

REGISTRO OFICIAL[®]

ÓRGANO DE LA REPÚBLICA DEL ECUADOR

EPMAPS
Agua de Quito



Quito
Alcaldía Metropolitana

**EMPRESA PÚBLICA
METROPOLITANA DE AGUA
POTABLE Y SANEAMIENTO**

**RESOLUCIÓN No.
EPMAPS-2023-GG-048**

**EXPÍDESE LA NORMA TÉCNICA
DE DRENAJE PLUVIAL,
ALCANTARILLADO SANITARIO Y
SEPARACIÓN DE CAUDALES PARA
EL DISTRITO METROPOLITANO
DE QUITO**



RESOLUCIÓN No. EPMAPS-2023-GG-048

**EXPEDICIÓN DE LA NORMA TÉCNICA DE DRENAJE PLUVIAL,
ALCANTARILLADO SANITARIO Y SEPARACIÓN DE CAUDALES PARA EL
DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO**

Ing. Othón Zevallos Moreno

GERENTE GENERAL

EMPRESA PÚBLICA METROPOLITANA DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO

CONSIDERANDO:

- Que,** la Constitución de la República del Ecuador (en adelante "CRE"), en sus artículos 3, 14 y 66, numeral 27, determina que uno de los deberes primordiales del Estado es proteger el patrimonio natural del país; para este fin, declara de interés público la preservación del medio ambiente, los ecosistemas, la biodiversidad, la prevención del daño ambiental y la recuperación de los espacios naturales degradados, y reconoce el derecho a vivir en un ambiente sano, ecológicamente equilibrado, libre de contaminación y en armonía con la naturaleza;
- Que,** el artículo 82 de la aludida Constitución dispone que: *"El derecho a la seguridad jurídica se fundamenta en el respeto a la Constitución y en la existencia de normas jurídicas previas, claras, públicas y aplicadas por las autoridades competentes"*;
- Que,** los artículos 226 y 227 de la citada Norma Suprema determinan que las instituciones del Estado y las personas que actúen en virtud de una potestad estatal ejercerán las competencias y facultades establecidas en la Constitución y la ley, con base en los principios de eficacia, eficiencia, calidad, jerarquía, desconcentración, descentralización, coordinación, participación, planificación, transparencia y evaluación;
- Que,** los artículos 266 y 240 de la CRE atribuyen a los Gobiernos Autónomos Descentralizados (en adelante "GADS") municipales y metropolitanos, facultades legislativas en su territorio y competencias exclusivas para la prestación de servicios públicos;
- Que,** los artículos 314 y 315 de la Carta Fundamental establecen que el Estado, a través de Empresas Públicas, tiene la responsabilidad de proveer servicios públicos, tales como el agua potable y saneamiento, de acuerdo a los principios de obligatoriedad, generalidad, uniformidad, eficiencia, responsabilidad, universalidad, accesibilidad, regularidad, continuidad y calidad;
- Que,** de acuerdo a los artículos 12 y 318 de la Constitución, el agua es patrimonio nacional estratégico de uso público e inalienable e imprescriptible del Estado, además de un derecho;
- Que,** de conformidad con los artículos 375, 376 y 389 de la CRE, es obligación del Estado garantizar el derecho al hábitat y vivienda digna, mejorando los espacios

públicos y áreas verdes, permitiendo que las municipalidades expropien, reserven y controlen áreas para el desarrollo futuro, de acuerdo con la ley. En esta línea, el Estado tiene el deber de proteger a las personas, colectividades y naturaleza, de los efectos negativos de los desastres naturales o antrópicos;

Que, las instituciones del Estado, conforme al artículo 397 de la CRE, están obligadas a actuar de manera inmediata y subsidiaria en caso de daños ambientales, estableciendo mecanismos efectivos de prevención y control de la contaminación ambiental, recuperación de espacios naturales degradados y manejo sustentable de los recursos naturales;

Que, el Código Orgánico de Organización Territorial, Autonomía y Descentralización (en adelante "COOTAD"), en el artículo 55, establece entre las competencias de los GADS metropolitanos la prestación de los servicios públicos básicos de agua potable y alcantarillado sanitario y pluvial;

Que, conforme los artículos 140, 417 y 430 del citado cuerpo legal, se reconoce a los Gobiernos Autónomos Descentralizados Metropolitanos la competencia de ejercer la gestión de riesgos, incluyendo las acciones de prevención, reacción, mitigación, reconstrucción y transferencia, en forma articulada con las políticas y planes emitidos por el organismo nacional responsable. Además, este Código establece que ciertas áreas, como las quebradas, esteros y ríos, son considerados bienes de uso público y pueden ser utilizados de forma gratuita o mediante el pago de una regalía. Por último, los GADS metropolitanos y municipales tienen la responsabilidad de formular ordenanzas para delimitar, regular, autorizar y controlar el uso de las playas de mar, riberas y lechos de ríos, lagos y lagunas, quebradas, cursos de agua, acequias y sus márgenes de protección;

Que, la Ley Orgánica de Recursos Hídricos, Usos y Aprovechamiento del Agua (LORHUAA) determina, en su artículo 37, que el saneamiento ambiental comprende el alcantarillado pluvial o recolección, conducción y disposición final de aguas lluvias, y el alcantarillado sanitario. Ambos constituyen sistemas independientes, sin interconexión posible. Los GADS municipales exigirán la implementación de estos sistemas en la infraestructura urbanística;

Que, el artículo 4 de la Ley Orgánica de Empresas Públicas (en adelante "LOEP"), establece que las empresas públicas, como entidades que pertenecen al Estado, son personas jurídicas de Derecho público, con patrimonio propio, dotadas de autonomía presupuestaria, financiera, económica, administrativa y de gestión, destinadas a la prestación de servicios públicos, entre otros;

Que, el artículo 130 del Código Orgánico Administrativo (en adelante "COA"), determina que las máximas autoridades administrativas tienen competencia normativa de carácter administrativo para regular los asuntos internos del órgano a su cargo y los asuntos que la ley así lo determine;

Que, el artículo 151 del Código Municipal para el Distrito Metropolitano de Quito determina que el Gerente General de una Empresa Pública está facultado para realizar los actos necesarios para el cumplimiento de los fines de la empresa a su cargo;

- Que,** la Corte Constitucional del Ecuador, mediante Sentencia No. 2167-21-EP/22, de 19 de enero de 2022, párrafo 67, determinó que: *"(...) el Municipio y la EPMAPS, en lo que corresponda, son responsables por el cuidado de las quebradas, de los ríos, de sus cauces y lechos en el territorio de su competencia, que incluye el tratamiento tanto de aguas servidas como pluviales";*
- Que,** en el párrafo 129 de la aludida Sentencia No. 2167-21-EP/22, la Corte Constitucional reconoce la problemática ambiental ocasionada por *"(...) la descarga de aguas pluviales, por efecto de la impermeabilización de los suelos, la falta de planificación urbana y la ausencia de alcantarillas que drenen individualmente las aguas pluviales y servidas (...)"*;
- Que,** en el párrafo 154 de la aludida Sentencia, se ordena como medida de reparación *"i) la ejecución de obras tendientes a estabilizar el cauce del río en el tramo La Esperanza y proteger la casa Hacienda Patrimonial; ii) la definición y ejecución de una política pública, que se materializa en la elaboración de un Plan complementario del río Monjas y que debe contemplar medidas a corto, mediano y largo plazos; iii) la expedición de una ordenanza 'verde-azul' (...)"*;
- Que,** bajo estas consideraciones, en el Anexo 2: *"Directrices para el Plan complementario del río Monjas"*, numeral 2, literal f), la Corte Constitucional señala como medida a tomar: *"La instalación y construcción de drenajes separados o diferenciados (...), en los lugares que aún no se han construido con alcantarillado combinado, para que lleven por separado las aguas servidas y las aguas pluviales, a cargo de la EPMAPS"*;
- Que,** En el referido anexo, literal l), numeral 2, la Corte Constitucional ordenó: *"La inclusión en el Plan Maestro de Agua Potable y Alcantarillado' de: i) la obligación de transformar progresivamente el actual sistema combinado o mixto de drenaje y alcantarillado en todo el territorio del Distrito Metropolitano de Quito en sistemas sanitarios y pluviales individualizados que permitan llevar por redes separadas las aguas servidas y las de lluvia, bajo el concepto de sistemas urbanos de drenaje sostenible (SUDS) y en los sectores en donde el cambio sea técnicamente posible; ii) en donde no sea posible la construcción de sistemas de drenajes individualizados, la obligación de diseñar y construir obras para la separación de los sistemas, tales como interceptores y separadores; iii) la prohibición de alcantarillados combinados para las construcciones futuras"*;
- Que,** a través de la Ordenanza Metropolitana No. 048-2022, se reformó el Libro III.5 del Título V del Código Municipal para el Distrito Metropolitano de Quito incorporando el Capítulo IV.1 de la Contribución Especial de Mejoras de Alcantarillado Pluvial y Drenaje Pluvial;
- Que,** el artículo 1683.4 del Código Ibidem señala que: *"La ejecución de las obras de alcantarillado pluvial y drenaje pluvial que incluirán la construcción de nuevos colectores de alivio de redes existentes, reservorios abiertos para almacenamiento temporal de escorrentía, captaciones en quebradas que ingresen a redes de alcantarillado, tanques tormenta de hormigón armado para almacenamiento temporal de escorrentía, optimización de estructuras de descarga de alcantarillados existentes, obras hidráulicas en cauces naturales (ríos*

y quebradas), nuevas redes de alcantarillado pluvial, u otras soluciones técnicas permitirán, entre otros: (...) 1. Conducir las aguas del alcantarillado pluvial y drenaje pluvial a los ríos y quebradas mediante la construcción de colectores e infraestructura adicional requerida. 2. Conducir y almacenar temporalmente la escorrentía pluvial aportante al sistema de alcantarillado pluvial e intercepción, para laminación de crecidas previa descarga al cuerpo receptor, a través de la construcción de infraestructura específica, para controlar las condiciones de descarga naturales y así reducir la erosión en los cuerpos receptores. 3. Prevenir y mitigar la erosión en cauces naturales junto a estructuras de descarga de los sistemas de alcantarillado, intercepción y alivio“;

