.6}$$

Ecuación 3.46

Dónde:

$$K_T = 0.817$$

Las bocas de tormentas ranuradas son entradas efectivas para el drenaje del pavimento, teniendo una gran variedad de aplicaciones, utilizándose en secciones con o sin Guarnición y ofrecen poca interferencia con las operaciones de tráfico. Ésta boca de tormenta se indica cuando la pendiente de vialidad es menor al 2%.

La intercepción del flujo por las entradas ranuradas y sumideros de Guarniciones es similar que con un vertedor lateral y el flujo se somete a una aceleración debido a la pendiente del terreno. De acuerdo con la FAHW la Ecuación 3.43 es útil para anchos de ranuras menores a 45mm. Además de poder utilizarse la Ecuación 3.44

Las bocas de tormentas combinadas, tiene una fusión de elementos ya que consisten en una abertura de rejilla de Guarnición y una apertura en el Guarnición, siendo válidas las anteriores ecuaciones para su cálculo.

3.6.6. DIMENSIONES MÍNIMAS DE LAS BOCAS DE TORMENTA

Para su dimensionamiento se debe determinar el diámetro (D_2) del albañal pluvial a la conexión al drenaje pluvial urbano, acorde con el gasto de evacuación calculado, o tener una dimensión mínima de 30 cm, que se ubica a $4D_2$ del fondo de la boca de tormenta, se debe considerar una altura total de la boca de tormenta de $6.5D_2$, y una sección transversal circular con diámetro de $4D_2$ u otra sección de área equivalente, véase Ilustración 3.29.

Se debe colocar la señalización al pie de las estructuras de bocas de tormenta que indiquen la prohibición de verter o derramar solventes, químicos, escombros, aceites orgánicos o minerales y demás elementos nocivos al agua, las tuberías y demás estructuras que componen el drenaje pluvial urbano.

En ocasiones se requieren rejillas transversales a la calle, esto solamente es adecuado para grandes caudales y pendientes superiores al 5% y calles menores de 6 metros. Se debe prever que las rejillas tengan un asiento de neopreno o de un material que absorba los impactos, para la reducción de ruidos, golpes y daños a los vehículos al ser pisadas por llantas.

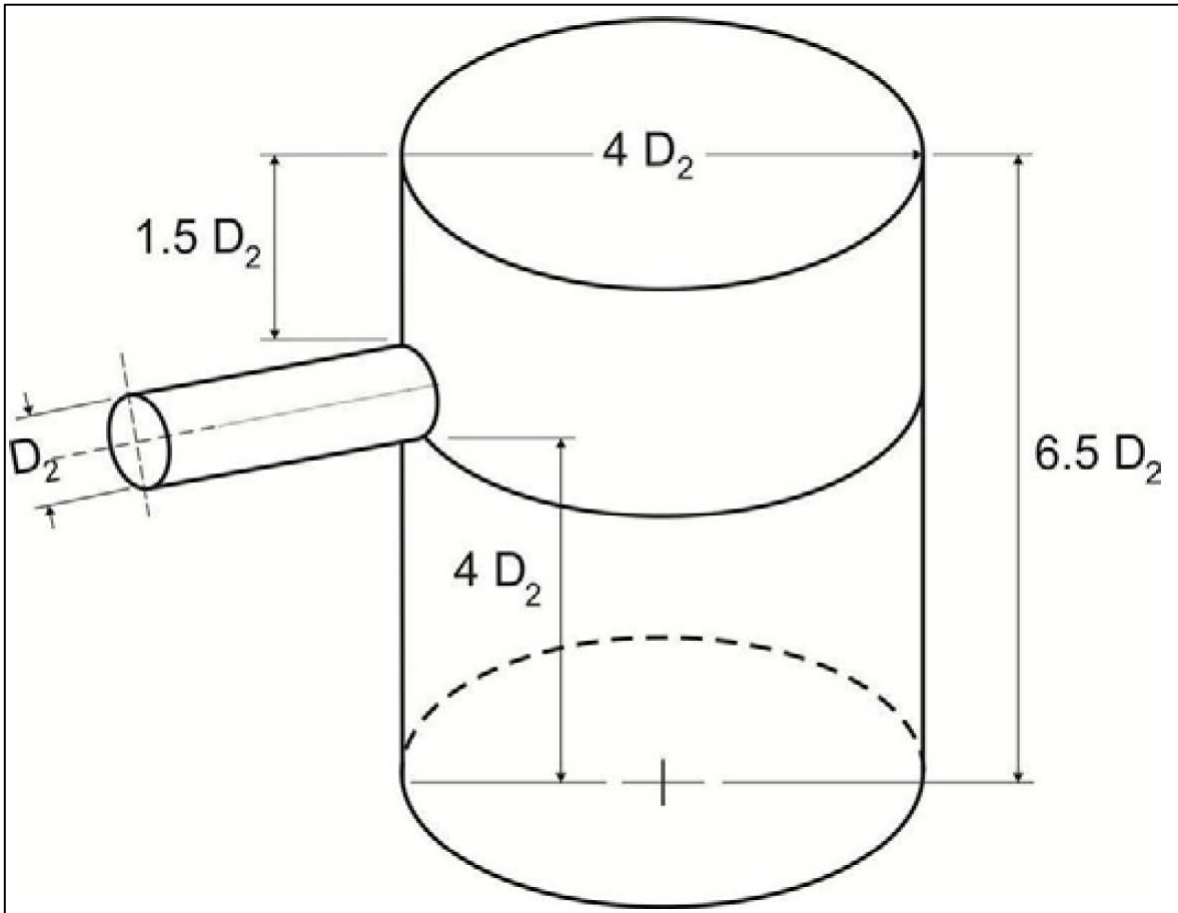


Ilustración 3.29. Dimensiones mínimas de la Boca de Tormenta.

4. ESTUDIO ANALÍTICO DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO EN LAS BOCAS DE TORMENTA DE TIPO EMBUDO

Con la información recopilada se definieron las bocas de tormenta tipo que se analizarán en el proyecto y a través de modelos digitales tridimensionales se ha planteado el diseño del dispositivo de ensaye para los modelos físicos en laboratorio. Estos trabajos corresponden al 100% de la actividad. La Ilustración 1.1 presenta las bocas de tormenta y su dispositivo de ensaye.

4.1. SELECCIÓN DE BOCAS DE TORMENTA

De acuerdo a la problemática presentada en el apartado 2.1, la información recopilada en el capítulo 3 y considerando las características más comunes en las ciudades de la República Mexicana, se identificaron dos tipos de bocas de tormenta para el análisis.

4.1.1. BOCA DE TORMENTA DE PISO CIRCULAR

Este tipo de captación es común encontrarla en sistemas de alcantarillado antiguos, aunque también se habilitan como parte de un pozo de visita; por tanto comercialmente se construyen con diámetro interno de 0.6m, observe la Ilustración 4.1.



Ilustración 4.1 Ejemplo de bocas de tormenta circulares

Tal como se presentó en el capítulo 3, el funcionamiento hidráulico de una boca de tormenta de piso se da bajo dos condiciones, como vertedor a superficie libre y como orificio cuando este se encuentra sumergido. Este comportamiento es el mismo que se presenta para vertedores de embudo, tal como se presenta en la Ilustración 4.2.

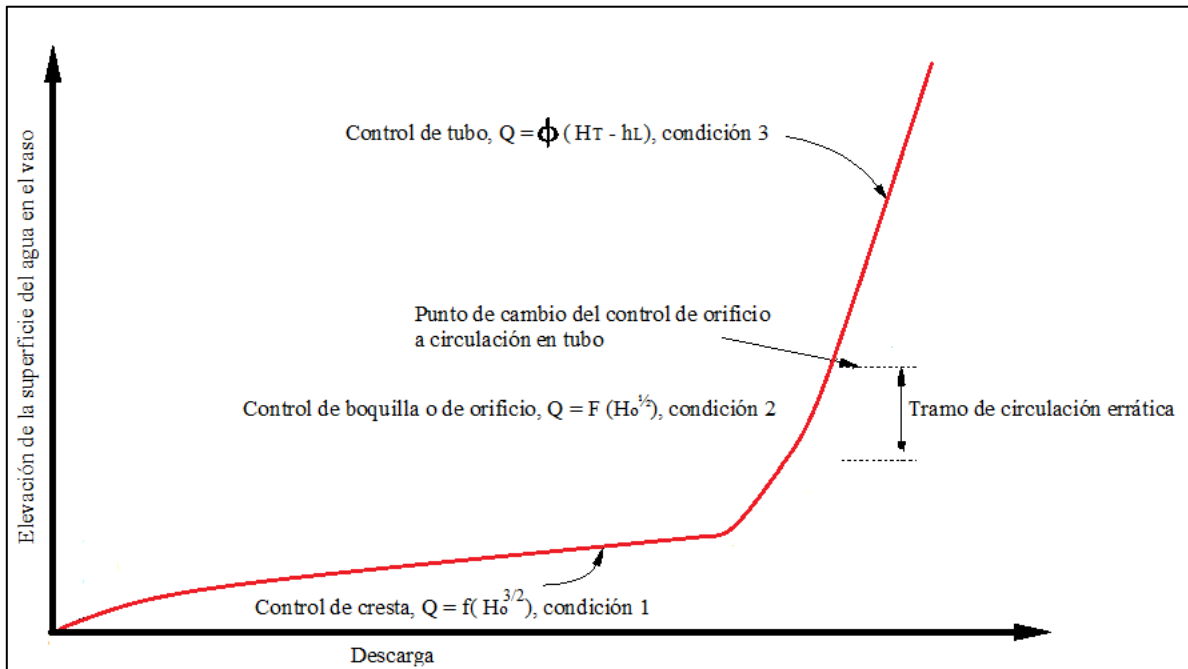


Ilustración 4.2 Curva típica de Elevación - Descarga para un vertedor de embudo (Arreguin & Alcocer-Yamanaka, 2011)

Este funcionamiento representa una ventaja, cuando trabaja a descarga libre, puesto que se puede incrementar el flujo sin que esto repercuta en el nivel sobre la calle; por tanto, el diseño de una captación de estas características debe garantizar su funcionamiento dentro de este rango.

El uso de un vertedor de embudo, como obra de captación para alcantarillado pluvial, puede significar menor volumen de excavación y debido a su forma cónica el espesor de pared es menor con respecto de otros tipos de bocas de tormenta.

Este puede ser utilizado en zonas donde el volumen de agua a desalojar requiera de una coladera transversal muy grande o una gran cantidad de coladeras de banquetas y donde el arrastre de sólidos no represente un problema serio.

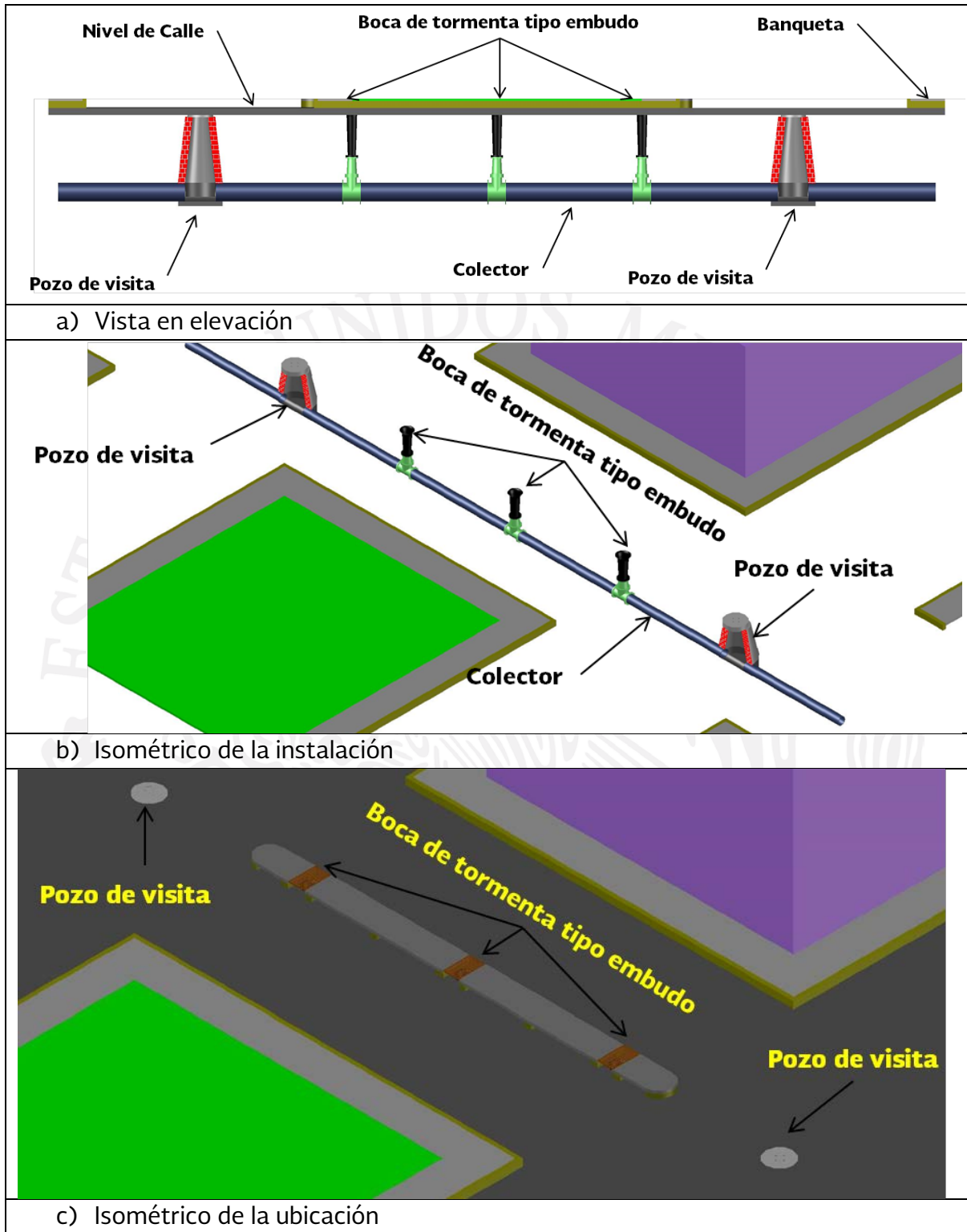


Ilustración 4.3 Uso de bocas de tormenta tipo embudo

4.1.1.1. BOCA DE TORMENTA TIPO EMBUDO

Para la boca de tormenta de tipo embudo, se utilizarán como parámetros de diseño los siguientes:

$$S_L = 0.010 \text{ m/m}$$

$$S_X = 0.010 \text{ m/m}$$

$$n = 0.016$$

$$Q_D = 250 \text{ l/s} = 0.25 \text{ m}^3/\text{s}$$

Paso 1. Cálculo de la propagación, T, Usando la Ecuación 3.2.

$$T = \left(\frac{Qn}{K_u S_x^{1.67} S_L^{0.5}} \right)^{0.375} = \left(\frac{0.025(0.016)}{(0.376)(0.010)^{1.67}(0.010)^{0.5}} \right)^{0.375} = 3.25 \text{ m}$$

Paso 2. Cálculo de la profundidad

$$d = TS_X = 3.25(0.010) = 0.325$$

Paso 3. Se diseñará un embudo utilizando en criterio de diseño hidráulico de vertedores de embudo (USBR, 1987) para:

$$Q_D = 250 \frac{\text{L}}{\text{s}} = 0.25 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = 8.83 \frac{\text{ft}^3}{\text{s}}$$

$$H_0 = 0.3 \text{ m} = 0.98 \text{ ft}$$

Asumiendo $\frac{P}{R_s} \geq 2$ y $R_s = 0.25 \text{ m} = 0.82 \text{ ft}$, entonces:

$$\frac{H_0}{R_s} = \frac{0.98 \text{ ft}}{0.82 \text{ ft}} = 1.2 \quad \text{Ecuación 4.1}$$

De la Ilustración 4.4 se obtiene el valor del coeficiente de descarga $C_0 = 1.7$.

$$Q = C_0(2\pi R_s)H_0^{2/3} = 1.7(2)\pi(0.82)(0.98^{2/3}) = 8.55 \frac{\text{ft}^3}{\text{s}} = 0.24 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \quad \text{Ecuación 4.2}$$

Entonces la descarga resulta:

Asumiendo $\frac{P}{R_s} \geq 2$ y $R_s = 0.25 \text{ m} = 0.82 \text{ ft}$, entonces:

$$\frac{H_0}{R_s} = \frac{0.98 \text{ ft}}{0.82 \text{ ft}} = 1.2 \quad \text{Ecuación 4.3}$$

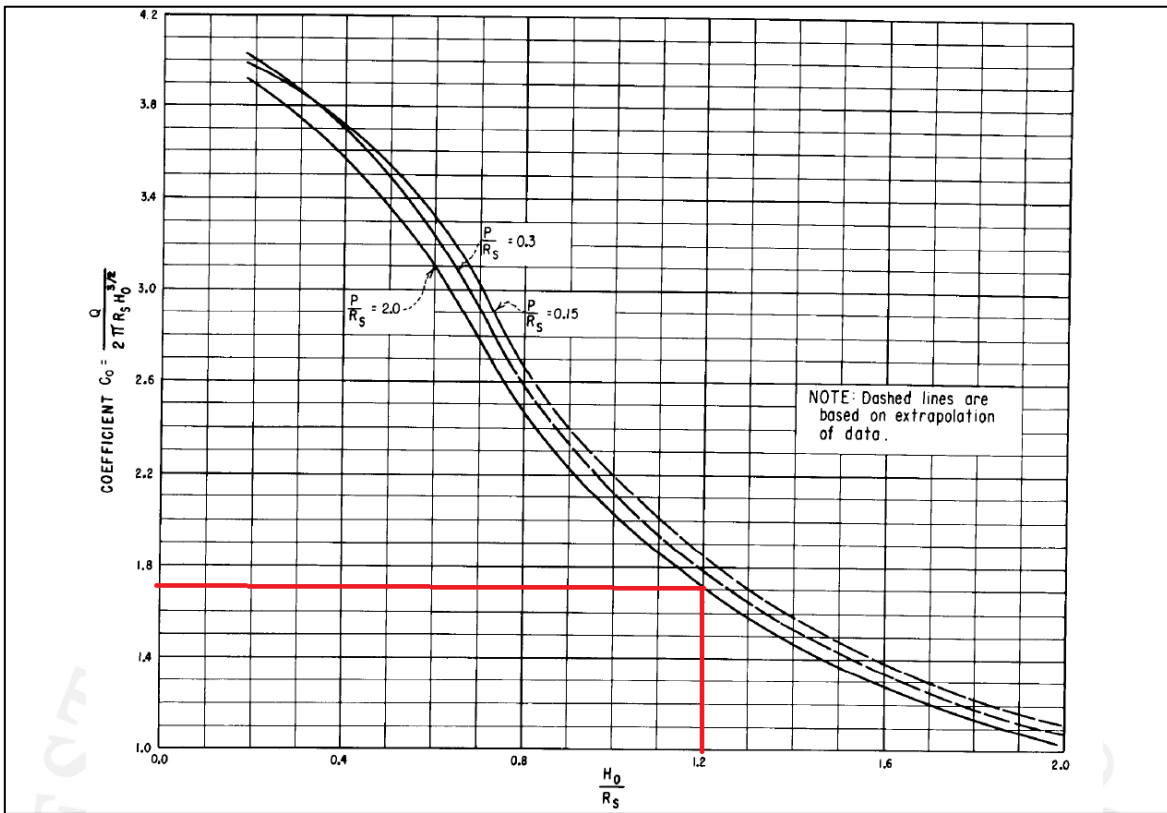


Ilustración 4.4 Relación entre el coeficiente de descarga C_o y H_0/R_s para diferentes profundidades (USBR, 1987)

Con ayuda de la Ilustración 4.5 se obtiene el valor de $H_s = 1.017H_0 = 1.1017(0.98) = 1.001 \text{ ft}$.

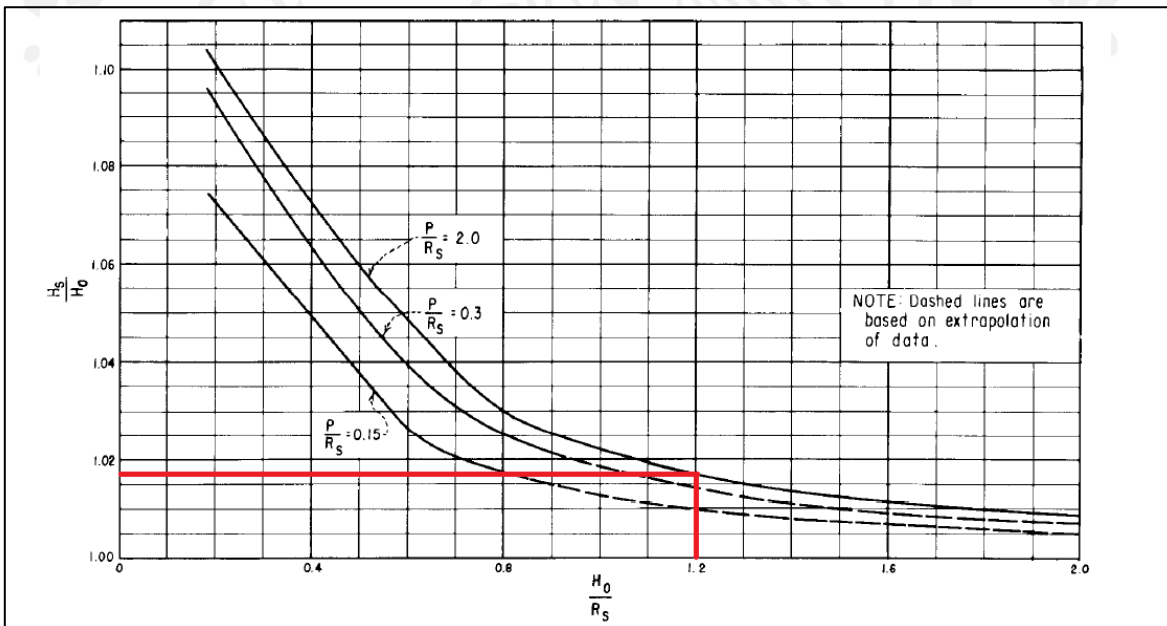


Ilustración 4.5 Relación entre H_s/H_0 y H_0/R_s para vertedores de embudo

Tabla 4.1 Coordenadas del perfil de la creta

Perfil Aguas arriba						Perfil Aguas abajo					
x/Hs	y/Hs	x	y	x	y	x/Hs	y/Hs	x	y	x	y
		ft	ft	m	m			ft	ft	m	m
0	0	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.093	0	0.093	0.000	0.028	0.000
0.01	0.0086	0.010	0.009	0.003	0.00262	0.120	0.02	0.120	0.020	0.037	-0.006
0.02	0.014	0.020	0.014	0.006	0.00427	0.140	0.04	0.140	0.040	0.043	-0.012
0.03	0.0168	0.030	0.017	0.009	0.00513	0.155	0.06	0.155	0.060	0.047	-0.018
0.04	0.0176	0.040	0.018	0.012	0.00537	0.169	0.08	0.169	0.080	0.052	-0.024
0.05	0.0168	0.050	0.017	0.015	0.00513	0.180	0.1	0.180	0.100	0.055	-0.031
0.06	0.0147	0.060	0.015	0.018	0.00448	0.204	0.15	0.204	0.150	0.062	-0.046
0.07	0.0114	0.070	0.011	0.021	0.00348	0.224	0.2	0.224	0.200	0.068	-0.061
0.08	0.007	0.080	0.007	0.024	0.00214	0.239	0.25	0.239	0.250	0.073	-0.076
0.09	0.0018	0.090	0.002	0.027	0.00055	0.251	0.3	0.251	0.300	0.077	-0.092
						0.271	0.4	0.271	0.400	0.083	-0.122
						0.287	0.5	0.287	0.500	0.088	-0.153
						0.300	0.6	0.300	0.601	0.092	-0.183
						0.320	0.8	0.320	0.801	0.098	-0.244
						0.332	1	0.332	1.001	0.101	-0.305
						0.340	1.2	0.340	1.201	0.104	-0.366
						0.344	1.4	0.344	1.401	0.105	-0.427

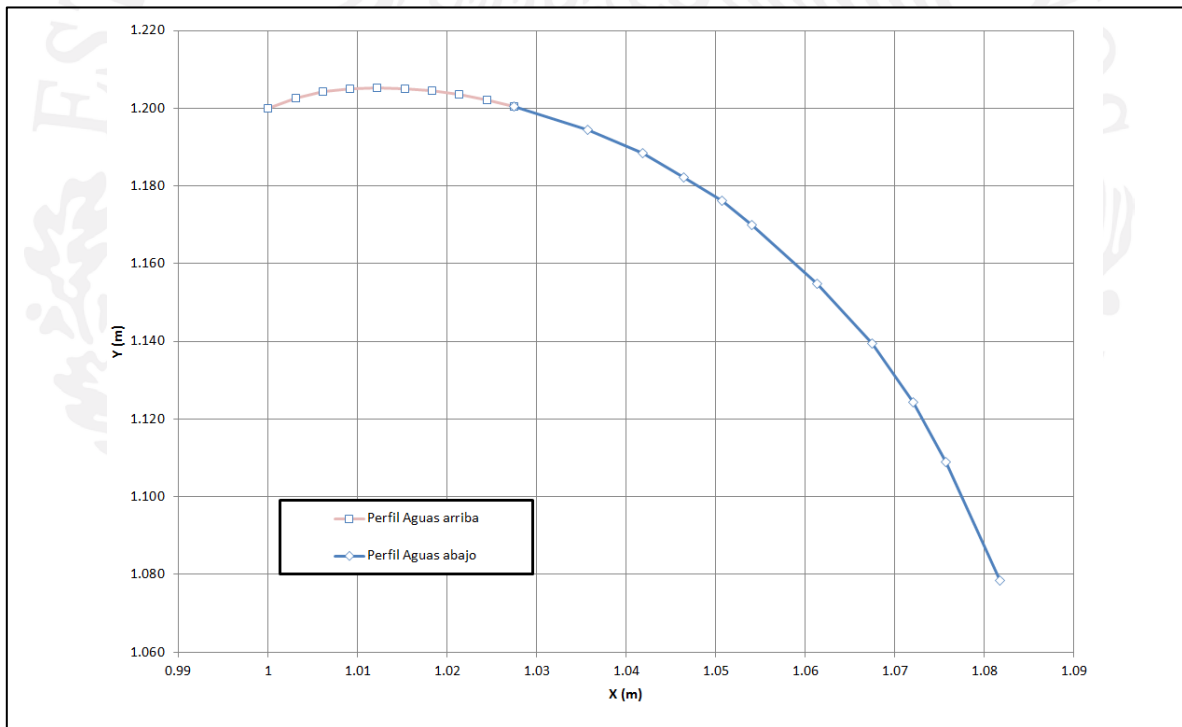


Ilustración 4.7 Perfil de la creta del vertedor

El siguiente paso es determinar la forma de la transición requerida para transportar el flujo de $Q = 8.55 \frac{ft^3}{s} = 0.24 \frac{m^3}{s}$, con $H_0 = 0.984 ft = 0.3 m$. Esta forma está determinada por:

$$R = 0.204 \frac{Q_a^{1/2}}{H_a^{1/4}}$$

Ecuación 4.4

Donde H_a es igual a la distancia entre la superficie libre del agua y el punto considerado.

Los puntos de la transición se presentan en la Tabla 5.2. La Ilustración 4.8 muestra el perfil de la cresta calculado y el perfil de la transición.

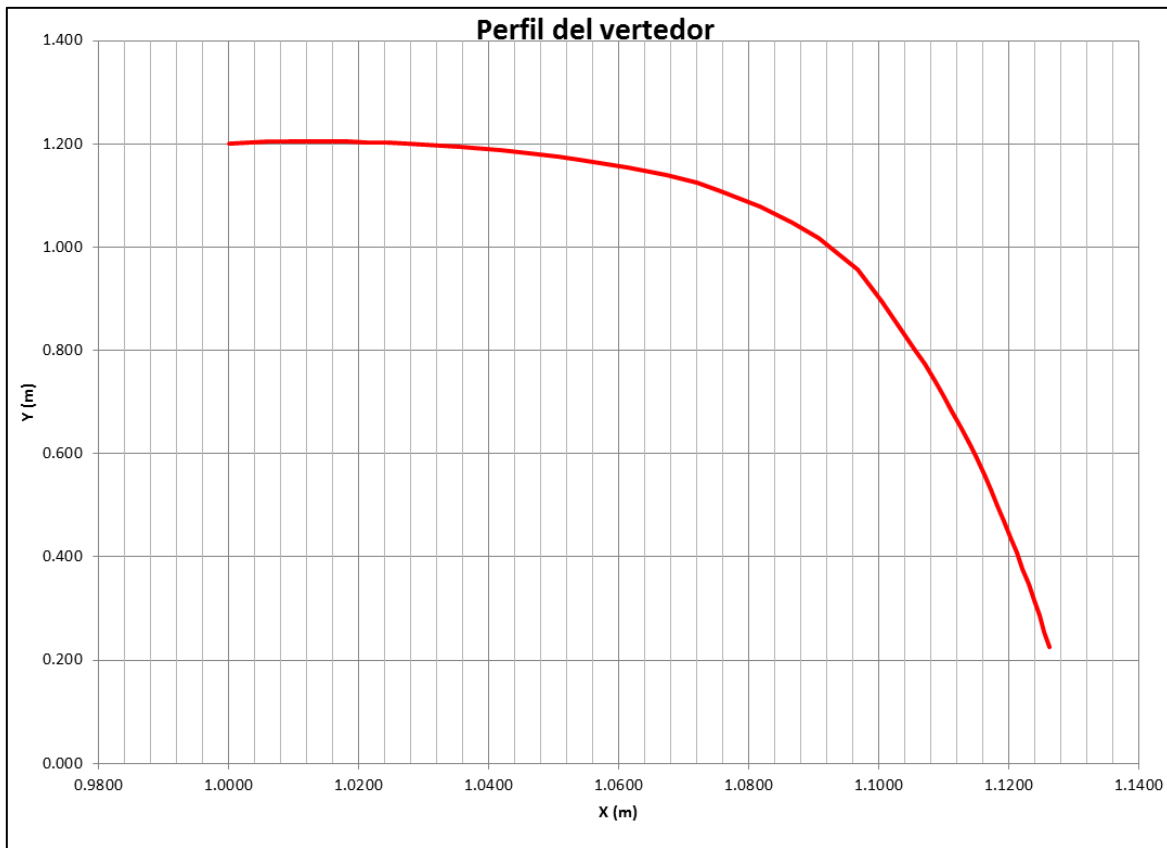


Ilustración 4.8 Perfil final del vertedor

Tabla 4.2 Perfil de la transición

Transición						
Elevación	Ha	R	Elevación	R	x	y
ft	ft	ft	m	m	m	m
3.94	0.98	0.5990	1.20	0.1826	1.07	1.20
3.84	1.08	0.5847	1.17	0.1782	1.07	1.17
3.74	1.18	0.5720	1.14	0.1743	1.08	1.14
3.64	1.28	0.5605	1.11	0.1708	1.08	1.11
3.54	1.38	0.5501	1.08	0.1677	1.08	1.08
3.44	1.48	0.5406	1.05	0.1648	1.09	1.05
3.34	1.58	0.5318	1.02	0.1621	1.09	1.02
3.24	1.68	0.5238	0.99	0.1596	1.09	0.99