Que, el artículo 1683.8 del citado cuerpo normativo determina que: *“Las obras de alcantarillado pluvial y drenaje pluvial son de alcance distrital, contribuirán a mitigar los riesgos asociados a la escorrentía no controlada y a proteger la infraestructura pública y privada de la ciudad y mejorar las condiciones de vida de los ciudadanos, mediante la construcción de nuevas redes de drenaje y almacenamiento subterráneo o tanques de tormenta; reservorios abiertos para almacenamiento temporal de escorrentía, captaciones en quebradas que ingresen a redes de alcantarillado, optimización de estructuras de descarga de alcantarillados existentes, obras de estabilización en cauces naturales (ríos y quebradas), nuevas redes de alcantarillado pluvial y otras soluciones técnicas; infraestructura de interés y beneficio para el Distrito Metropolitano de Quito“;*

Que, la Disposición Transitoria Primera de la aludida Ordenanza Metropolitana No. 048-2022, establece que: *“La EPMAPS en el plazo de cuatro (4) meses desde la vigencia de esta Ordenanza contará con: 1) La normativa técnica interna de aplicación de la presente Ordenanza Metropolitana; 2) El Cronograma de Inversiones de la construcción de obras del alcantarillado pluvial y drenaje pluvial“;*

Que, de acuerdo al **INFORME TÉCNICO-JURÍDICO QUE FUNDAMENTA LA EXPEDICIÓN DE LA NORMA TÉCNICA DE DRENAJE PLUVIAL, ALCANTARILLADO SANITARIO Y SEPARACIÓN DE CAUDALES PARA EL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO**, de 28 de Abril de 2023, la falta de sistemas separados de alcantarillado sanitario y pluvial en el Distrito Metropolitano de Quito (en adelante “DMQ”) ha ocasionado graves consecuencias en el equilibrio ecológico de los ecosistemas de la ciudad y en la capacidad de la infraestructura administrada por la Empresa Pública Metropolitana de Agua Potable y Saneamiento para gestionar el aumento del volumen de escorrentía. La infraestructura existente para gestionar el caudal de agua en la ciudad es insuficiente con relación al crecimiento de la población y de las áreas urbanizadas; lo que requiere la construcción de infraestructura de alcantarillado sanitario y drenaje pluvial de forma independiente, con sistemas de drenaje que requieren incorporar el almacenamiento del agua lluvia para su retención y entrega controlada a redes existentes y cauces;

Que, como se determina en el referido informe, el cambio en la gestión del drenaje en la ciudad requiere realizar inversiones a mediano y largo plazo, que permitan satisfacer las necesidades y demandas actuales y futuras del DMQ con relación a

la construcción de infraestructura de alcantarillado y drenaje pluvial de forma independiente del alcantarillado sanitario; para lo cual en el Registro Oficial – Edición Especial No. 698 de 3 de enero de 2023, se publicó la Ordenanza Metropolitana No. 048-2022, en la que el Concejo Metropolitano de Quito crea la Contribución Especial de Mejoras de Alcantarillado Pluvial y Drenaje Pluvial para el DMQ;

Que, el precitado informe técnico-jurídico concluye que: *i)* La Norma Técnica de Drenaje Pluvial, Alcantarillado Sanitario y Separación de Caudales para el Distrito Metropolitano de Quito es de obligatorio cumplimiento, y se aplicará para todo tipo de estudios, diseños y supervisión de diseños de redes de alcantarillado pluvial y/o drenaje pluvial ejecutados por la EPMAPS, promotores de edificaciones o urbanizaciones, o cualquier particular que, de acuerdo a la normativa vigente, se encuentre obligado a incorporar la referida infraestructura, en toda la circunscripción territorial del Distrito Metropolitano de Quito; y, *ii)* La Norma Técnica de Drenaje Pluvial, Alcantarillado Sanitario y Separación de Caudales para el Distrito Metropolitano de Quito se expide en cumplimiento a lo determinado en la Disposición Transitoria Primera de la Ordenanza Metropolitana No. 048-2022, Reformatoria al Libro III.5 del Título V del Código Municipal para el Distrito Metropolitano de Quito, que incorpora el Capítulo IV.1 de la Contribución Especial de Mejoras de Alcantarillado Pluvial y Drenaje Pluvial; y,

En ejercicio de las atribuciones conferidas por los artículos: 11 numerales 1, 2, 4, y 18 de la Ley Orgánica de Empresas Públicas; artículo 130 del Código Orgánico Administrativo; artículo 155, letras: a), b) y l) del Código Municipal para el Distrito Metropolitano de Quito; y, las letras a), e) y j) del artículo 12 del Reglamento Orgánico Funcional de la Empresa, Nivel Jerárquico Superior,

RESUELVE:

Artículo 1.- Expedir la **NORMA TÉCNICA DE DRENAJE PLUVIAL, ALCANTARILLADO SANITARIO Y SEPARACIÓN DE CAUDALES PARA EL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO**, cuyo texto se anexa a la presente resolución y forma parte integrante del mismo.

Artículo 2.- En caso de antinomias entre normativa de igual o menor jerarquía, prevalecerá la Norma Técnica de Drenaje Pluvial, Alcantarillado Sanitario y Separación de Caudales para el Distrito Metropolitano de Quito.

En lo que no esté considerado en esta Norma Técnica, se procederá según la mejor práctica técnica, textos anteriores y la normativa internacional relacionada, aplicando los principios rectores de la Norma Técnica de Drenaje Pluvial, Alcantarillado Sanitario y Separación de Caudales para el Distrito Metropolitano de Quito.

Artículo 3.- Disponer a la Dirección de Comunicación Social y Transparencia que lidere el proceso de difusión y socialización de la Norma Técnica de Drenaje Pluvial, Alcantarillado Sanitario y Separación de Caudales para el Distrito Metropolitano de Quito, ante los diferentes colegios de profesionales, cámara de la construcción de la ciudad, organizaciones relacionadas con la gestión del agua de lluvia y aguas residuales, organizaciones civiles y la ciudadanía en general.

Artículo 4.- La Gerencia de Operaciones, Gerencia Técnica de Infraestructura, Gerencia de Ambiente, Gerencia de Planificación y Desarrollo y Gerencia Jurídica, conformarán un Comité Técnico para la revisión y actualización de la Norma Técnica de Drenaje Pluvial, Alcantarillado Sanitario y Separación de Caudales para el Distrito Metropolitano de Quito.

En el plazo de tres años desde la entrada en vigor de la presente Resolución, el Comité Técnico realizará la primera revisión y actualización de la Norma, a la luz del desarrollo de otras disposiciones normativas que incidan en el objeto de la Norma Técnica Interna y los avances en la tecnología aplicable. A partir de esta primera revisión, el Comité actualizará la Norma cada cinco años.

Artículo 5.- Sin perjuicio de la exigibilidad y aplicación inmediata de la Norma Técnica de Drenaje Pluvial, Alcantarillado Sanitario y Separación de Caudales para el Distrito Metropolitano de Quito, el Comité Técnico revisará otras normativas internas aplicables de la EPMAPS; y, en los casos que corresponda, gestionará su actualización.

Artículo 6.- Disponer a la Gerencia Jurídica que, en conocimiento del contenido de la presente Resolución, notifique a las siguientes entidades metropolitanas: Alcaldía Metropolitana; Secretaría General del Concejo Metropolitano del DMQ; Secretaría del Ambiente; Secretaría de Territorio, Hábitat y Vivienda; Agencia Metropolitana de Control; Secretaría General de Seguridad y Gobernabilidad; y, Procuraduría Metropolitana.

Artículo 7.- Disponer a la Gerencia de Planificación y Desarrollo remita la presente Resolución para su publicación en el Registro Oficial; incorpore el referido texto en el Vademécum institucional y gestione su difusión en la página web de la Empresa.

Disposición Derogatoria: Se derogan todas las disposiciones normativas de igual o menor jerarquía que se opongan a lo establecido en la Norma Técnica de Drenaje Pluvial, Alcantarillado Sanitario y Separación de Caudales para el Distrito Metropolitano de Quito.

Disposición Final: La presente Resolución entrará en vigor a partir de su suscripción, sin perjuicio de la fecha de su publicación en el Registro Oficial.

Dado en el Distrito Metropolitano de Quito, el cuatro de mayo de dos mil veintitrés.



Ing. Othón Zevallos Moreno

GERENTE GENERAL

EMPRESA PÚBLICA METROPOLITANA DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO



EMPRESA PÚBLICA METROPOLITANA DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO



**NORMA TÉCNICA DE DRENAJE PLUVIAL,
ALCANTARILLADO SANITARIO Y
SEPARACIÓN DE CAUDALES PARA EL
DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO**

Abril, 2023

Quito - Ecuador

Información del Documento

Preparado Por:	Edison Heredia Calderón, PhD	
Nombre del Documento:	NORMA TÉCNICA DE DRENAJE PLUVIAL, ALCANTARILLADO SANITARIO Y SEPARACIÓN DE CAUDALES PARA EL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO	
Fecha:	10 de abril de 2023	
Colaboradores:	Ing. Fernando Calle Ing. Jorge Calo	Gerencia Técnica de Infraestructura
	Ing. Jennifer Tapia Ing. Claudia Encalada Ing. Luis Collaguazo	Gerencia de Ambiente
	Ab. Luis Morales Ab. José Eduardo Arias	Gerencia Jurídica
	Ing. Yara Espinoza Ing. Ernesto Fonseca	Gerencia de Operaciones
Nombre del archivo	Norma interna de drenaje pluvial EPMAPS	

Tabla de Contenido

1	Consideraciones generales.....
1.1	Justificación.....
1.2	Objeto de la normativa
1.3	Ámbito de aplicación
1.4	Base legal
1.5	Principios generales.....
1.6	Glosario
2	Criterios técnicos de diseño
2.1	Gestión de aguas lluvias y residuales domésticas
2.1.1	Componentes del sistema integral del drenaje urbano.....
2.1.2	Niveles de servicio
2.1.3	Concepción y diseño de los sistemas de recolección y transporte de aguas lluvias y residuales
2.1.3.1	Definición del tamaño del sistema y su tipo.....
2.1.3.2	Justificación del proyecto y definición del alcance
2.1.3.3	Conocimiento del marco institucional.....
2.1.3.4	Acciones legales
2.1.3.5	Aspectos ambientales particulares.....
2.1.3.6	Ubicación dentro de los planes de ordenamiento territorial y desarrollo urbano previstos
2.1.3.7	Estudios básicos
2.2	Alcantarillado sanitario
2.2.1	Parámetros de diseño.....
2.2.1.1	Período de diseño
2.2.1.2	Población
2.2.1.3	Contribuciones de aguas residuales.....
2.2.1.4	Caudales de diseño
2.2.1.5	Velocidad mínima
2.2.1.6	Velocidad máxima.....
2.2.1.7	Pendientes y profundidades
2.2.2	Cálculo de la red de alcantarillado sanitario
2.2.2.1	Trazado de la red de alcantarillado sanitario
2.2.2.2	Estructuras especiales (sifones invertidos, pozos de registro, accesos).....
2.2.3	Parámetros de calidad del agua residual doméstica
2.3	Alcantarillado pluvial
2.3.1	Parámetros de diseño.....
2.3.1.1	Horizonte de diseño y período de retorno
2.3.1.2	Áreas de drenaje

	2.3.1.3	Hidrogramas de diseño. Caudales y volúmenes de diseño
	2.3.1.4	Curvas de intensidad-duración-frecuencia (IDF)
	2.3.1.5	Lluvias de diseño y variabilidad espacio-temporal
	2.3.1.6	Métodos de cálculo lluvia – caudal
	2.3.1.7	Tiempos de concentración, de entrada y de viaje
	2.3.1.8	Distancia mínima respecto a conductos de otros servicios y a quebradas
	2.3.1.9	Cálculo de caudales en conductos
	2.3.1.10	Estructuras de disipación de energía
	2.3.1.11	Sumideros
2.4		Alcantarillado combinado
	2.4.1	Caudales de diseño
	2.4.2	Evaluación de riesgos en sistemas combinados existentes
2.5		Alcantarillado separado
	2.5.1	Definición
	2.5.2	Conexión a Redes
	2.5.3	Operación y Mantenimiento de redes separadas
	2.5.4	Cambio gradual de redes combinadas existentes a redes separadas
	2.5.4.1	Sistemas de drenaje urbanos en áreas de importancia histórica
	2.5.4.2	Sistemas urbanos de drenaje en áreas de desarrollo y centros urbanos de las parroquias rurales
	2.5.4.3	Redes existentes convertidas en redes sanitarias
	2.5.4.4	Sistemas obsoletos
2.6		Separación de caudales en redes de alcantarillado combinado existentes
	2.6.1	Interceptores Sanitarios y Combinados
	2.6.1.1	Ubicación de los separadores e interceptores de caudales mínimos en alcantarillados combinados
	2.6.2	Criterios de diseño de los separadores de caudal
	2.6.2.1	Criterios ambientales
	2.6.2.2	Criterios hidráulicos
	2.6.2.3	Criterios de operación y mantenimiento
		Facilidades de limpieza de sedimentos y material flotante
		Facilidades de medición y muestreo
2.7		Sistemas de alivio de caudales
	2.7.1	Almacenamientos a ejecutarse en el futuro
	2.7.2	Riesgos remanentes en el sistema (alcantarillado pluvial)
	2.7.3	Alivio de caudales en redes principales de alcantarillado
2.8		Sistemas de Drenaje Pluvial Sostenible

2.8.1	Funciones de los sistemas de drenaje pluvial.....
2.8.2	Funciones del drenaje urbano sostenible.....
2.8.3	Gestión sostenible de los sistemas de drenaje urbano.....
2.8.4	Criterios mínimos e instalaciones complementarias
2.8.5	Captación superficial de agua lluvia en áreas urbanas.....
2.8.5.1	Captación en viviendas y espacios públicos.....
2.8.5.2	Captaciones en quebradas ubicadas al final de áreas naturales para proteger redes
2.8.5.3	Captación en espacios públicos urbanos
2.8.5.4	Captación de agua lluvia en vías públicas.....
2.8.5.5	Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible en áreas verdes 152
2.8.5.6	Pasos de alcantarillas, cruces de agua bajo vías y pasos deprimidos.....
2.8.6	Separación del caudal del primer lavado
2.8.7	Almacenamiento superficial del agua lluvia
2.8.8	Estanques de retención para control de la calidad del agua
2.8.9	Estanques de retención para control de la cantidad y calidad del agua
2.8.10	Tanques de Tormenta y redes de alcantarillado pluvial.....
2.8.10.1	Generalidades
2.8.10.2	Componentes Tanque de Tormenta.....
2.8.10.3	Tipos de tanques de tormenta
2.8.10.4	Caudal de diseño
2.8.10.5	Implantación
2.8.10.6	Criterios de diseño
2.8.10.7	Dimensionamiento del volumen de retención
2.8.10.8	Sistemas de limpieza y mantenimiento
2.8.10.9	Descarga a redes existentes y cauces.....
2.8.11	Infiltración de agua lluvia a nivel público.....
2.8.11.1	Problemática.....
2.8.11.2	Sistema de infiltración.....
2.8.11.3	Aplicabilidad
2.8.11.4	Eventos de diseño
2.8.11.5	Tasas de infiltración
2.8.11.6	Procedimiento de diseño
2.9	Descargas de los sistemas de drenaje
2.9.1	Ubicación e interferencias.....
2.9.2	Descargas a redes
2.9.3	Disipadores de energía
2.9.4	Análisis de riesgo en el cauce
2.9.4.1	Respuesta del sistema

2.9.4.2	Impactos y consecuencias en el cauce.....
2.9.4.3	Operación y Mantenimiento de descargas.....
2.9.5	Control de erosión en cauce al pie de las descargas.....
2.9.5.1	criterios de diseño.....