Transición						
Elevación	Ha	R	Elevación	R	x	y
ft	ft	ft	m	m	m	m
3.14	1.78	0.5163	0.96	0.1574	1.09	0.96
3.04	1.88	0.5093	0.93	0.1552	1.09	0.93
2.94	1.98	0.5027	0.90	0.1532	1.10	0.90
2.84	2.08	0.4966	0.86	0.1514	1.10	0.86
2.74	2.18	0.4908	0.83	0.1496	1.10	0.83
2.64	2.28	0.4853	0.80	0.1479	1.10	0.80
2.54	2.38	0.4802	0.77	0.1464	1.10	0.77
2.44	2.48	0.4753	0.74	0.1449	1.11	0.74
2.34	2.58	0.4706	0.71	0.1434	1.11	0.71
2.24	2.68	0.4662	0.68	0.1421	1.11	0.68
2.14	2.78	0.4619	0.65	0.1408	1.11	0.65
2.04	2.88	0.4579	0.62	0.1396	1.11	0.62
1.94	2.98	0.4540	0.59	0.1384	1.11	0.59
1.84	3.08	0.4502	0.56	0.1372	1.11	0.56
1.74	3.18	0.4467	0.53	0.1361	1.11	0.53
1.64	3.28	0.4432	0.50	0.1351	1.11	0.50
1.54	3.38	0.4399	0.47	0.1341	1.12	0.47
1.44	3.48	0.4367	0.44	0.1331	1.12	0.44
1.34	3.58	0.4336	0.41	0.1322	1.12	0.41
1.24	3.68	0.4307	0.38	0.1313	1.12	0.38
1.14	3.78	0.4278	0.35	0.1304	1.12	0.35
1.04	3.88	0.4250	0.32	0.1295	1.12	0.32
0.94	3.98	0.4223	0.29	0.1287	1.12	0.29
0.84	4.08	0.4197	0.26	0.1279	1.12	0.26
0.74	4.18	0.4172	0.22	0.1272	1.12	0.22

Tabla 4.3 Coordenadas del vertedor y el radio correspondiente

Perfil del vertedor								
x	y	R	x	y	R	x	y	R
m	m	m	m	m	m	m	m	m
1.0000	1.2000	0.2500	1.0613	1.1548	0.1887	1.1138	0.6209	0.1362
1.0031	1.2026	0.2469	1.0674	1.1395	0.1826	1.1150	0.5904	0.1350
1.0061	1.2043	0.2439	1.0720	1.1243	0.1780	1.1161	0.5599	0.1339
1.0092	1.2051	0.2408	1.0757	1.1090	0.1743	1.1172	0.5294	0.1328
1.0122	1.2054	0.2378	1.0818	1.0785	0.1682	1.1183	0.4990	0.1317
1.0153	1.2051	0.2347	1.0866	1.0480	0.1634	1.1193	0.4685	0.1307
1.0183	1.2045	0.2317	1.0906	1.0175	0.1594	1.1202	0.4380	0.1298
1.0214	1.2035	0.2286	1.0967	0.9565	0.1533	1.1212	0.4075	0.1288
1.0244	1.2021	0.2256	1.1004	0.8954	0.1496	1.1221	0.3770	0.1279
1.0275	1.2005	0.2225	1.1054	0.8038	0.1446	1.1230	0.3466	0.1270
1.0357	1.1944	0.2143	1.1070	0.7733	0.1430	1.1238	0.3161	0.1262
1.0418	1.1883	0.2082	1.1085	0.7428	0.1415	1.1246	0.2856	0.1254
1.0464	1.1822	0.2036	1.1099	0.7123	0.1401	1.1254	0.2551	0.1246
1.0506	1.1761	0.1994	1.1113	0.6818	0.1387	1.1262	0.2246	0.1238
1.0540	1.1700	0.1960	1.1126	0.6514	0.1374			

La Ilustración 4.9 presenta el modelo tridimensional digital del vertedor de embudo convencional.

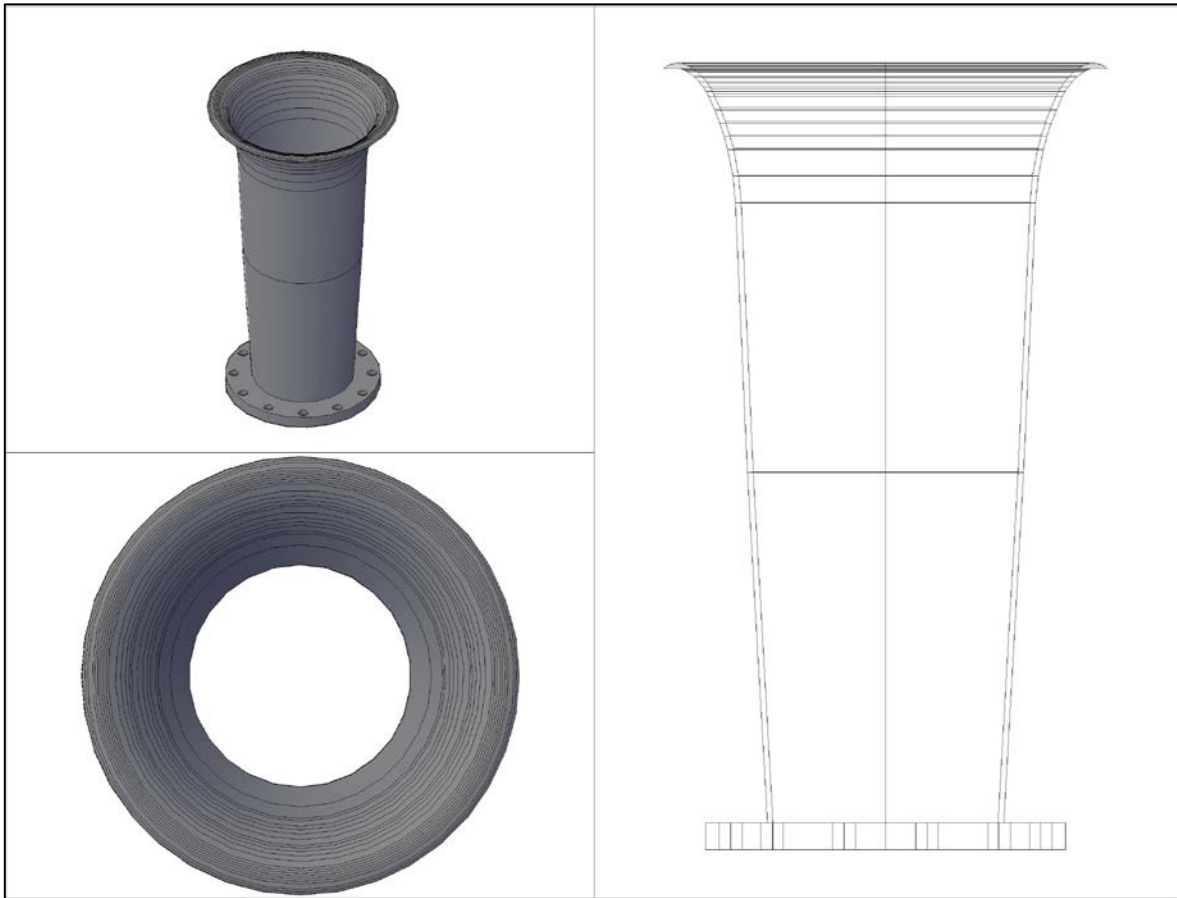


Ilustración 4.9 Modelo digital tridimensional para el vertedor de embudo convencional

4.1.2. BOCA DE TORMENTA DE PISO RECTANGULAR

Este tipo de captación es la más común, consiste en un pozo de visita o caja con una rejilla. Comercialmente se encuentran en dimensiones de (0.6 x 0.6)m, observe la Ilustración 4.10.

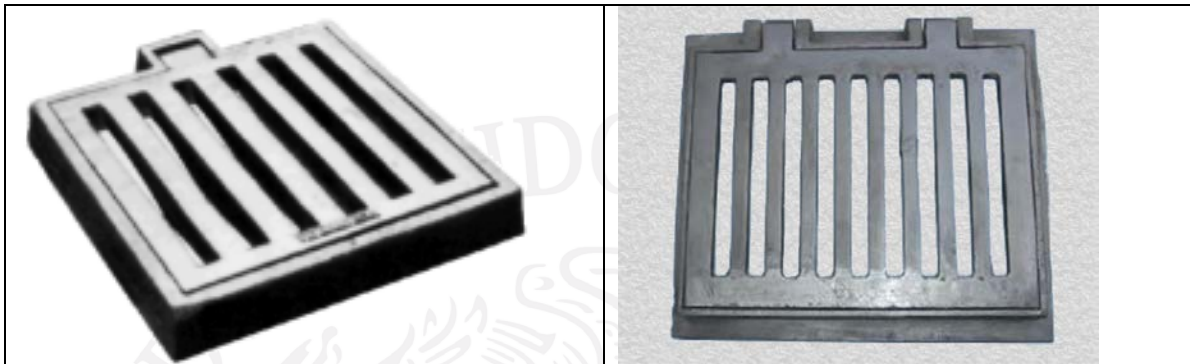


Ilustración 4.10 Ejemplo de rejillas comerciales

Sin embargo, este tipo de captación se encuentra en diversas dimensiones y materiales ya que se construyen de manera artesanal sin seguir algún reglamento o lineamiento. En muchas ocasiones se ajustan a las dimensiones de la vialidad o de las condiciones características del sitio (Ilustración 4.11).



Ilustración 4.11 Ejemplo de bocas de tormenta de piso

Complementariamente, se han desarrollado bocas de tormenta de estas características, con trampa de sólidos que han presentado buenos resultados, bajo condiciones ideales.



Ilustración 4.12 Boca de tormenta BT500 (<http://www.indupagsa.com/bocasdetormenta.html>) Ilustración 4.12

Por ejemplo, La boca de tormenta BT500 y la BsAs, desarrolladas por la empresa INDUPAG S. A en colaboración del INA (Instituto nacional del agua de la República Argentina), las cuales se diseñaron con un sistema conformado por captación en cordón y cuneta mediante reja de fondo con Canasto de retención de sólidos, observe la Ilustración 5.3 y Ilustración 5.4.

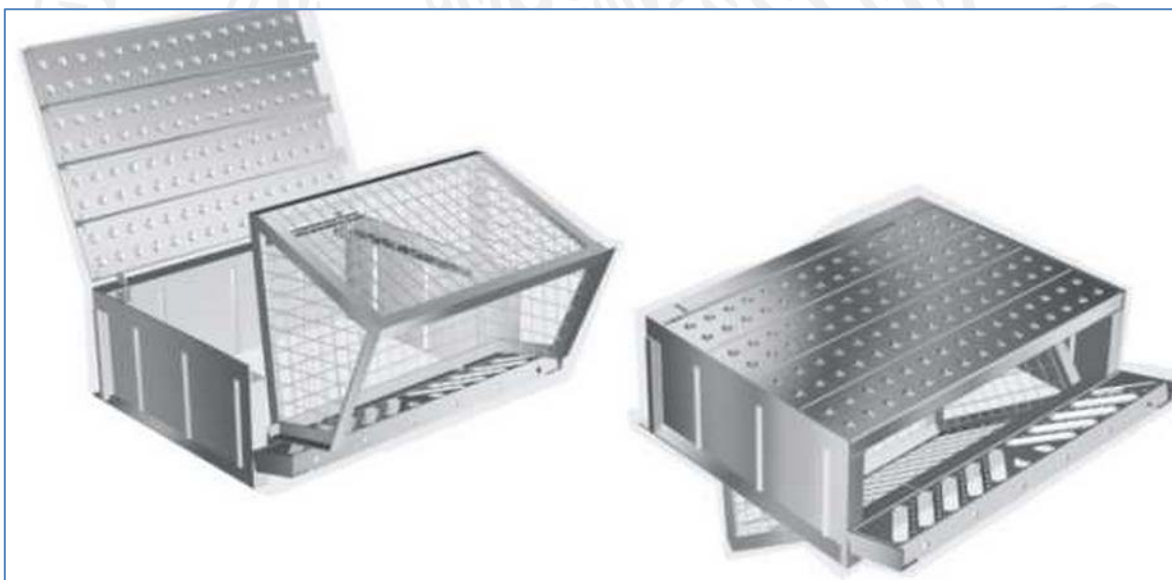


Ilustración 4.13 Boca de tormenta BsAs (<http://www.indupagsa.com/bocasdetormenta.html>)

El éxito de estos sistemas, como de cualquier infraestructura de alcantarillado pluvial, estará en función del mantenimiento previo y durante a la temporada de lluvias. Sin embargo, la experiencia nacional ha demostrado que el principal problema de los taponamientos en el sistema de drenaje es causado por el poco o nulo mantenimiento que reciben, principalmente en la temporada de estiaje.

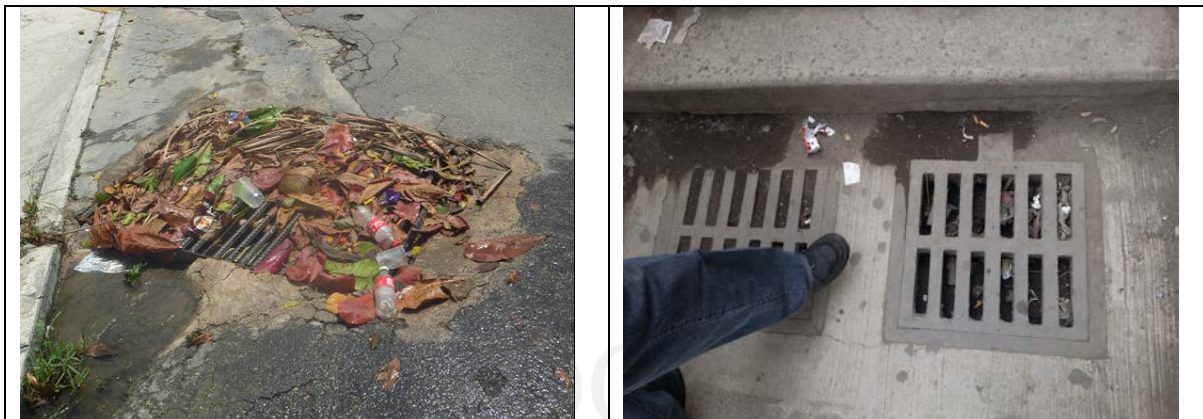


Ilustración 4.14 Bocas de tormenta azolvadas

Esto se agudiza cuando la población no es consciente de las implicaciones que puede tener el cuidado de la infraestructura de alcantarillado, observe Ilustración 4.14:



Ilustración 4.15 Problemática para la infraestructura de alcantarillado

Por tanto, se debe desarrollar una boca de tormenta que cumpla con tres características fundamentales:

- Evite el ingreso de solidos a la red de alcantarillado;
- Evite el taponamiento de la rejilla de ingreso y la saturación de la trampa de solidos;
- Sea operativa aun cuando no se realice mantenimiento constante;
- Sea compatible con la infraestructura existente en las redes de alcantarillado.



4.1.2.1. BOCA DE TORMENTA DE PISO AUTO LIMPIABLE

Tomando en cuenta las consideraciones anteriores, se propone un arreglo para una rejilla de (0.6 x 0.6)m la cual cuenta con un sistema de auto limpieza que consiste en una serie de limpiadores a lo largo de las aberturas de la rejilla y que desaloje cualquier solido atrapado por esta.

Los limpiadores estarán confinados entre las aberturas por medio de rieles en los costados y cuatro rodamientos plásticos (dos de cada lado) permitirán el fácil movimiento de estos a lo largo de la guía.