Índice de Tablas

Tabla 2.1.	Niveles de servicio para áreas urbanas
Tabla 2.2.	Coeficientes de retorno de aguas servidas domésticas
Tabla 2.3.	Caudal por aporte industrial.....
Tabla 2.4.	Caudal de aporte comercial.....
Tabla 2.5.	Caudal de aporte institucional mínimo en zonas residenciales.....
Tabla 2.6.	Aportes máximos por conexiones erradas con sistema pluvial
Tabla 2.7.	Aportes máximos por drenaje domiciliario de aguas lluvias sin sistema pluvial
Tabla 2.8.	Caudal referencial de aportes por infiltración.....
Tabla 2.9.	Coeficientes de mayoración y minoración de caudales
Tabla 2.10.	Definición de caudales y coeficientes de diseño
Tabla 2.11.	Caudales especiales de diseño
Tabla 2.12.	Profundidad mínima de cobertura hasta la clave de las tuberías
Tabla 2.13.	Valores de rugosidad n de Manning
Tabla 2.14.	Valores de Kb para el método de Darcy Weisbach y Colebrook Prandtl
Tabla 2.15.	Valores máximos permisibles de descarga de aguas residuales domésticas al sistema de alcantarillado público y a cuerpos de agua dulce
Tabla 2.16.	Períodos de retorno para diferentes ocupaciones del área
Tabla 2.17.	Ecuaciones I-D-F de intensidades máximas de 6 estaciones pluviográficas de Quito y sectores aledaños.....
Tabla 2.18.	Coeficientes de escorrentía para zonas rurales
Tabla 2.19.	Coeficientes de escorrentía del Método Racional para áreas urbanas
Tabla 2.20.	Valores usados para determinar un coeficiente de escorrentía según las características de la superficie
Tabla 2.21.	Grupo de suelos según la textura del suelo y su capacidad de infiltración
Tabla 2.22.	Condición hidrológica de humedad antecedente
Tabla 2.23.	Número de curva CN del escurrimiento para la condición hidrológica II

Tabla 2.24. Corrección del número de curva CN para distintas condiciones hidrológicas.....	
Tabla 2.25. Valores característicos de intercepción para una tormenta de 25mm de precipitación.....	
Tabla 2.26. Valores característicos de almacenamiento en depresiones (Horton)	
Tabla 2.27. Parámetros de la ecuación de Horton para el cálculo de la infiltración....	
Tabla 2.28. Ecuaciones para la determinación del tiempo del flujo superficial	
Tabla 2.29. Valores de n para la fórmula de Kerby	
Tabla 2.30. Valores de c para la fórmula de Izzard	
Tabla 2.31. Valores referenciales de la velocidad media para la fórmula de Viparelli	
Tabla 2.32. Valores del coeficiente n de Manning	
Tabla 2.33. Valores de la rugosidad absoluta para tuberías nuevas.....	
Tabla 2.34. Velocidades máximas admisibles para diferentes materiales de las conducciones.....	
Tabla 2.35. Rangos de amenaza por inundación en calles.....	
Tabla 2.36. Funciones del drenaje urbano sostenible	
Tabla 2.37. Algunas medidas estructurales y no estructurales para el manejo sostenible del drenaje urbano.....	
Tabla 2.38. Elementos de diseño aplicables a nivel público y sus objetivos.....	
Tabla 2.39. Tasas de infiltración referenciales según los grupos de suelos del SCS.	
Tabla 2.40. Tasas de infiltración según el tamaño de las partículas del suelo.....	
Tabla 2.41. Valores de permeabilidad relativa para suelos típicos.....	
Tabla 2.42. Potencialidad de drenaje de suelos en base a la clasificación SUCS.....	
Tabla 2.43. Factor de seguridad en función de las consecuencias de falla.....	

Índice de Figuras

Figura 2.1. Diagrama secuencial de los estudios hidrológicos	
Figura 2.2. Relación entre la probabilidad de ocurrencia de un evento, el período de retorno asociado al diseño de una obra y su vida útil	
Figura 2.3. Ubicación de las estaciones pluviográficas del DMQ	
Figura 2.4. Reducción de la lluvia puntual en areal propuesto por Leclerc y Schaake65	
Figura 2.5. Factores de reducción Areal propuesto por el Standing Technical Committee on Sewers and Water Mains.....	
Figura 2.6. Hietograma de diseño por el método de los bloques alternos	
Figura 2.7. Hietograma de diseño por el método Chicago	

Figura 2.8. Precipitación neta en función de la precipitación total para una abstracción inicial del 20% de la máxima.....	
Figura 2.9. Diagrama de Moody	
Figura 2.10. Diagrama de Rouse.....	
Figura 2.11. Cuenco dissipador Tipo III (US Bureau of Reclamation).....	
Figura 2.12. Esquema del pozo de caída.....	
Figura 2.13. Esquema del pozo de caída.....	
Figura 2.14. Esquema del dissipador de pantalla del USBR para $Fr \leq 9$	
Figura 2.15. Esquemas de estructuras de disipación tipo pozo de bandejas.....	
Figura 2.16. Esquemas de estructuras de disipación tipo pozo de caída romana.	
Figura 2.17. Esquema de un pozo de bandejas	
Figura 2.18. Función del resalto vial	
Figura 2.19. Esquema del paso cebra sobre el resalto vial	
Figura 2.20. Esquema de un sumidero transversal	
Figura 2.21. Esquema de un sumidero de calzada de mayor capacidad	
Figura 2.22. Esquema de un sumidero en bordillo	
Figura 2.23. Perfil de la capacidad hidráulica de un tramo de la red de alcantarillado	
Figura 2.24. Análisis de la capacidad hidráulica de una red de alcantarillado	
Figura 2.25. Análisis de la velocidad superficial en una red de alcantarillado.....	
Figura 2.26. Representación genérica de un gráfico de variación representando cuatro casos diferentes de priorización	
Figura 2.27. Ubicación de las estructuras con relación a los cauces existentes.....	
Figura 2.28. Facilidades de medición en redes de alcantarillado	
Figura 2.29. Facilidades de medición en redes principales	
Figura 2.30. Facilidades de acceso en redes principales.....	
Figura 2.31. Modificación de la escorrentía debido a la impermeabilización del suelo	
Figura 2.32. Funciones del drenaje urbano sostenible.....	
Figura 2.33. Clasificación de los sistemas de drenaje sostenible	
Figura 2.34. Jardineras inundables.....	
Figura 2.35. Cisternas de agua lluvia para retener, almacenar y reutilizar el agua para riego en época seca	
Figura 2.36. Captación quebrada Caicedo	
Figura 2.37. Captación en espacios públicos urbanos	
Figura 2.38. Ejemplos de captación en vías públicas	
Figura 2.39. Ejemplos de SUDS en áreas verdes.....	

Figura 2.40. Elementos del estanque de retención para control de la calidad del agua, tratamiento básico	
Figura 2.41. Esquema de las clapetas superficiales para material flotante	
Figura 2.42. Esquema conceptual de un estanque multipropósito	
Figura 2.43. Componentes del tanque de tormenta.....	
Figura 2.44. Perfil de flujo tanque de tormenta	
Figura 2.45. (a) Hidrograma de ingreso, volumen almacenamiento; (b) Hidrogramas de ingreso y de salida.....	
Figura 2.46. Ilustración del cálculo del volumen de almacenamiento.....	
Figura 2.47. Volumen de almacenamiento en función de la Duración de la lluvia..	
Figura 2.48. Coeficiente de ajuste de salida	
Figura 2.49. Cuenco preformado de enrocado a la salida de tuberías de alcantarillado pluvial	

1 Consideraciones generales

La normativa técnica de alcantarillado y drenaje pluvial cumple la función de establecer los requisitos y estándares para la planificación, diseño, construcción, operación y mantenimiento de sistemas de alcantarillado y drenaje pluvial en suelo urbano del Distrito Metropolitano de Quito. Estos sistemas son esenciales para la gestión de aguas residuales y pluviales, y su correcta implementación puede prevenir la contaminación del agua, la propagación de enfermedades y la inundación de áreas urbanas. La aplicación de esta normativa técnica coadyuvará a garantizar la seguridad y la calidad del agua, proteger la salud pública, prevenir daños a la propiedad pública y privada de la ciudad y proteger los derechos de la naturaleza.

1.1 Justificación

La ausencia de sistemas separados de alcantarillado sanitario y pluvial en la urbe del Distrito Metropolitano de Quito (DMQ) ha ocasionado graves consecuencias en el equilibrio ecológico y en la capacidad de la infraestructura disponible en la ciudad que sirve para gestionar el caudal de agua lluvia del Distrito Metropolitano de Quito; así mismo, la expansión de áreas impermeables en el DMQ ha generado como resultado la disminución en las áreas de infiltración, en consecuencia el aumento del volumen de agua conducida por las redes de saneamiento administradas por la EPMAPS, sobrepasado la capacidad de las actuales redes de alcantarillado lo que ocasiona inundaciones cada vez más frecuentes en la ciudad.

Para solucionar la problemática del manejo de las aguas pluviales y aguas servidas domésticas de la ciudad, es indispensable la construcción paulatina de infraestructura de alcantarillado sanitario y drenaje pluvial de forma independiente.

A fin de viabilizar estas obras el Concejo del Distrito Metropolitano de Quito, a través de la Ordenanza Metropolitana No. 048-2022, publicada en el Registro Oficial el 3 de enero de 2023, estableció “La Contribución Especial de Mejoras por la Construcción de Obras de Alcantarillado Pluvial y Drenaje Pluvial”, en donde determinó a la EPMAPS como la institución metropolitana responsable de la ejecución de las referidas obras y de la elaboración de las normativas necesarias para la correcta aplicación de la Ordenanza No. 048-2022.

1.2 Objeto de la normativa

La presente normativa tiene como objetivo establecer los criterios técnicos obligatorios que deben cumplir los estudios y diseños de los proyectos de alcantarillado pluvial y drenaje pluvial administrados por la Empresa Pública Metropolitana de Agua Potable y Saneamiento “EPMAPS” o el tercero que para el efecto esta designe, con el fin de garantizar que estos se realicen dentro de un marco técnico adecuado, de calidad y eficiencia, que produzcan obras

seguras, durables, de funcionamiento adecuado, sostenibles en el tiempo y con costos que garanticen los mayores beneficios a la inversión prevista.