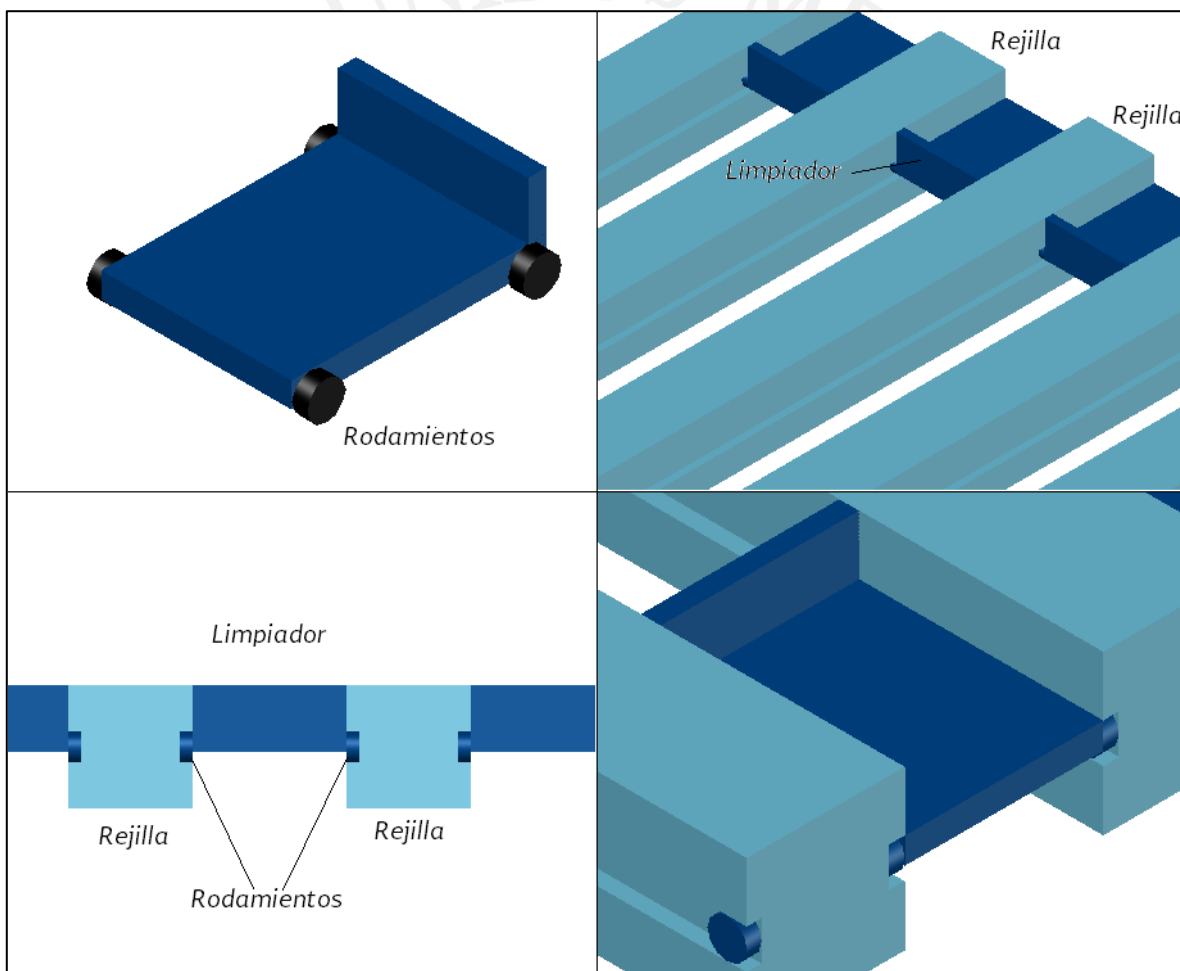


Ilustración 4.16 Limpiadores de rejilla

Estos limpiadores se moverán a través de una serie de pistones accionados por un balancín, el cual a su vez es movido por el propio ingreso de agua a la boca de tormenta.

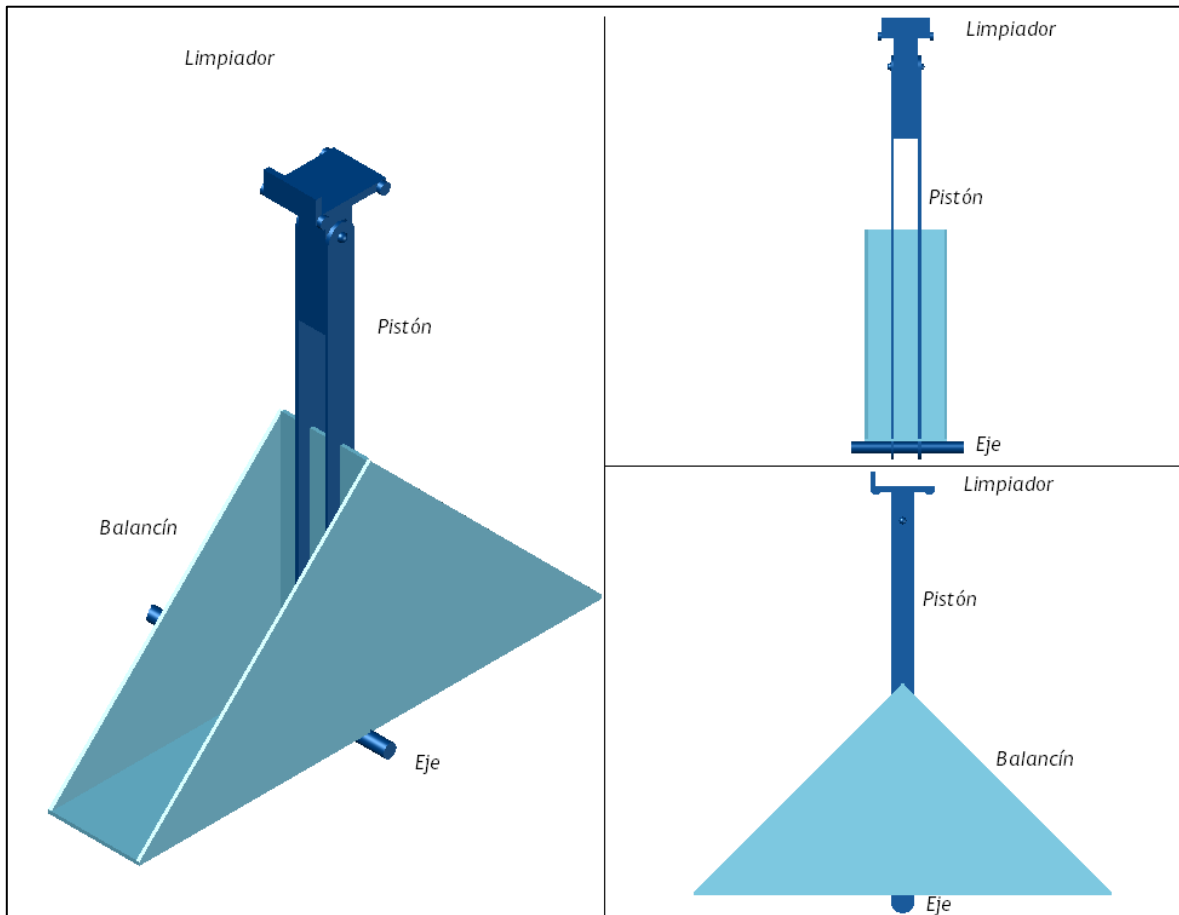


Ilustración 4.17 Sistema de balancín y pistón

Entonces, durante la ocurrencia del escurrimiento, la primer cámara se llena de agua (Ilustración 4.18a), por propio peso baja y se vierte el agua por el costado (Ilustración 4.18b); con este movimiento el limpiador se mueve a lo largo de la rejilla (Ilustración 4.18c) hasta que la segunda cámara se llena y regresa a la posición inicial (Ilustración 4.18). Este movimiento se repetirá mientras halla escurrimiento sobre la boca de tormenta.

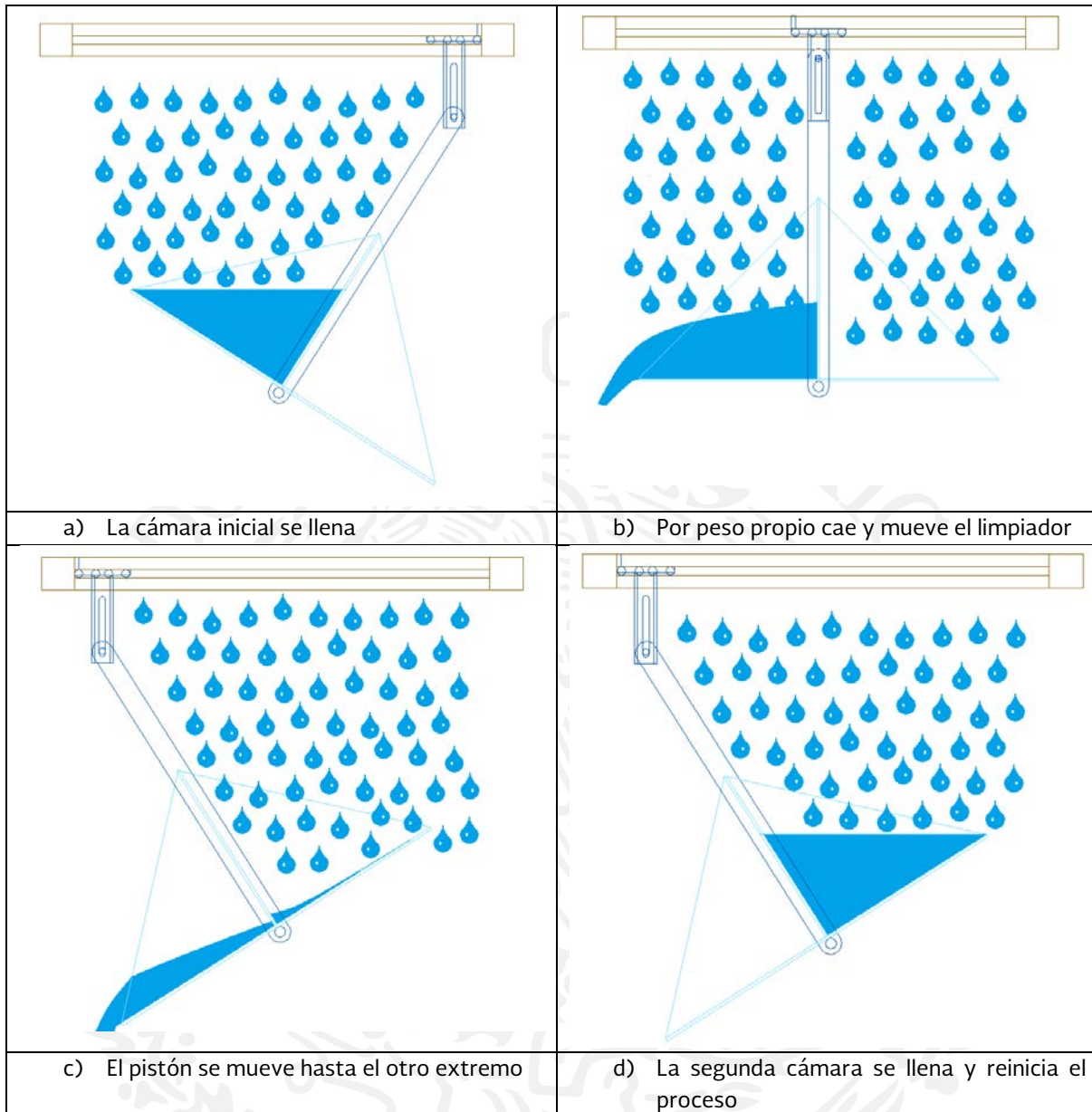


Ilustración 4.18 Funcionamiento del limpiador con balancín

El arreglo completo será independiente para cada limpiador, con esto se busca que si alguno de ellos se atora o se daña los otros sigan funcionando mientras se presente escurrimiento sobre la rejilla.

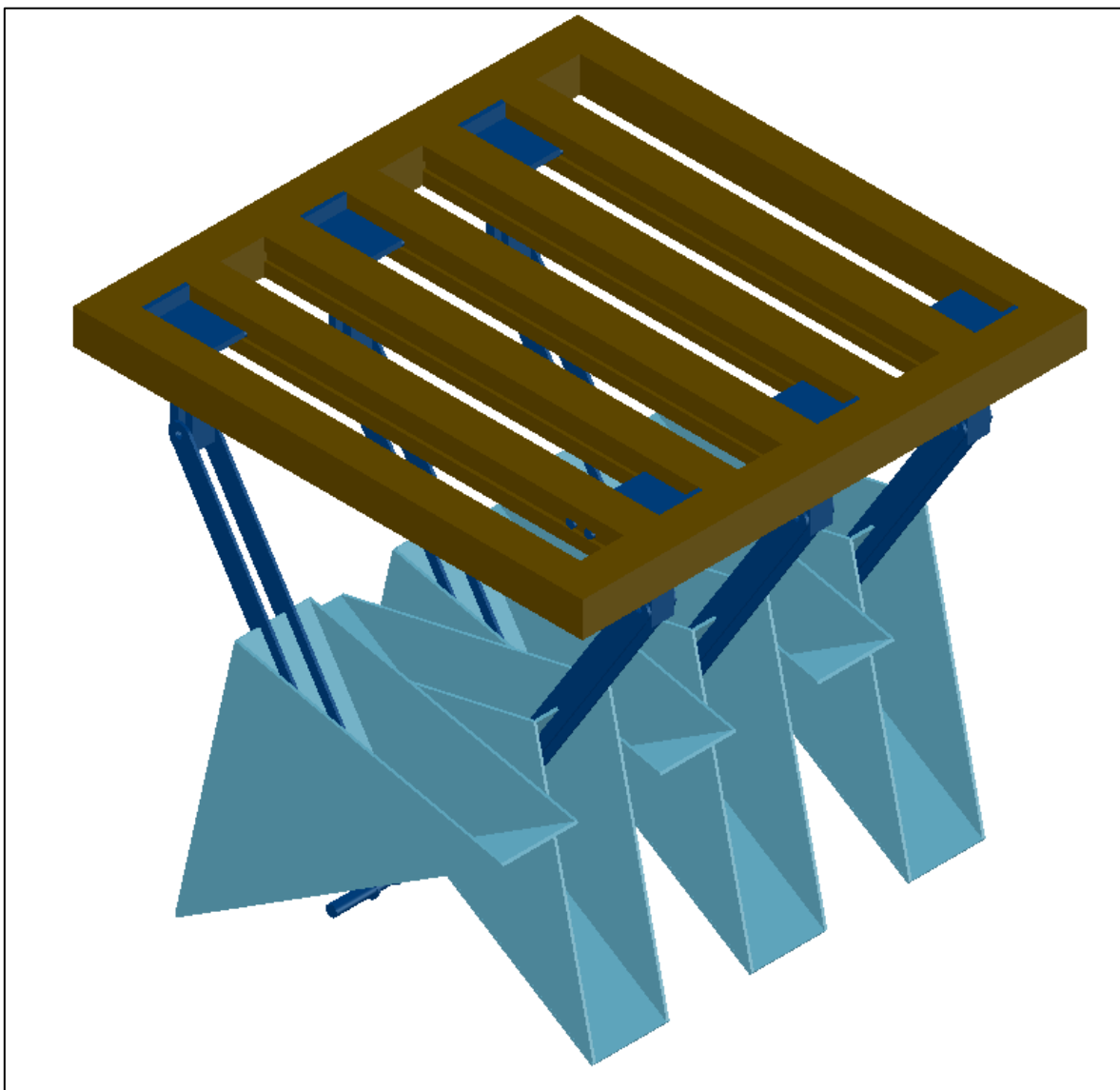


Ilustración 4.19 Arreglo completo para un rejilla de (0.6 x 0.6)m.