1.3 **Ámbito de aplicación**

Esta normativa es de obligatorio cumplimiento, y se aplicará para todo tipo de estudios, diseños y supervisión de diseños de redes de alcantarillado pluvial y/o drenaje pluvial ejecutados por la EPMAPS, promotores de edificaciones o urbanizaciones, o cualquier particular que, de acuerdo a la normativa vigente, se encuentre obligado a incorporar la referida infraestructura, en toda la circunscripción territorial del Distrito Metropolitano de Quito.

Esta normativa complementa las disposiciones de la Ordenanza Metropolitana No. 048-2022, Reformatoria al Libro III.5 del Título V del Código Municipal, que incorpora el Capítulo IV.1 de la Contribución Especial de Mejoras de Alcantarillado Pluvial y Drenaje Pluvial.

1.4 **Base legal**

1.4.1 **Sentencia No. 2167-21-EP/22 de 19 de enero de 2022, emitida por la Corte Constitucional del Ecuador**

El párrafo 67 señala que: *“(...) el Municipio y la EPMAPS, en lo que corresponda, son responsables por el cuidado de las quebradas, de los ríos, de sus cauces y lechos en el territorio de su competencia, que incluye el tratamiento tanto de aguas servidas como pluviales”.*

En el párrafo 129 la Corte Constitucional reconoce la problemática ambiental ocasionada por *“(...) la descarga de aguas pluviales, por efecto de la impermeabilización de los suelos, la falta de planificación urbana y la ausencia de alcantarillas que drenen individualmente las aguas pluviales y servidas (...)”.*

En el párrafo 154 de la aludida Sentencia, se ordena como medida de reparación *“i) la ejecución de obras tendientes a estabilizar el cauce del río en el tramo La Esperanza y proteger la casa Hacienda Patrimonial; ii) la definición y ejecución de una política pública, que se materializa en la elaboración de un Plan complementario del río Monjas y que debe contemplar medidas a corto, mediano y largo plazos; iii) la expedición de una ordenanza “verde-azul.”*

En el Anexo 2: Directrices para el Plan complementario del río Monjas, numeral 2, literal f), la Corte señala como medida a tomar: *“La instalación y construcción de drenajes separados o diferenciados (...), en los lugares que aún no se han construido con alcantarillado combinado, para que lleven por separado las aguas servidas y las aguas pluviales, a cargo de la EPMAPS”.*

En el referido anexo, literal l), numeral 2, la Corte ordena: *“La inclusión en el “Plan Maestro de Agua Potable y Alcantarillado” de: i) la obligación de transformar progresivamente el*

actual sistema combinado o mixto de drenaje y alcantarillado en todo el territorio del Distrito Metropolitano de Quito en sistemas sanitarios y pluviales individualizados que permitan llevar por redes separadas las aguas servidas y las de lluvia, bajo el concepto de sistemas urbanos de drenaje sostenible (SUDS) y en los sectores en donde el cambio sea técnicamente posible; ii) en donde no sea posible la construcción de sistemas de drenajes individualizados, la obligación de diseñar y construir obras para la separación de los sistemas, tales como interceptores y separadores; iii) la prohibición de alcantarillados combinados para las construcciones futuras”.

1.4.2 Ordenanza Metropolitana No. 048-2022, Reformatoria al Libro III.5 del Título V del Código Municipal, que incorpora el Capítulo IV.1 de la Contribución Especial de Mejoras de Alcantarillado Pluvial y Drenaje Pluvial

El artículo 1683.4 señala que: *“La ejecución de las obras de alcantarillado pluvial y drenaje pluvial que incluirán la construcción de nuevos colectores de alivio de redes existentes, reservorios abiertos para almacenamiento temporal de escorrentía, captaciones en quebradas que ingresen a redes de alcantarillado, tanques tormenta de hormigón armado para almacenamiento temporal de escorrentía, optimización de estructuras de descarga de alcantarillados existentes, obras hidráulicas en cauces naturales (ríos y quebradas), nuevas redes de alcantarillado pluvial, u otras soluciones técnicas permitirán, entre otros: 1. Conducir las aguas del alcantarillado pluvial y drenaje pluvial a los ríos y quebradas mediante la construcción de colectores e infraestructura adicional requerida. 2. Conducir y almacenar temporalmente la escorrentía pluvial aportante al sistema de alcantarillado pluvial e interceptación, para laminación de crecidas previa descarga al cuerpo receptor, a través de la construcción de infraestructura específica, para controlar las condiciones de descarga naturales y así reducir la erosión en los cuerpos receptores. 3. Prevenir y mitigar la erosión en cauces naturales junto a estructuras de descarga de los sistemas de alcantarillado, interceptación y alivio.”*

El artículo 1683.8 determina que: *“Las obras de alcantarillado pluvial y drenaje pluvial son de alcance distrital, contribuirán a mitigar los riesgos asociados a la escorrentía no controlada y a proteger la infraestructura pública y privada de la ciudad y mejorar las condiciones de vida de los ciudadanos, mediante la construcción de nuevas redes de drenaje y almacenamiento subterráneo o tanques de tormenta; reservorios abiertos para almacenamiento temporal de escorrentía, captaciones en quebradas que ingresen a redes de alcantarillado, optimización de estructuras de descarga de alcantarillados existentes, obras de estabilización en cauces naturales (ríos y quebradas), nuevas redes de alcantarillado pluvial y otras soluciones técnicas; infraestructura de interés y beneficio para el Distrito Metropolitano de Quito.*

El artículo 1683.10 dispone que el hecho generador de la contribución especial de mejoras *“Es el beneficio real o presuntivo proporcionado a los inmuebles ubicados en el Distrito Metropolitano de Quito, por la construcción de las obras de alcantarillado pluvial y drenaje pluvial ejecutadas por la EPMAPS.”*

La Disposición transitoria primera señala que: *“La EPMAPS en el plazo de cuatro (4) meses desde la vigencia de esta Ordenanza contará con: 1. La normativa técnica interna de aplicación de la presente Ordenanza Metropolitana; 2. El Cronograma de Inversiones de la construcción de obras del alcantarillado pluvial y drenaje pluvial.”*

Los considerandos de esta Ordenanza recogen toda la legislación que, en lo aplicable, legitiman la aplicación de la presente normativa.

1.5 Principios generales

1.5.1. Mejor tecnología disponible y mejores prácticas ambientales

En los estudios y diseños sujetos a esta normativa se fomentará la implementación de la mejor tecnología disponible, en concordancia con los objetivos perseguidos y el presupuesto asignado, con el fin de evitar o reducir la contaminación y optimizar el uso de los recursos.

1.5.2. Acceso público a la información

La información referente a los estudios y diseños de los proyectos deberá ser pública y de fácil acceso.

1.5.3. Factibilidad técnico-económica de la adaptación de la infraestructura existente

Para la modificación de infraestructura de alcantarillado existente, se deberá analizar la factibilidad técnico-económica del proyecto, para así optimizar al máximo los recursos disponibles en la progresiva separación de las redes de alcantarillado sanitario y pluvial.

1.5.4. Función social de la infraestructura

Los proyectos de alcantarillado pluvial y drenaje pluvial deben considerar equidad distributiva y goce pleno por parte de todo el Distrito, privilegiando en todo momento el interés común de la ciudadanía.

1.5.5. Sustentabilidad del Desarrollo

Los estudios y diseños deberán considerar ámbitos económicos, sociales, culturales y ambientales para satisfacer las necesidades actuales de la ciudad, sin poner en riesgo la satisfacción de necesidades de las generaciones futuras.

1.5.6. Planificación Integrada

Los proyectos deben adoptar un enfoque integrado y coordinado con la planificación urbana de la ciudad y las diferentes entidades metropolitanas en el ámbito de sus

competencias, de modo que se asegure la compatibilidad del desarrollo distrital con la infraestructura de alcantarillado y drenaje pluvial. La falta de coordinación no puede ser una justificación para la falta de intervención oportuna en el cuidado y preservación de los recursos naturales de la ciudad y la protección de los derechos de sus habitantes.

1.5.7. Responsabilidad de remediación ambiental

Los proyectos deberán incorporar en sus inversiones todas las medidas necesarias para prevenir, evitar o reducir la contaminación ambiental y el impacto en los ciclos naturales.

1.5.8. Progresividad y no regresividad de los derechos de la naturaleza

Los proyectos deberán considerar el gradual cumplimiento de los derechos de la naturaleza, buscando que se respete integralmente su existencia y el mantenimiento y regeneración de sus ciclos vitales, estructura, funciones y procesos evolutivos. No se podrán aplicar prácticas que actúen en detrimento de un derecho que alcanzó un determinado nivel de protección.