El arreglo se complementa con un par de canales colectores, que recoja el agua del balancín y una base donde se apoye el eje del sistema. Este dispositivo, puede ser instalado dentro de cualquier boca de tormenta con rejilla (0.6 x 0.6) m.

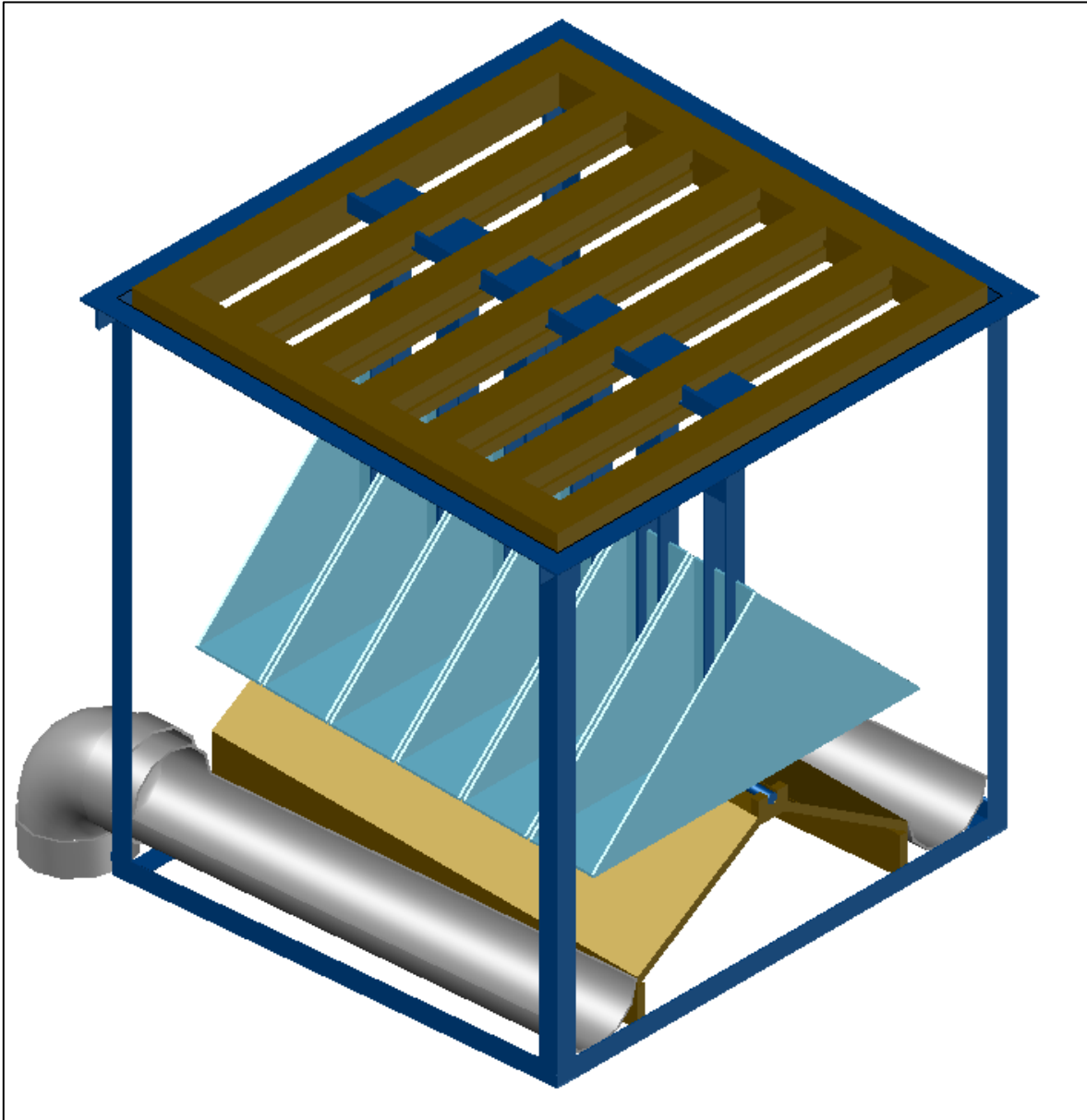


Ilustración 4.20 Boca de tormenta autolimpiable completa

4.2. DISEÑO DEL DISPOSITIVO DE ENSAYE

En función del tipo del modelo a instalar, las limitaciones técnicas del laboratorio y la precisión requerida en la medición de los parámetros en estudio. Se propone un dispositivo de ensaye de 7.00 metros de largo por 4.41 metros de ancho; la altura máxima es de 3 metros, con un área efectiva de ensaye de nueve metros cuadrados (3×3) m por un metro de alto.

El dispositivo de ensaye consta de tres partes (observe la Ilustración 4.21).

- Un tanque amortiguador;
- Un tanque de análisis y
- Una canal de descarga y medición.

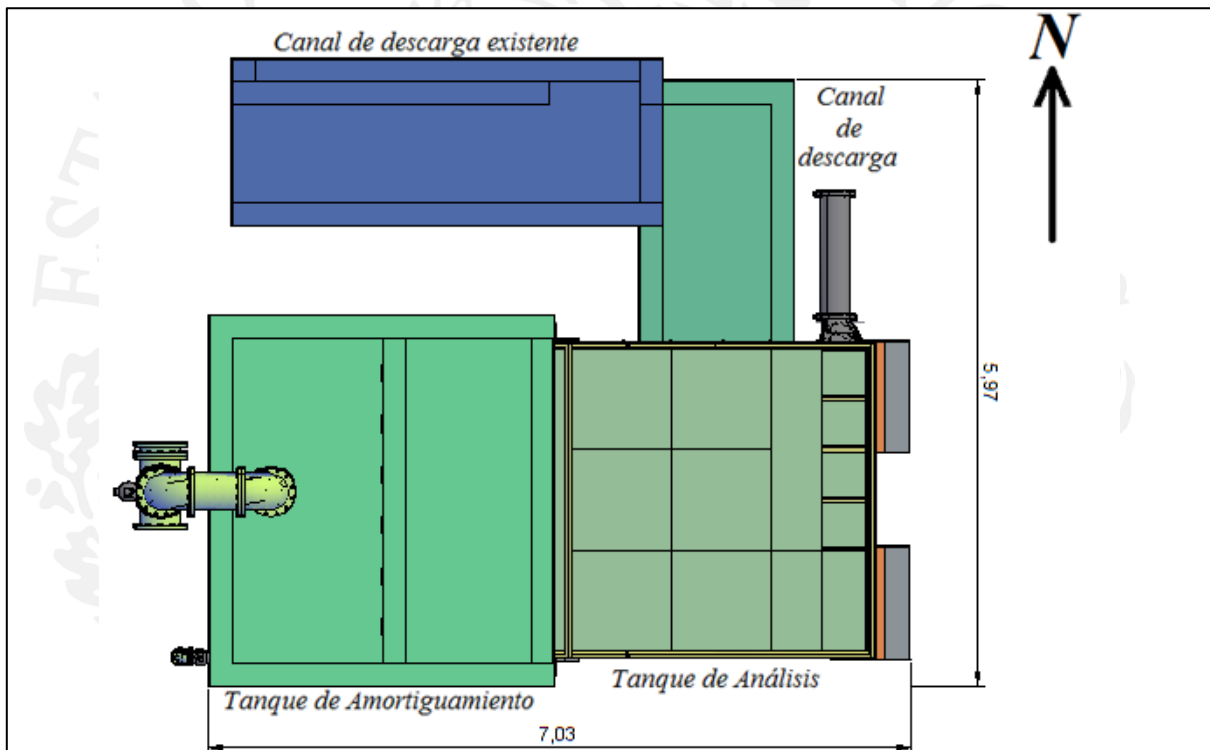


Ilustración 4.21 Dispositivo de ensaye (Vista en Planta)

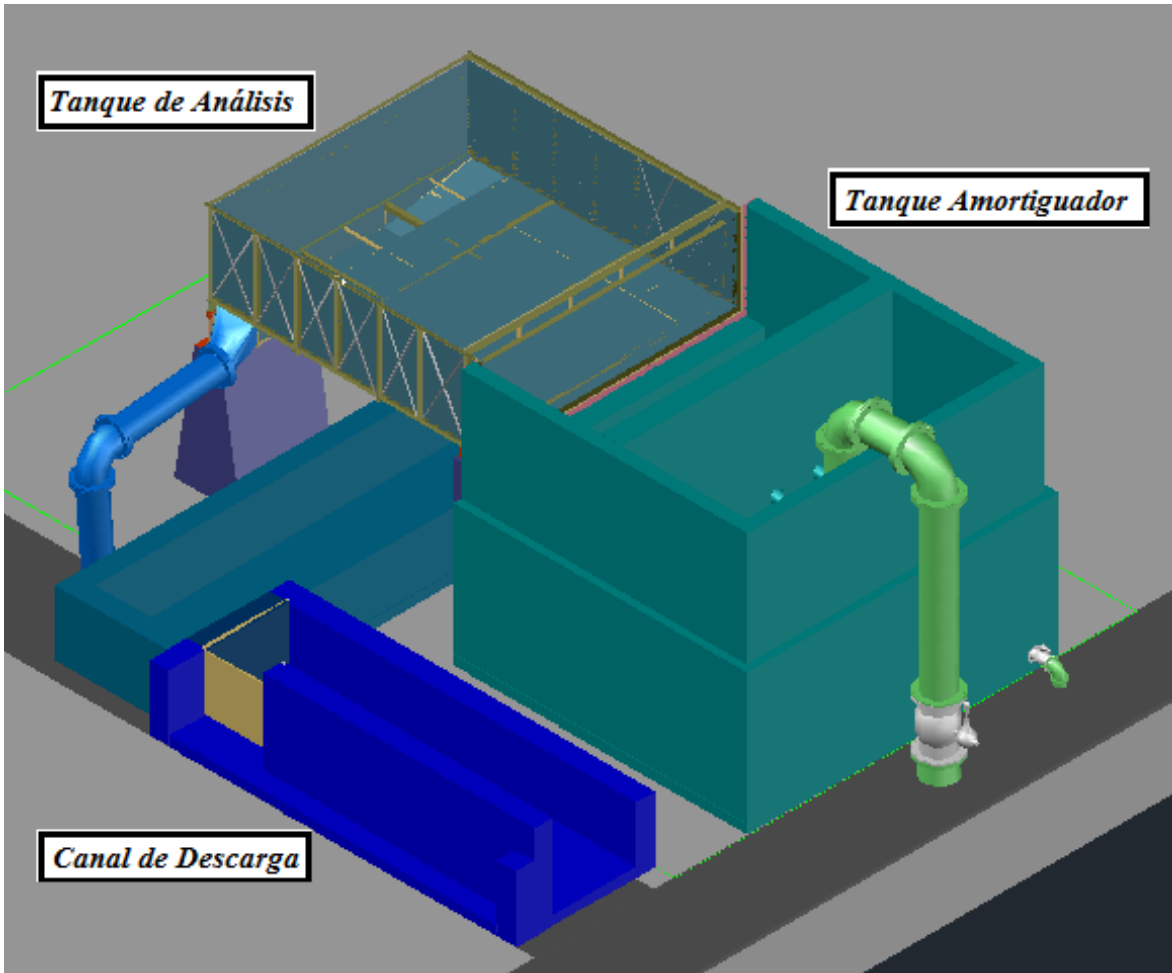


Ilustración 4.22 Dispositivo de ensaye (Vista en Isométrico)

El gasto se suministrará a un tanque amortiguador través de una tubería PVC de 12" de diámetro. El flujo, de la cámara 1, se conduce a la cámara dos a través de orificios en la pared interna del tanque; y de la cámara 2 hacia el área del modelo el flujo se suministrará a través de un vertedor rectangular que distribuirá el gasto de manera uniforme al tanque de análisis.

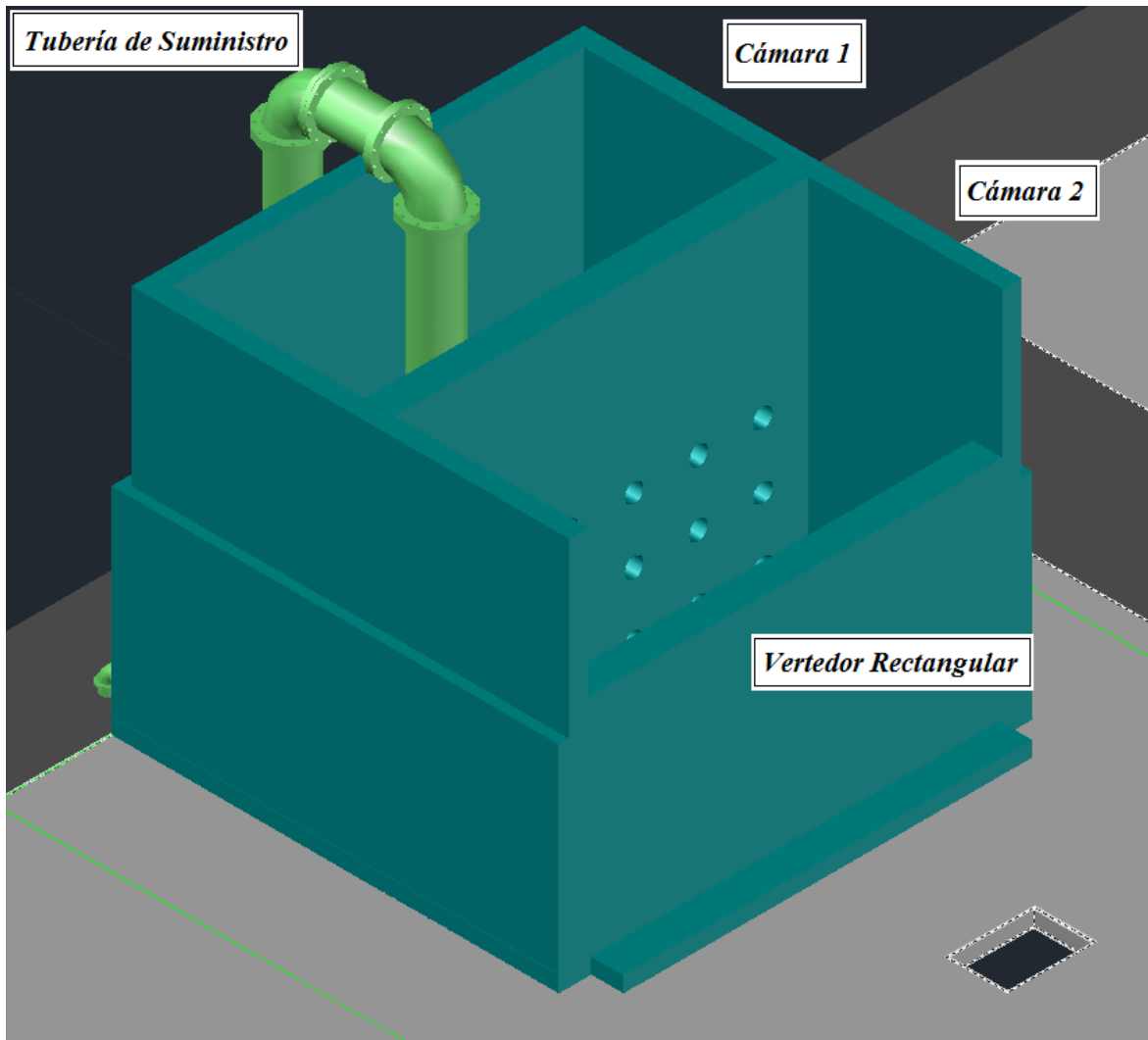


Ilustración 4.23 Tanques del dispositivo

El tanque de análisis es una estructura metálica de nueve metros cuadrados (3 x 3)m, a base de perfiles estructurales (IPR 4", ángulo de 1" y 2", solera de 1" y varilla #3) con fondo y paredes de acrílico transparente. La altura desde el piso hasta la base del tanque es de dos metros y la altura del tanque es de un metro.

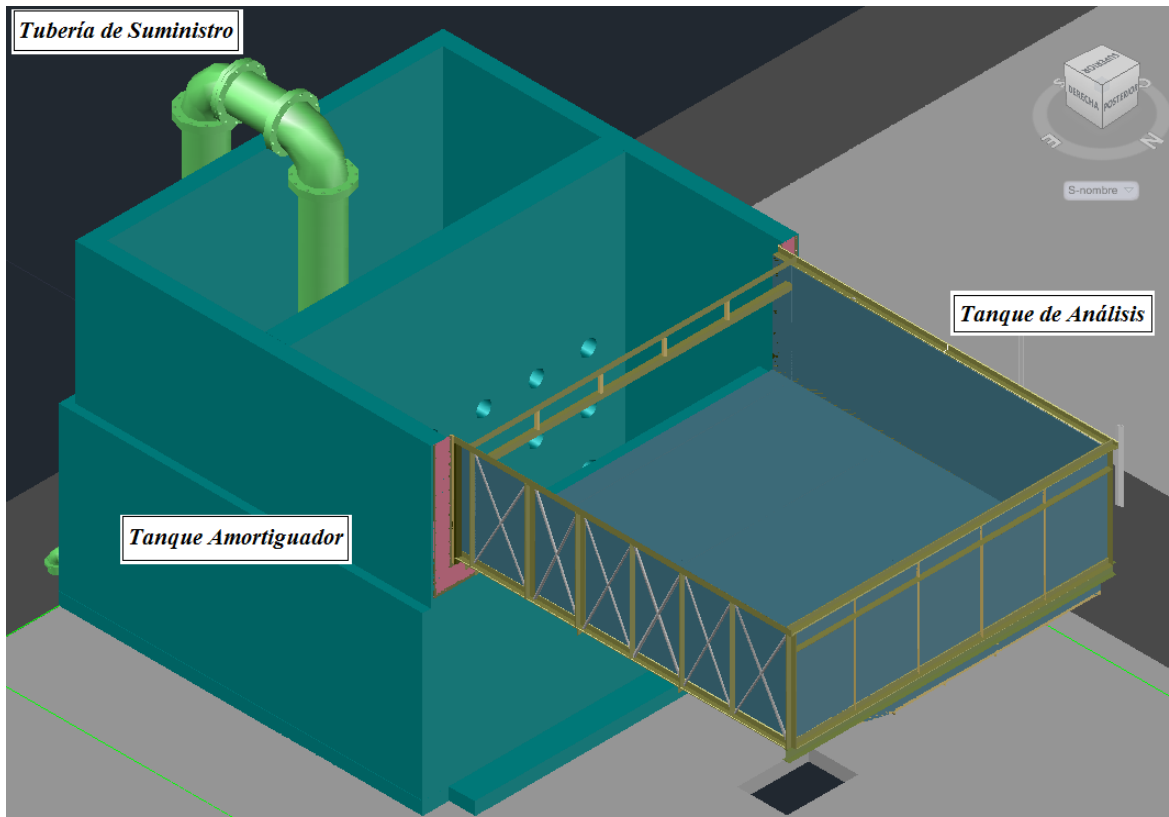


Ilustración 4.24 Tanque de Análisis con paredes de acrílico

El apoyo del tanque, sobre la cara oeste será articulado por medio de una serie de bisagras a base de placa de acero de $\frac{1}{2}$ " y pernos metálicos de 2" de diámetro. En la cara "este", el apoyo será sobre seis pistones roscados y construidos a base de perfil redondo de 2" de diámetro y 55 cm de largo, con una tuerca cada uno.

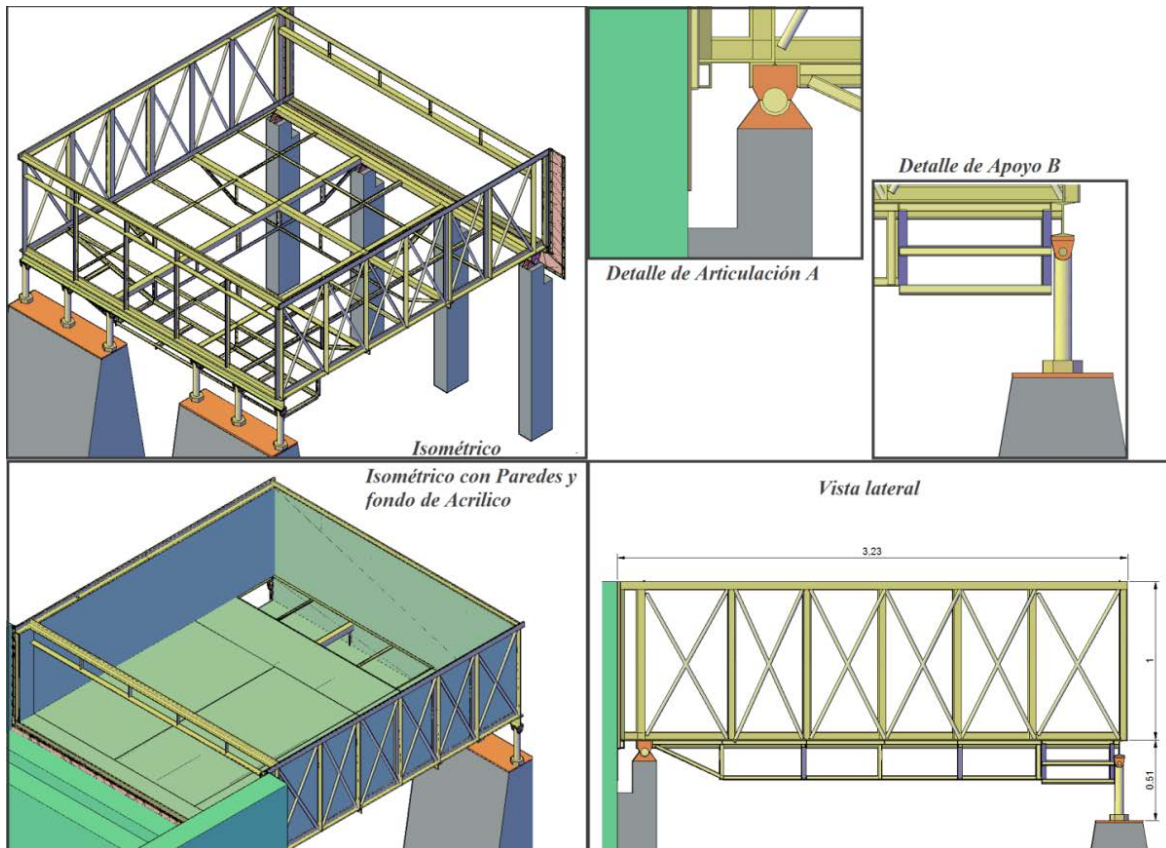


Ilustración 4.25 Detalle de Apoyo para el tanque de Análisis

Este sistema permitirá cambiar la pendiente del tanque de análisis. De esta manera, el dispositivo permitirá evaluar el funcionamiento de diversas estructuras hidráulicas para distintas condiciones de flujo.

Una vez que el flujo sea desalojado por el vertedor, se dirigirá a un canal colector en el cual se colocará un vertedor de pared delgada para medir el gasto, observe de la Ilustración 4.26.

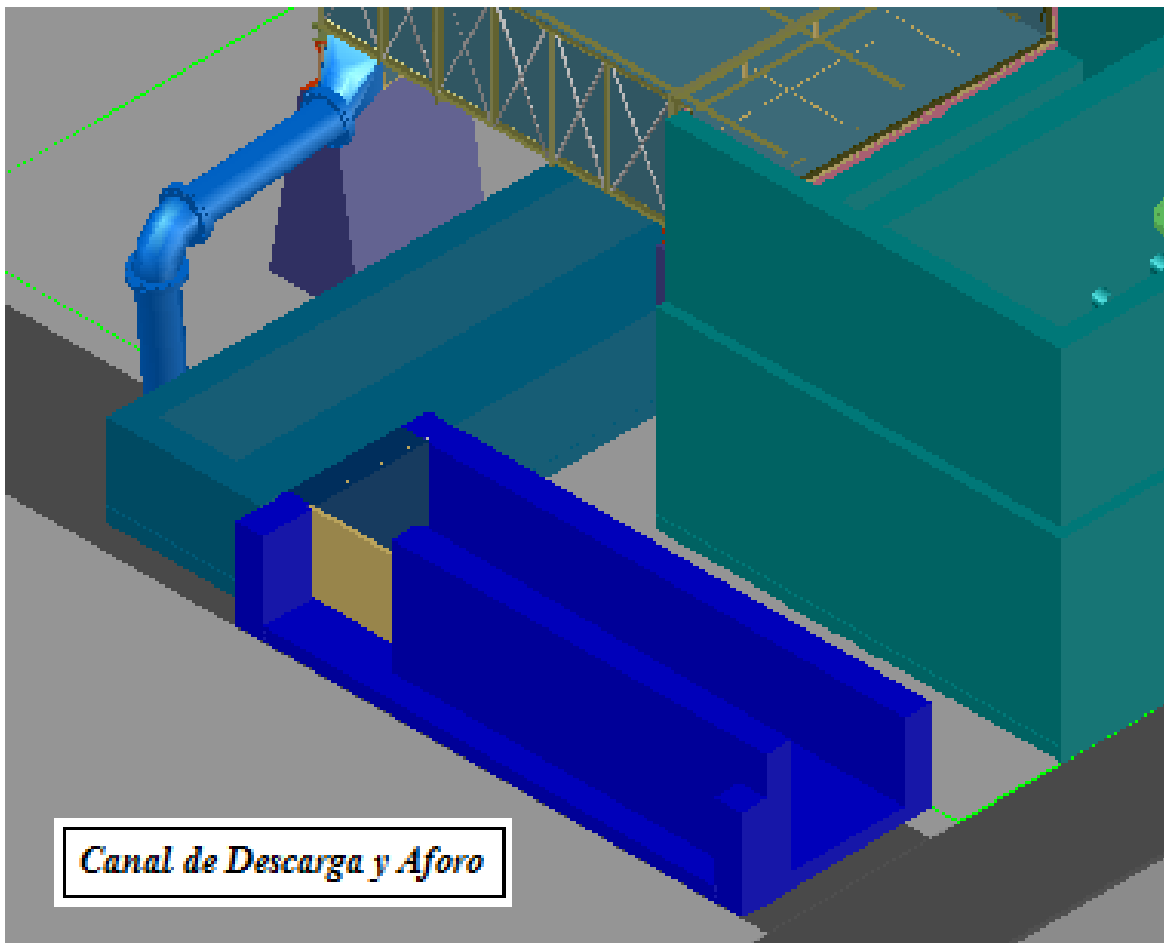


Ilustración 4.26 Configuración del canal colector

Dentro del tanque de análisis se podrán analizar diversas configuraciones para bocas de tormenta. La Ilustración 4.27 muestra el diseño de una boca de tormenta combinada, mientras que la Ilustración 4.28 muestra una transversal.

Para el caso de la boca de tormenta autolimpiable mostrada en la Ilustración 4.20, la configuración final se presenta en la .

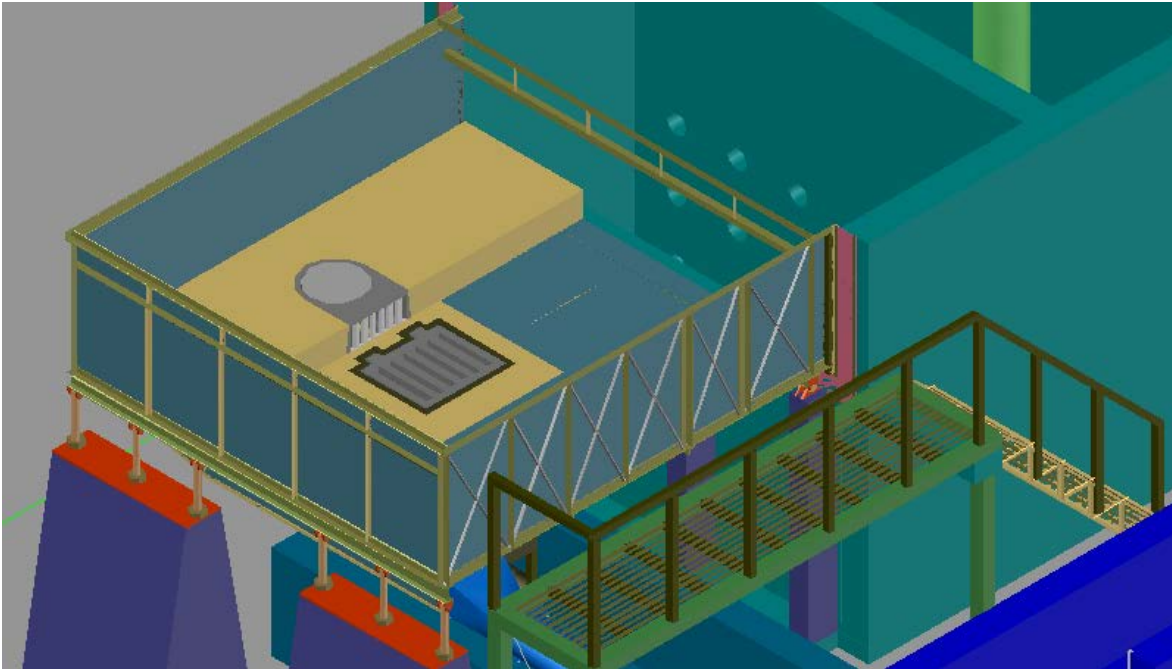


Ilustración 4.27 Ubicación del Modelo de Boca de Tormenta Combinado en el Dispositivo

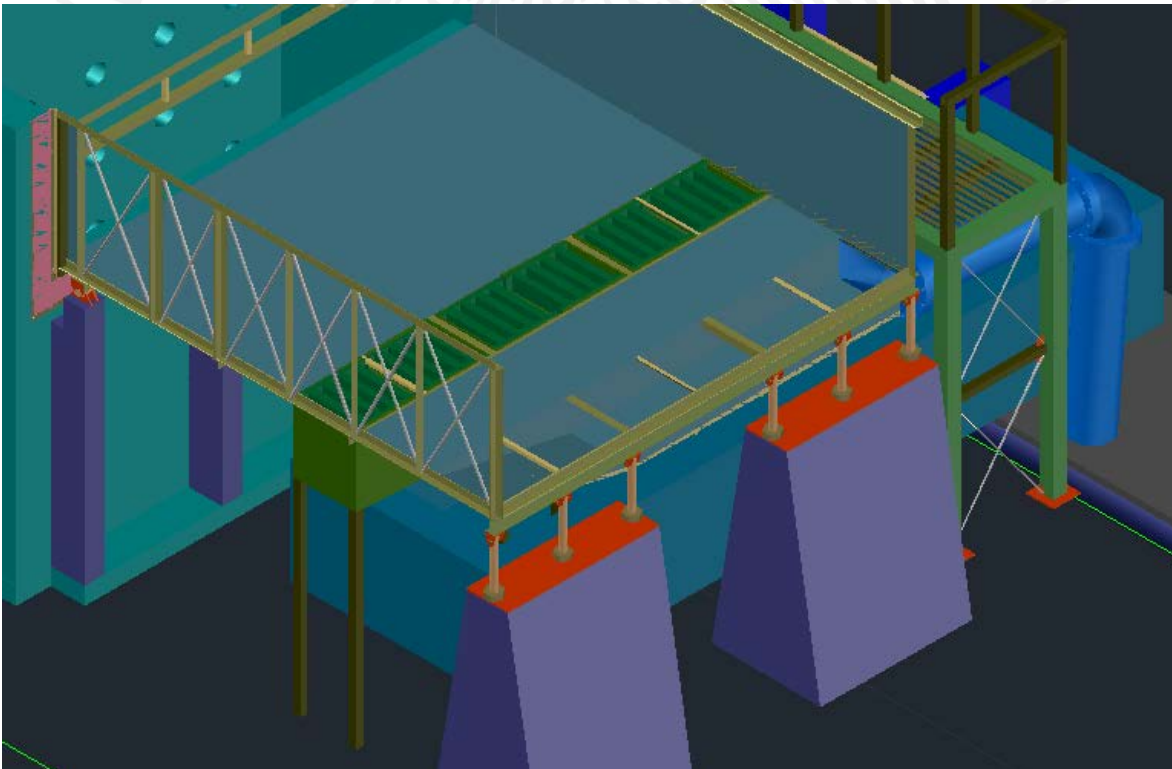


Ilustración 4.28 Ubicación del Modelo de Boca de Tormenta Transversal en el Dispositivo