1.6 Glosario

Agua potable: Es el agua que reúne los requisitos que la hacen apta para el consumo humano, debe estar exenta de organismos capaces de provocar enfermedades y de elementos o sustancias que puedan producir efectos fisiológicos perjudiciales, y debe cumplir con los requisitos que definen las Normas de Agua Potable.
Agua residual industrial: Agua de desecho generada en las operaciones o procesos de los establecimientos industriales.
Agua residual municipal: Mezcla de: (a) desechos líquidos evacuados de residencias, locales públicos, educacionales y comerciales; (b) desechos líquidos evacuados de locales industriales; y, (c) agua freática, superficial y de lluvia que entra al alcantarillado como infiltración.
Agua residual tratada: Agua que, al descargar en un cuerpo receptor, cumple con los requisitos u objetivos de calidad.
Aguas Pluviales: Son las aguas producto de la lluvia o precipitación que escurren sobre la superficie del terreno.
Alcantarilla: Estructura que conduce una corriente a través del terraplén de un camino o vialidad. También se le llama así a los sumideros o bocas de tormentas y a las tuberías que conforman una red para evacuar aguas residuales y pluviales.
Alcantarillado: Sistema de obras para la recolección, conducción y disposición final de las aguas residuales y/o de las aguas de lluvia.
Alcantarillado combinado, unitario o mixto: Sistema de alcantarillado que recibe conjuntamente las aguas residuales y pluviales.

Alcantarillado pluvial: Son redes y estructuras para la captación, retención, pretratamiento, conducción y entrega regulada de las aguas lluvias a cauces naturales o redes de drenaje de mayor capacidad.
Alcantarillado sanitario: Son redes y estructuras para la captación, conducción, tratamiento y descarga de aguas residuales de origen doméstico.
Alcantarillado separado: Son sistemas de drenaje de aguas de diferente origen que son gestionadas de manera separada mediante instalaciones independientes, para su entrega regulada a cuerpos receptores.
Aliviadero de caudales: Estructura implantada en la red de alcantarillado combinado para captar los caudales de agua lluvia que exceden la capacidad del sistema y conducirlos hacia canales de derivación, almacenamientos en la red, o a un cuerpo receptor.
Altura de descarga: Es la suma de las columnas de descarga estática, las pérdidas por fricción en la descarga y la columna de velocidad en la descarga.
Altura de fricción: Es la energía necesaria para vencer la resistencia que oponen las tuberías y accesorios, al flujo.
Altura de succión: Es la diferencia de los valores de altura de succión estática y las pérdidas por fricción de la succión, se la conoce como succión positiva.
Altura de velocidad: Altura teórica a la que una partícula líquida puede elevarse debido a su energía cinética.
Altura estática de descarga: Es la distancia vertical existente, desde el eje de la bomba al punto de entrega libre del líquido.
Altura estática de succión: Es la distancia vertical existente, desde el nivel de suministro del líquido, al eje de la bomba, cuando esta se encuentra por debajo del nivel de suministro.
Altura estática total: Es la distancia vertical existente, desde el nivel de suministro hasta el nivel de descarga libre del líquido.
Área aportante: Superficie inmediata al tramo de una tubería o estructura de la red donde se captan las aguas pluviales que llegan por escurrimiento sobre la superficie al correspondiente tramo de tubería o estructura.
Área de aportación o de drenaje: Superficie de una cuenca o parte de la misma que aporta cierto volumen de aguas pluviales hacia una estructura o conducto.
Área tributaria o de drenaje: Superficie que drena hacia un punto o tramo determinado en un sistema de alcantarillado.
Boca de registro, boca de inspección o cámara de inspección: Son estructuras que permiten el acceso a las conducciones para intervenciones en inspecciones, limpieza, desobstrucciones o reparaciones.
Boca de tormenta o sumidero: Estructuras que captan el agua pluvial que escurre en la superficie del terreno y la conducen al interior del sistema de drenaje. Estos tipos de estructuras se clasifican en coladeras de: piso, banqueta, piso y banqueta, longitudinales de banqueta y transversales de piso.
Cámara húmeda: Compartimiento de una estación de bombeo donde se almacena agua para facilitar la succión de las bombas; también se le conoce con el nombre de pozo de succión.
Cámara seca: Compartimiento de una estación de bombeo en el cual se emplazan los equipos de bombeo.

Campaña para red de monitoreo: Actividad para desarrollo de información sobre parámetros de calidad relacionados con el caudal de la corriente. La información es recolectada en estaciones fijas de una red de monitoreo y a intervalos regulares. Generalmente se desarrolla información con medidores portátiles, suplementados con datos de caudal de una estación hidrológica y análisis de laboratorio.
Canal: Cauce artificial, revestido o no, que se construye para conducir aguas. Conducto descubierto que transporta agua a superficie o sujeto a la presión atmosférica (flujo libre).
Capacidad hidráulica: Es la capacidad máxima de un elemento, generalmente en exceso de la capacidad nominal
Capacidad nominal: Es la capacidad de un elemento correspondiente al caudal de diseño.
Captación: Estructura destinada a captar las aguas de escorrentía superficial que corren por un cauce abierto, para que ingresen a un colector de la red de alcantarillado de aguas de lluvia o combinado
Caracterización de desechos domésticos o industriales: Proceso destinado al conocimiento integral y estadísticamente confiable de las características del agua residual e integrado por la toma de muestras de volumen proporcional al caudal, medición de caudal e identificación de los componentes físicos, químicos, biológicos y microbiológicos. Los datos de caracterización generalmente corresponden a mediciones de campo y determinaciones de laboratorio que resultan en concentraciones de contaminantes, masas por unidad de tiempo y masas por unidad de producto (en el caso de desechos industriales).
Catastro de redes: Inventario de las tuberías y accesorios existentes en el que se incluye: Localización, diámetro, profundidad, material, año de instalación y evaluación de su estado físico y operativo.
Caudal de diseño: Caudal estimado con el cual se diseñan los equipos, redes y estructuras de un proyecto determinado de Alcantarillado.
Caudal máximo diario: Caudal máximo durante veinticuatro horas, observado en un período de un año.
Caudal máximo horario: Caudal máximo durante una hora, observado en un período de un año.
Caudal medio: Caudal medio observado en un período de un año.
Caudal mínimo diario: Caudal mínimo durante veinticuatro horas, observado en un período de un año.
Caudal mínimo horario: Caudal mínimo durante una hora, observado en un período de un año
Censos de población: Corresponde a los datos demográficos de la población, en especial los censos de población del INEC y los censos disponibles de otros servicios públicos de la localidad. Con base en los datos censales deben obtenerse los parámetros que determinen el crecimiento de la población
CF totales: bacterias coliformes fecales, indicador de la calidad del agua; aunque no suelen causar enfermedades, su presencia se relaciona con la de varios patógenos, más difíciles de detectar (Salmonella, Shigella y Vibrio), así como de virus excretados por los portadores de la enfermedad.

Coeficiente de rugosidad: Medida de la rugosidad de una superficie, que depende del material y del estado de la superficie interna de una tubería.
Colector: Conducto cerrado circular, cuadrado, oval, etc., que recibe los caudales de los conductos secundarios de alcantarillado, siguiendo líneas directas de evacuación de un determinado sector del sistema.
Coliformes: Bacterias gram negativas de forma alargada capaces de fermentar lactosa con producción de gas a la temperatura de 35° C o 37 °C (Coliformes totales). Aquellas que tienen las mismas propiedades a la temperatura de 44° C o 44.5 °C se denominan Coliformes termotolerantes.
Compensación: Proceso usado para evitar las descargas violentas, aplicable a descargas de origen industrial en el cual se almacena el desecho para aplanar el histograma diario de descarga y para nivelar la calidad del desecho.
Conducción: Conjunto de conductos, estructuras y accesorios destinados a transportar el líquido.
Conducción a gravedad: Estructura que permite el transporte del agua utilizando el potencial del campo de gravedad terrestre.
Conducción de alcantarillado: Tubería o conducto normalmente cerrado, que funciona usualmente con sección parcialmente llena, es decir, a superficie libre y se destina a la conducción de las aguas residuales, pluviales o ambas.
Conducción por bombeo: Estructura con flujo a presión en la cual la energía necesaria para la circulación del agua es provista por una bomba.
Conducto: Estructura hidráulica destinada al transporte de agua.
Conexiones domiciliarias: Descargas o derivaciones que conducen efluente sanitario y/o pluvial desde un domicilio hacia la red de Alcantarillado.
Confiabilidad del servicio: Garantía de prestación de un servicio, expresada en porcentaje del tiempo en que este se presta con la calidad mínima establecida.
Contaminación del agua: cualquier alteración de las características físicas, químicas o biológicas, en concentraciones tales que la hacen no apta para el uso deseado, o que causa un efecto adverso al ecosistema acuático, seres humanos o al ambiente en general.
Contaminación del agua: Presencia en el agua de elementos o compuestos objetables o dañinos, en una concentración tal que la hacen no apta para el uso deseado.
Contaminación difusa: Transporte y descarga de contaminantes desde la cuenca de aporte hacia los cauces de manera distribuida, en comparación a las descargas puntuales y concentradas de contaminantes desde desarrollos urbanos o industriales. La contaminación difusa en áreas urbanas se relaciona al primer lavado de las superficies impermeables que se descargan a los cauces sin el uso de redes artificiales de drenaje.
Cota de batea: Generatriz inferior exterior del tubo.
Cota de extradós: Generatriz superior exterior del tubo. Máximo nivel externo de la tubería. Coincide con la clave.
Cota de intradós: Generatriz superior interior del tubo. Máximo nivel interno de la tubería.
Cota de invertido o cota de fondo: Generatriz inferior interior del tubo. Mínimo nivel interno de la tubería.