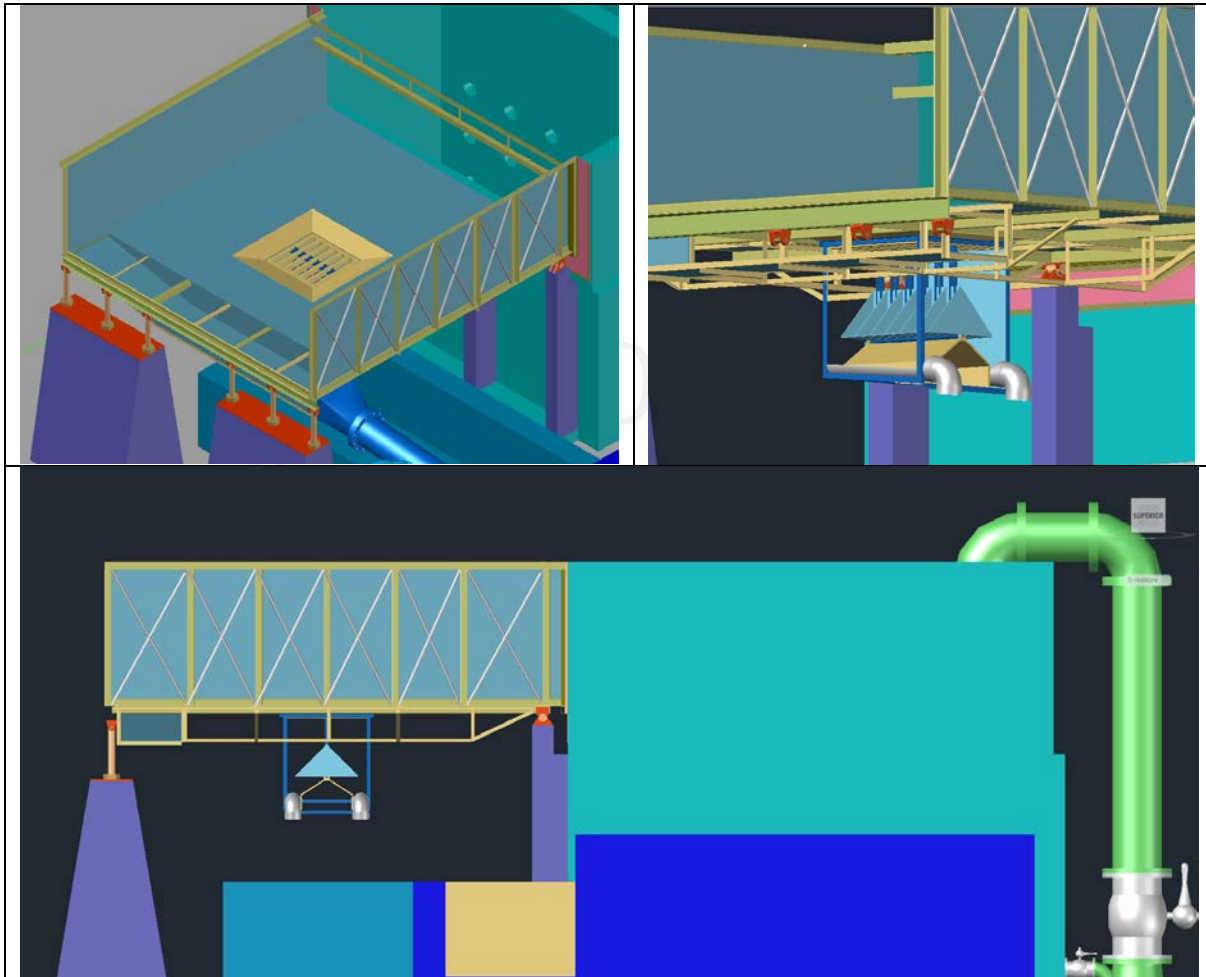


Ilustración 4.29 Ubicación de la boca de tormenta autolimpiable

5. GENERACIÓN DEL MODELO FÍSICO DE LA BOCA DE TORMENTA

5.1. CONSTRUCCIÓN DEL DISPOSITIVO DE ENSAYE

De acuerdo a las especificaciones del diseño presentado en la sección 4.1, el dispositivo de ensaye para el análisis de vertedores tipo embudo, se construyó en el interior del laboratorio “Enzo Levi” del instituto Mexicano de tecnología del agua.

5.1.1. CONSTRUCCIÓN DEL TANQUE DE AMORTIGUAMIENTO

El tanque de amortiguamiento se construyó a base de muros de mampostería reforzada con un espesor de 30 cm y una altura de tres metros. La Ilustración 5.1 presenta el proceso constructivo.



Ilustración 5.1 Proceso constructivo del tanque de amortiguamiento

5.1.2. CONSTRUCCIÓN DEL TANQUE DE ANÁLISIS

El tanque de análisis se construyó a base de perfiles estructurales, muros de acrílico y una base de madera, suspendido a una altura de dos metros. La Ilustración 5.2 presenta el proceso constructivo.



Ilustración 5.2 Proceso constructivo del tanque de análisis

5.1.3. CONSTRUCCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS SECUNDARIAS

Para el proceso de trabajo se construyeron algunas estructuras complementarias, como el canal de descarga que cuenta con un vertedor de pared delgada, para medir el flujo (Ilustración 5.3) y una pasarela para la correcta visualización de experimentos.



Ilustración 5.3 Proceso constructivo del conducto de descarga



Ilustración 5.4 Pasarela de apoyo

5.1.4. PRUEBAS Y MEDICIÓN EN EL MODELO FÍSICO

Una vez construido el modelo y su dispositivo se procedió a realizar las pruebas de llenado, hermeticidad y estabilidad estructural. Se identificaron diversos puntos con filtraciones, los cuales se repararon y se volvió a realizar la prueba. La Ilustración 5.5 presenta la prueba de llenado y hermeticidad, mientras que la Ilustración 5.6 presenta la prueba de estabilidad estructural.



Ilustración 5.5 Prueba de llenado y hermeticidad



Ilustración 5.6 Análisis de deformación

La Ilustración 5.7 presenta la comparación entre el modelo diseñado y el modelo real construido en laboratorio.



Ilustración 5.7 Comparación entre el diseño y la construcción

5.2. CONSTRUCCIÓN DEL PROTOTIPO DE BOCA DE TORMENTA TIPO EMBUDO

Se construyeron nueve modelos, de acuerdo con los cálculos presentados en el apartado 4.1.1.1, a base de fibra de vidrio sobre moldes de yeso, tal como se presenta en la Ilustración 5.8 y la Ilustración 5.9.



Ilustración 5.8 Proceso constructivo del molde para la boca de tormenta tipo embudo



Ilustración 5.9 Proceso constructivo de la boca de tormenta tipo embudo

5.3. CONSTRUCCIÓN DEL PROTOTIPO DE BOCA DE TORMENTA AUTOLIMPIABLE

Esta actividad se construyó y se instaló prototipo de boca de tormenta autolimpiable en el dispositivo de ensaye, de acuerdo con las especificaciones mostradas en la sección 4.2. El cuerpo de la boca de tormenta se construyó a base de perfil estructural y paredes de acrílico, tal como se muestra en la Ilustración 5.10.



Ilustración 5.10 Boca de tormenta y su dispositivo de ensaye

Posteriormente, ambos arreglos se instalaron en el dispositivo de ensaye tal como se muestra en la Ilustración 5.11.



Ilustración 5.11 Bocas de tormenta y su dispositivo de ensaye

6. PRUEBAS Y MEDICIÓN EN LOS MODELOS FÍSICOS

Los prototipos presentados, en el capítulo 5, se ensayaron para evaluar su funcionamiento, tomando como referencia el gasto desalojado, con respecto al nivel del agua sobre la superficie (Q, H).

El gasto se midió a través del vertedor de pared delgada instalado en el canal de descarga.

6.1. BOCA DE TORMENTA TIPO EMBUDO

El funcionamiento de la boca de tormenta tipo embudo, se presenta en la Tabla 6.1 y en la Ilustración 6.3, este vertedor se diseñó para un gasto de 50 l/s con un tirante máximo de 10 cm por encima de la cresta.

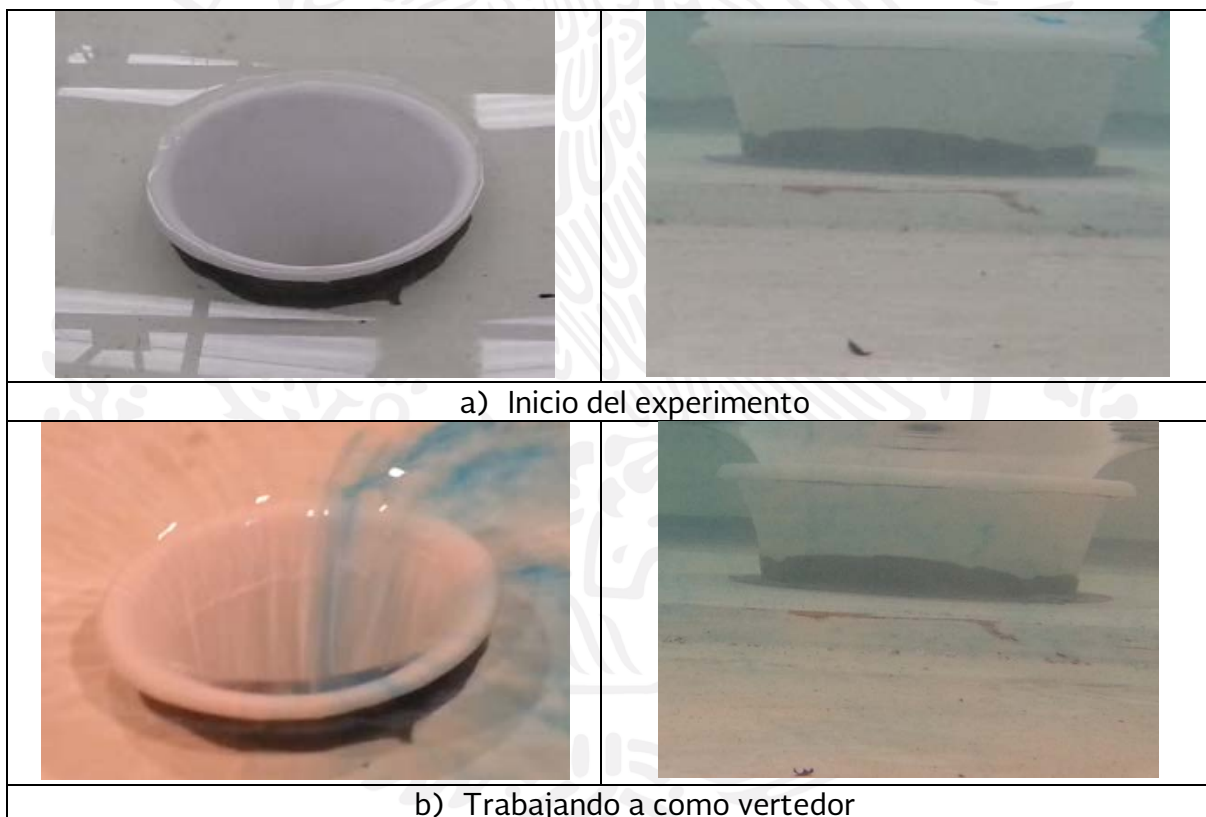


Ilustración 6.1 Etapas del funcionamiento de la boca de tormenta tipo embudo (50 l/s)

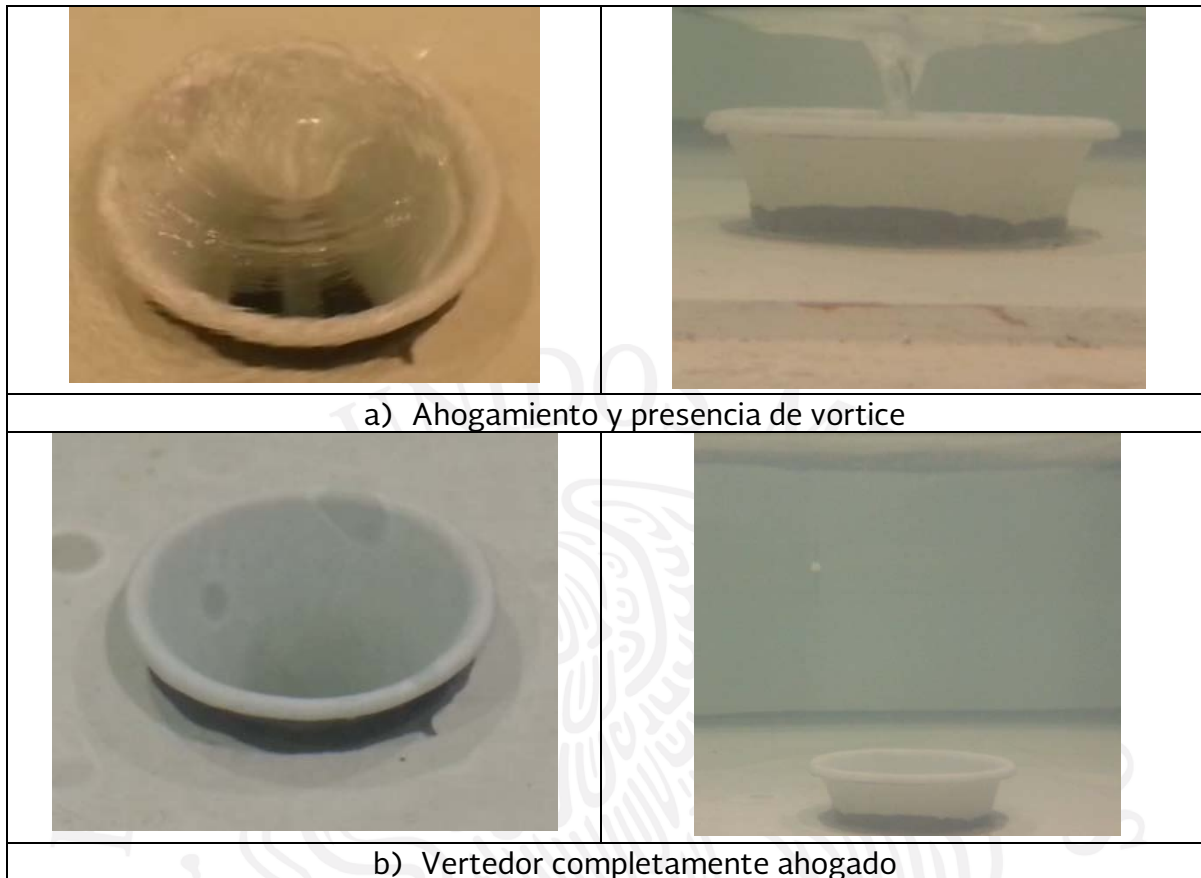


Ilustración 6.2 etapas del funcionamiento de la boca de tormenta tipo embudo (Continuación)