Creciente anual: Caudal que representa el máximo valor de un determinado año en una cuenca de drenaje.
Creciente extraordinario: Caudal que representa el máximo valor conocido de una serie de varios años de duración en una cuenca de drenaje.
Criterio de la calidad del agua: Concentración numérica o enunciado descriptivo recomendado para mantener determinado uso benéfico del agua (ver objetivo de calidad).
Cuenca de drenaje: Área drenada por un curso de agua, un lago o un conducto colector principal de un sistema de alcantarillado.
Cuenca. Extensión de tierra donde, la lluvia que cae sobre la misma, escurre y se drena hacia un mismo punto de salida.
Cuerpo receptor: Cauce de quebrada, río, laguna o cuerpo de agua susceptible de recibir directa o indirectamente el vertido de aguas residuales, mismas que son de composición variada proveniente de uso doméstico, industrial, comercial, agrícola, pecuario o de otra índole, sea público o privado y que por tal motivo haya sufrido degradación en su calidad original. Se distingue en esta definición a los cuerpos artificiales de agua que serán regulados según la Norma Técnica para su descarga.
Cuneta. Canalización hecha en forma longitudinal a las calles y caminos en la parte extrema de su sección con el fin de captar y conducir las aguas que escurren superficialmente en calles y caminos, hacia conductos o estructuras destinados a su desalojo.
Datos preliminares: Información recogida con carácter provisional para la ejecución de estudios de prefactibilidad.
DBO ₅ (Demanda Bioquímica de Oxígeno): cantidad de oxígeno que las bacterias, hongos y plancton consumen durante 5 días a una temperatura de 20°C en una muestra de agua. Es una medida indirecta de la suma de todas las sustancias orgánicas biodegradables en el agua; y es el método más tradicional para caracterizar el agua residual y para evaluar la calidad del agua de los cuerpos receptores.
Demanda bioquímica de oxígeno (DBO): Cantidad de oxígeno usado en la estabilización de la materia orgánica bajo condiciones de tiempo y temperatura especificadas (generalmente 5 días y 20°C).
Demanda máxima diaria (D _{MD}): Es la demanda del día de máxima demanda. Es igual a la Demanda media diaria (D _{md}) multiplicada por un factor de demanda máxima diaria.
Demanda media diaria (D _{md}): Es la demanda total de agua de un sistema y que resulta de la suma de las demandas domésticas y no domésticas y las pérdidas físicas.
Demanda neta (D _N): Es la demanda total que resulta de la suma de las demandas domésticas y no domésticas de agua potable. No incluye las pérdidas físicas.
Demanda química de oxígeno (DQO): Medida de la cantidad de oxígeno requerido para oxidación química de la materia orgánica (carbonácea) del agua residual, usando como oxidantes sales inorgánicas de permanganato o dicromato en una prueba que dura dos horas.
Depuración de aguas residuales: Término usado para significar la purificación o remoción de sustancias objetables de las aguas residuales, como por ejemplo DBO, DQO, bacterias, materiales tóxicos, etc. Se aplica exclusivamente a procesos de tratamiento de líquidos. El término Tratamiento de Aguas Residuales es preferible para aplicación a líquidos y lodos.

Desarenador. Depósito construido en canales y otras estructuras hidráulicas que retiene el agua durante un breve período de tiempo al reducir su velocidad, con objeto de que se depositen la mayor parte de los sólidos suspendidos que contiene el agua.
Desarenador: Estructura hidráulica destinada a remover del agua las partículas en suspensión acarreadas por ésta.
Descarga controlada: (1) Regulación de la descarga del agua residual cruda para eliminar las variaciones violentas de caudal y calidad. (2) Término empleado a descargas de desechos industriales después de compensación.
Descarga de aguas residuales: acción de verter aguas residuales a un sistema de alcantarillado o cuerpo receptor.
Descarga: Es una estructura que permite la libre entrega de las aguas de un sistema de alcantarillado hacia un cuerpo receptor en condiciones de flujo del agua que no se erosione el cauce.
Desripador: Estructura hidráulica destinada a atrapar y remover del agua sedimentos gruesos que se mueven como transporte de fondo.
Diámetro interno: Diámetro real interno de conductos circulares.
Diámetro nominal: Es el número con el cual se conoce comúnmente el diámetro de una tubería, aunque su valor no coincida con el diámetro real interno.
Disipador: Estructura de disipación de energía que se construye con la finalidad de disminuir la energía cinética del agua.
Dispositivo de medición y muestreo: Instalación en la red de alcantarillado para la medición de nivel y caudal del escurrimiento y toma de muestras para análisis de calidad del agua.
Dotación: Cantidad de agua asignada, en los estudios de planeamiento y diseño de sistemas de agua potable, a un habitante para cubrir su consumo; se expresa en términos de litro por habitante por día.
Drenaje Pluvial y Desarrollo Urbano: Esta área de intervención tiene por meta estratégica vincular al drenaje pluvial con la gestión urbana del agua, la gestión de riesgos, la disponibilidad del recurso hídrico, y la creación de espacios urbanos con valor estético, ecológico y social. Esta estrategia de gestión busca introducir el drenaje pluvial en el núcleo de los procesos de planificación del ordenamiento territorial y desarrollo urbano del DMQ.
Emergencia: Evento repentino e imprevisto que se presenta en un sistema de alcantarillado, como consecuencia de fallas técnicas, de operación, de diseño, de control, estructurales, de fuerza mayor o caso fortuito que pueden ser naturales, accidentales o provocadas, que alteran su operación normal y que obliguen a adoptar medidas inmediatas para minimizar las consecuencias.
Emisario: Canal o tubería que recibe las aguas residuales de un sistema de alcantarillado hasta una planta de tratamiento o de una planta de tratamiento hasta el punto de disposición final.
Emisario: Conducto que recibe las aguas pluviales de la red de colectores y las lleva al punto de descarga o vertido. Se caracteriza por no tener otras conexiones durante su trayecto.
Escorrentía peligrosa: Actualmente, las redes de drenaje pluvial de las ciudades ecuatorianas están diseñadas básicamente para cumplir funciones sanitarias y de seguridad vial. Al ser desarrolladas hasta ahora dentro de esquemas convencionales, las soluciones de

infraestructura presentan restricciones de capacidad hidráulica y continuas pérdidas de funcionalidad en su intención de gestionar escorrentías extremas frecuentes y crecientes y evitar o reducir inundaciones y escorrentías peligrosas.
Estación de bombeo: Conjunto de estructuras, equipos y accesorios que permiten elevar el agua desde un nivel inferior a uno superior, o que introducen energía de presión en un sistema hidráulico.
Estiaje anual: Caudal que representa el valor mínimo que se ha presentado en un determinado año hidrológico o calendario en una cuenca de drenaje.
Estiaje excepcional: Caudal que representa el mínimo valor conocido de una serie de varios años hidrológicos en una cuenca de drenaje.
Estructura de disipación de energía: Estructura utilizada en línea con la red principal de alcantarillado para disipar la energía cinética del flujo y obtener condiciones de energía mínima hacia aguas debajo de su punto de implantación. Se ubica usualmente antes de derivaciones, disipadores o descargas.
Estructura de disipación: Obra hidráulica que tiene como propósito disminuir la energía cinética del escurrimiento, de forma tal que la velocidad media de la sección no supere el valor máximo admisible.
Estudio de factibilidad: Incluye la obtención de información directa de la zona del proyecto y tiene como objetivo final la selección de la alternativa óptima desde el punto de vista técnico, económico, financiero y ambiental.
Estudio de impacto ambiental (EIA): Estudio sistemático que se hace para predecir las consecuencias ambientales de un proyecto propuesto. Su objetivo es el de asegurar que se identifiquen los potenciales riesgos ambientales y que se determinen y valoricen las medidas necesarias para evitar, mitigar o compensar los daños ambientales.
Estudio de prefactibilidad: Conjunto de datos y estudios preliminares necesarios para el planteamiento y comparación de alternativas técnicamente viables para la provisión de Alcantarillado. La información utilizada en esta fase es usualmente información secundaria existente.
Estudio geotécnico: Se refiere a las investigaciones y estudios de los suelos orientados a la estimación de sus condiciones geomecánicas, parámetros necesarios para la concepción, diseño y construcción de las obras.
Estudio hidrológico: Estudio destinado a la obtención de datos relativos a la ocurrencia y distribución espacial y temporal de aguas superficiales y subterráneas.
Evaluación del riesgo: Evaluación cualitativa y cuantitativa del riesgo ocasionado sobre la salud humana o sobre el medio ambiente por la implantación y funcionamiento de una obra de Alcantarillado.
Exfiltración: Proceso mediante el cual el agua escurre hacia el exterior desde los conductos del sistema de alcantarillado.
Factor de demanda máxima diaria (FMD): Es un factor por el cual se multiplica la demanda o el caudal medio para obtener el caudal o la demanda del día de máxima demanda en el respectivo componente del sistema.