Tabla 6.1 Relación de gasto contra elevación de la boca de tormenta tipo embudo

núm.	Gasto l/s	Elevación cm	núm.	Gasto l/s	Elevación cm	núm.	Gasto l/s	Elevación cm
1	0.0	0	7	12.5	3.15	13	34.1	7.8
2	0.7	0.46	8	14.3	3.5	14	38.8	13.25
3	2.6	1.35	9	18.3	4	15	39.5	15.95
4	6.4	2.1	10	23.2	4.6	16	43.0	23.5
5	7.9	2.33	11	29.1	5.3	17	45.8	31.5
6	8.3	2.5	12	32.2	5.8			

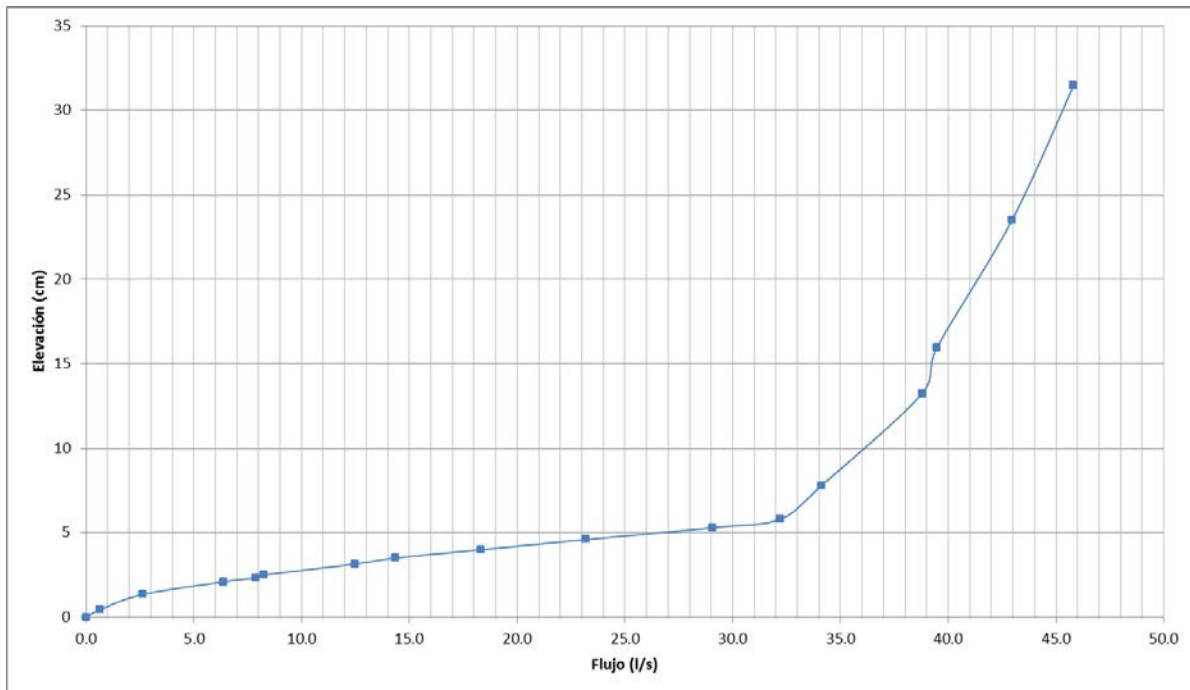


Ilustración 6.3 Curva Q/H del vertedor convencional 3 (50 l/s)

El ahogamiento y el inicio de la vorticidad se presentó para un gasto de 32 l/s con un tirante de 5.8 cm, tal como se muestra en la Ilustración 6.4.

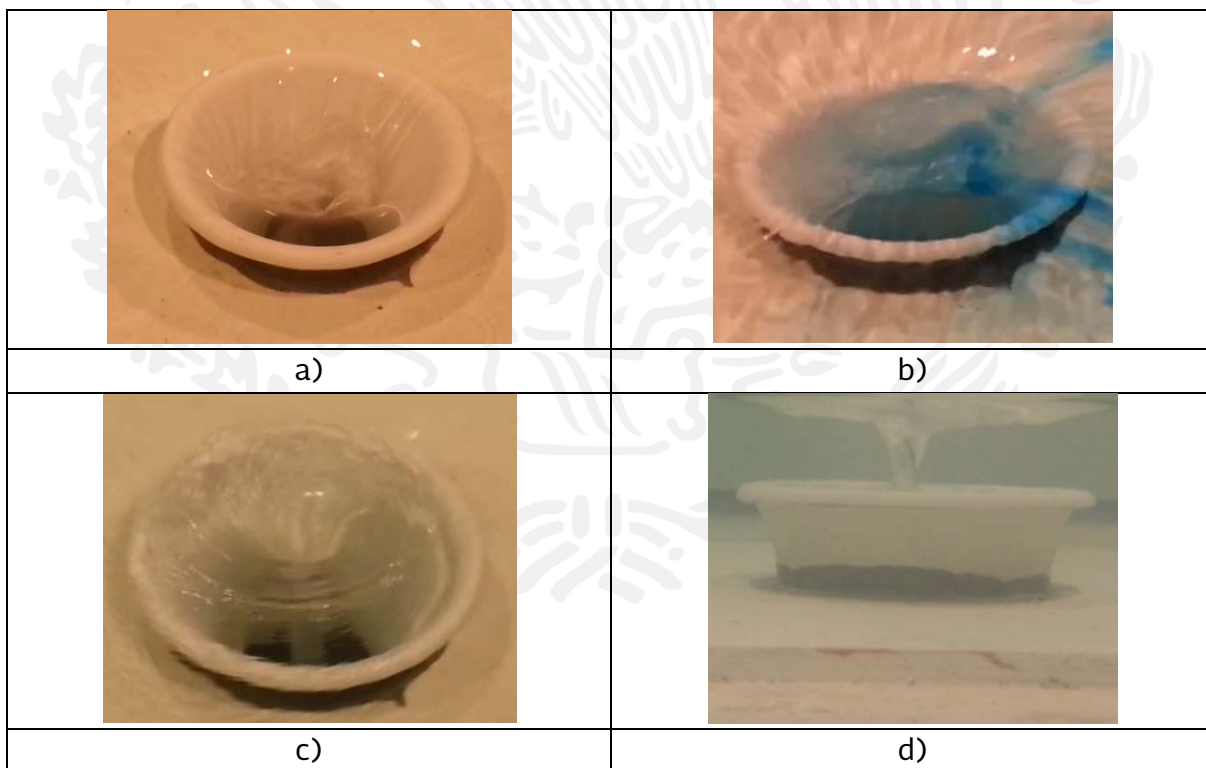


Ilustración 6.4 Ahogamiento de la boca de tormenta tipo embudo

De acuerdo con los resultados obtenidos de la prueba, este vertedor no cumplió con los parámetros de diseño.



7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el presente estudio se abordó el diseño de bocas de tormenta desde un punto de vista teórico y práctico.

Del análisis del comportamiento de los sistemas de drenaje y alcantarillado y de los problemas asociados a este, se determinó que la causa principal de taponamientos y fallas de la red, son ocasionadas por el poco o nulo mantenimiento que reciben las obras de captación, los colectores y emisores. Este problema se agudiza con la presencia de residuos sólidos como basura, y materiales de construcción que durante la ocurrencia de una precipitación y escurrimiento son llevados a las bocas de tormenta y a los conductos de la red.

En el diseño de las redes de alcantarillado pluvial, el diseño de las captaciones (bocas de tormenta) comúnmente se limita al dimensionamiento de la abertura y los elementos de protección como rejillas y coladeras no se diseñan para las condiciones en las que operan realmente.

Por tanto, en este estudio se propusieron alternativas para la protección de las captaciones de drenaje pluvial a través de una boca de tormentas que evite el ingreso de sólidos al sistema y además, utilizando la misma energía del flujo, sea auto limpiable.

También se presenta la posibilidad de utilizar captaciones tipo embudo para mejorar el funcionamiento hidráulico, disminuir el costo de las obras de drenaje pluvial y facilitar su mantenimiento e instalación.

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1 Periodos de retorno y propagación mínimos recomendados	26
Tabla 3.2 Pendientes transversales comunes.....	30
Tabla 3.3 Valores de n de Manning para cunetas y pavimentos	36
Tabla 3.4 Propagación y velocidad media en un tramo de cuneta con sección triangular	54
Tabla 3.5 Eficiencias promedio de rejillas en el manejo de residuos	73
Tabla 3.6 Resumen de resultados	79
Tabla 3.7 Comparación de la capacidad de distintas coladeras	92
Tabla 4.1 Coordenadas del perfil de la creta	121
Tabla 4.2 Perfil de la transición	122
Tabla 4.3 Coordenadas del vertedor y el radio correspondiente	123
Tabla 6.1 Relación de gasto contra elevación de la boca de tormenta tipo embudo	152

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 2.1. Drenaje deficiente en la vía pública (IMTA, 2013).....	3
Ilustración 2.2. Problemas de la basura en vía pública	5
Ilustración 2.3. Problemas con el depósito de materiales sobre banquetas y calles.....	5
Ilustración 2.4. Problemas con la acumulación de basura en bocas de tormenta.....	6
Ilustración 2.5. Problemas de infraestructura vial dañada por hundimientos.....	6
Ilustración 2.6. Drenaje deficiente por la basura en la vía pública y en sitios no autorizados	7
Ilustración 2.7. Drenaje deficiente por arrastre de materiales: excavación y cascajo...	8
Ilustración 2.8. Inundaciones en zonas bajas por falta de infraestructura pluvial.....	8
Ilustración 3.1 Sistema de drenaje pluvial.....	11
Ilustración 3.2 Sistema combinado	12
Ilustración 3.3 Tipos de sumideros, retomado de la FHWA (2009).....	14
Ilustración 3.4 Retención en seco	16
Ilustración 3.5 Zanjas en césped.....	17
Ilustración 3.6 Sifón invertido	20
Ilustración 3.7 Cruce elevado.....	21
Ilustración 3.8 (a) Ejemplo de un correcto diseño de las vías de comunicación y (b) mal diseño de las pendientes de las calles	22
Ilustración 3.9 Hidroplaneo.....	28
Ilustración 3.10 Secciones típicas de Cuneta.....	32
Ilustración 3.11 Curva Gasto-Propagación para cuneta de sección compuesta.....	40
Ilustración 3.12 Relación de efectos de propagación y pendientes en la capacidad de la cuneta	53
Ilustración 3.13 Tipos de Bocas de Tormenta.....	58
Ilustración 3.14 Rejillas P-50 y P-50 x 100	61
Ilustración 3.15 Rejilla P-30.....	62
Ilustración 3.16 Rejilla de Veleta Curva	63
Ilustración 3.17 Rejillas 45°-60 y 45°-85	64
Ilustración 3.18 Rejilla 30°-85	65
Ilustración 3.19 Rejilla Tipo Panal.....	66
Ilustración 3.20 Comparación entre distintas bocas de tormenta	70
Ilustración 3.21 Comparación de la capacidad de captación con respecto del flujo....	71
Ilustración 3.22 Perfil de una coladera con cuneta deprimida.....	82
Ilustración 3.23 Rejilla de ingreso en coladera de piso.....	87
Ilustración 3.24 Coladera combinada con rejillas inclinadas a 45°.....	88
Ilustración 3.25 Coladera combinada desfasada.....	89

Ilustración 3.26 Definición de la altura d	93
Ilustración 3.27 Coladeras de Banqueta.....	100
Ilustración 3.28 Boca de tormenta deprmida con abertura en el Guarnición. Fuente: FAHW, 2009.....	111
Ilustración 3.29. Dimensiones mínimas de la Boca de Tormenta.....	113
Ilustración 4.1 Ejemplo de bocas de tormenta circulares.....	115
Ilustración 4.2 Curva típica de Elevación - Descarga para un vertedor de embudo (Arreguin & Alcocer-Yamanaka, 2011).....	116
Ilustración 4.3 Uso de bocas de tormenta tipo embudo	117
Ilustración 4.4 Relación entre el coeficiente de descarga C_o y H_o/R_s para diferentes profundidades (USBR, 1987)	119
Ilustración 4.5 Relación entre H_s/H_o y H_o/R_s para vertedores de embudo	119
Ilustración 4.6 Coordenadas del perfil de la cresta para valores de H_s/R_s con $P/R_s=2.0$	120
Ilustración 4.7 Perfil de la cresta del vertedor	121
Ilustración 4.8 Perfil final del vertedor	122
Ilustración 4.9 Modelo digital tridimensional para el vertedor de embudo convencional	124
Ilustración 4.10 Ejemplo de rejillas comerciales.....	125
Ilustración 4.11 Ejemplo de bocas de tormenta de piso.....	125
Ilustración 4.12 Boca de tormenta BT500 (http://www.indupagsa.com/bocasdeltormenta.html)Ilustración 4.12	126
Ilustración 4.13 Boca de tormenta BsAs (http://www.indupagsa.com/bocasdeltormenta.html)	126
Ilustración 4.14 Bocas de tormenta azolvadas	127
Ilustración 4.15 Problemática para la infraestructura de alcantarillado	127
Ilustración 4.16 Limpiadores de rejilla.....	129
Ilustración 4.17 Sistema de balancín y pistón	130
Ilustración 4.18 Funcionamiento del limpiador con balancín	131
Ilustración 4.19 Arreglo completo para un rejilla de (0.6 x 0.6)m.....	132
Ilustración 4.20 Boca de tormenta autolimpiable completa	133
Ilustración 4.21 Dispositivo de ensaye (Vista en Planta).....	134
Ilustración 4.22 Dispositivo de ensaye (Vista en Isométrico)	135
Ilustración 4.23 Tanques del dispositivo	136
Ilustración 4.24 Tanque de Análisis con paredes de acrílico	137
Ilustración 4.25 Detalle de Apoyo para el tanque de Análisis	138
Ilustración 4.26 Configuración del canal colector	139

Ilustración 4.27 Ubicación del Modelo de Boca de Tormenta Combinado en el Dispositivo.....	140
Ilustración 4.28 Ubicación del Modelo de Boca de Tormenta Transversal en el Dispositivo.....	140
Ilustración 4.29 Ubicación de la boca de tormenta autolimpiable.....	141
Ilustración 5.1 Proceso constructivo del tanque de amortiguamiento.....	143
Ilustración 5.2 Proceso constructivo del tanque de análisis.....	144
Ilustración 5.3 Proceso constructivo del conducto de descarga.....	145
Ilustración 5.4 Pasarela de apoyo.....	145
Ilustración 5.5 Prueba de llenado y hermeticidad.....	146
Ilustración 5.6 Análisis de deformación.....	146
Ilustración 5.7 Comparación entre el diseño y la construcción.....	147
Ilustración 5.8 Proceso constructivo del molde para la boca de tormenta tipo embudo.....	147
Ilustración 5.9 Proceso constructivo de la boca de tormenta tipo embudo.....	148
Ilustración 5.10 Boca de tormenta y su dispositivo de ensaye.....	148
Ilustración 5.11 Bocas de tormenta y su dispositivo de ensaye.....	149
Ilustración 6.1 Etapas del funcionamiento de la boca de tormenta tipo embudo (50 l/s).....	151
Ilustración 6.2 etapas del funcionamiento de la boca de tormenta tipo embudo (Continuación).....	152
Ilustración 6.3 Curva Q/H del vertedor convencional 3 (50 l/s).....	153
Ilustración 6.4 Ahogamiento de la boca de tormenta tipo embudo.....	153