Factor de demanda máxima horaria (FMH): Es un factor por el cual se multiplica la demanda o el caudal medio para obtener el caudal o la demanda de la hora de máxima demanda en el respectivo componente del sistema.
Flujo a gravedad: Esguerrimiento producido en una conducción abierta o cerrada debido a la fuerza gravitatoria generada por un gradiente del nivel del fluido.
Flujo a presión: Se produce en una conducción cerrada cuando el esguerrimiento ocupa la totalidad de la sección y el gradiente hidráulico está sobre la cota de intradós del tubo.
Flujo a superficie libre: Se produce cuando en una conducción abierta o cerrada el esguerrimiento presenta su superficie en contacto con el aire a la presión atmosférica.
Frecuencia: En hidrología, número de veces que en promedio se presenta un evento con una determinada magnitud, durante un período definido. También, se denomina a la inversa del Período de Retorno.
Fuente no puntual: Fuente de polución o contaminación no localizada (Esgorrentía pluvial urbana, esguorrentía agrícola, etc.)
Fuente puntual: Cualquier fuente definida de la cual se descargan o pueden descargarse contaminantes (Tuberías, emisarios, canales, corrales de engorde, embarcaciones, etc.)
Impacto ambiental: Cambio o consecuencia al ambiente que resulta de una acción específica o proyecto. Ver definición de “Estudio de Impacto Ambiental”.
Industria: Local o lugar donde a través de la manufactura, elaboración o procesos, produce la transformación de la materia prima y que en sus diferentes etapas generan agua residual que se descarga al alcantarillado público. Se consideran también los locales que produzcan agua residual en volumen y características diferentes a las del agua residual doméstica (de acuerdo a la Clasificación Internacional Industrial Uniforme CIIU).
Infiltración: Proceso mediante el cual el agua atraviesa la superficie del suelo y esguerr subsuperficialmente hacia los conductos del sistema de alcantarillado y penetra en los mismos a través de fisuras, juntas en estado deficiente, unión de tuberías con pozos de inspección y demás estructuras.
Interceptor: Canal o tubería que recibe el caudal sanitario de una serie de descargas transversales y las conduce a una planta de tratamiento. En el caso de un sistema de alcantarillado combinado puede recibir también un pequeño caudal predeterminado de aguas lluvias.
Manejo de aguas residuales: Conjunto de obras de recolección, tratamiento y disposición y acciones de operación, monitoreo y control, en relación con aguas residuales.
Mantenimiento correctivo: Conjunto de actividades que se deben llevar a cabo cuando un componente, equipo, instrumento o estructura ha tenido una parada forzosa o imprevista.
Mantenimiento preventivo: Conjunto de actividades que se llevan a cabo en un equipo, instrumento o estructura, con el propósito de que opere a su máxima eficiencia de trabajo, evitando que se produzcan paradas forzosas o imprevistas.
Mantenimiento: Conjunto de acciones que se ejecutan en las instalaciones y/o equipos para prevenir daños o para la reparación de los mismos cuando se producen.
Marginales o emisarios sanitarios: canal o tubería que recibe aguas residuales de un sistema de alcantarillado hasta una planta de tratamiento o desde una planta de tratamiento hasta el punto de disposición final

Materiales de arrastre de fondo: Materiales que se desplazan por o cerca del fondo de un cauce, rodando, deslizándose, o por pequeños saltos.
Memoria técnica: Documento técnico y descriptivo que resume todos los datos de campo e informaciones preliminares, resultados de trabajos realizados, recomendaciones y conclusiones del estudio. Forman parte de la memoria los anexos, esquemas, planos y todos los demás documentos que sean necesarios para completar el proyecto. También se puede denominar Informe Técnico.
Metales pesados: Metales que pueden ser precipitados por el hidrógeno sulfurado en solución ácida, por ejemplo: plomo, plata, mercurio, etc.
Monitoreo: Actividad consistente en efectuar observaciones, mediciones y evaluaciones de parámetros de calidad del agua de escurrimiento en las redes de alcantarillado.
Muestra compuesta: Formada por mezcla de alícuotas de muestras individuales con volúmenes parciales proporcionales al caudal (determinado en el momento de muestreo), tomadas a intervalos y durante un período de tiempo predeterminado (generalmente 24 horas o en el caso de industrias el turno de trabajo).
Muestra puntual: Muestra tomada al azar en un cuerpo receptor y en una hora determinada, para el examen de un parámetro que normalmente no puede preservarse (vg. coliformes, pH, CO₂, etc.)
Muestreo: Recolección de muestras de un volumen predeterminado con aplicación de técnicas y preservación que corresponden al parámetro o característica a determinarse en el laboratorio.
Nitrógeno Total Kjeldahl: amoníaco total, que es usado para describir la suma de concentraciones del amoníaco (NH₃) y el ion amonio (NH₄⁺) y puede expresarse como Nitrógeno Amoniacal Total, debido a que los dos compuestos tienen pesos moleculares ligeramente diferentes. El nitrógeno total es un criterio de calidad para la protección de la vida acuática.
Nivel freático: Profundidad de la superficie de un acuífero libre con respecto a la superficie del terreno. Operación: Conjunto de acciones para mantener en funcionamiento un sistema.
Norma (estándar) de calidad del agua: objetivo reconocido en leyes o reglamentos de control de la contaminación el agua, a nivel gubernamental.
Objetivo (o meta) de la calidad del agua: Concentración numérica o enunciado descriptivo recomendado para preservar los usos designados del agua en un sitio (cuenca o tramo de río) y bajo condiciones específicas. Son la base de los reglamentos de control de la contaminación de agua.
Optimización: Proceso de diseño o construcción para lograr aprovechar al máximo la capacidad de un elemento de un sistema de Alcantarillado.
Ordenanza Pluvial 048: Ordenanza 048 emitida por el Concejo Municipal el 3 de enero del 2023, para el financiamiento y desarrollo del drenaje pluvial, que ordena explícitamente la separación de caudales y el almacenamiento del agua lluvia en la ciudad de Quito. El texto no considera el financiamiento de medidas en los cauces de quebradas y ríos.
Ordenanza Verde Azul: Ordenanza en actual desarrollo, que tiene por objetivo crear las condiciones políticas, legales y financieras que requiere el subsector para su adecuado desarrollo y sostenibilidad. La meta estratégica para esta área es posicionar al drenaje pluvial

en la política pública, instrumentar su gestión independiente, y ubicarlo en igualdad de prioridad respecto al drenaje sanitario. La ordenanza verde azul buscará financiar la gestión del drenaje pluvial en el DMQ, el desarrollo del drenaje pluvial sostenible y las acciones requeridas en los cauces para reducir los daños ocasionados por el incremento de caudales de origen urbano.
Parámetros de diseño: Criterios seleccionados o preestablecidos con los que se diseñan y construyen cada uno de los elementos de un sistema de Alcantarillado.
Pendiente transversal: Inclinación que se les da a las vialidades hacia sus costados para facilitar el escurrimiento del agua de lluvia hacia las cunetas y estructuras de captación.
Pérdida de carga: Disminución de la carga hidráulica total de un fluido debido a las pérdidas por fricción y menores que se presentan con el flujo de este a través de un conducto.
Pérdidas menores o locales: Pérdida de la carga hidráulica total causada al flujo por los accesorios o válvulas de una conducción de agua.
Pérdidas por fricción: Pérdida de la carga hidráulica causada por los esfuerzos cortantes del flujo en las paredes de un conducto.
Perfil hidráulico: Es un corte a través de un elemento del sistema de Alcantarillado que muestra el nivel de agua en cada una de sus partes bajo condiciones de operación normal.
Período de diseño: Tiempo para el cual se diseña un sistema o los componentes de éste, en el cual su(s) capacidad(es) permite(n) atender la demanda proyectada para este tiempo.
Período de retorno: Es el intervalo de tiempo promedio, medido en años, dentro del cual un evento hidrometeorológico puede ser igualado o superado.
Plan de contingencias: Es el conjunto de procedimientos preestablecidos para la respuesta inmediata, con el fin de atender en forma efectiva y eficiente las necesidades del servicio de manera alternativa y para restablecer paulatinamente el funcionamiento del sistema después de la ocurrencia de un evento de origen natural o antrópico que ha causado efectos adversos al sistema.
Plan maestro de alcantarillado: Estudio de planeamiento que indica el plan óptimo de obras e inversiones para la expansión ordenada de un sistema de alcantarillado en un horizonte de análisis dado.
Planos de diseño para construcción: Plano producto de la etapa de diseño definitivo y que contiene todos los detalles para ubicar la obra y los detalles específicos para lograr su construcción.
Planos de obra construida (planos <i>as built</i>): Plano que refleja la ubicación y detalles específicos de la obra, como quedó realmente construida.
Planta de tratamiento (de depuración) de aguas residuales PTAR: Conjunto de obras, facilidades y procesos, implementados para mejorar las características del agua residual doméstica e industrial
Población equivalente: La población estimada al relacionar la carga o volumen de un parámetro (DBO, sólidos en suspensión, caudal) al correspondiente aporte per cápita (kg. DBO/hab., l/hab.).
Población flotante: Población de alguna localidad que no reside permanentemente en ella y que la habita por un espacio corto de tiempo por razones de trabajo, turismo o alguna otra actividad temporal.

Población futura: Número de habitantes que se tendrá al final del período o etapa de diseño.
Pozo de Cabecera: Es un pozo de visita donde se inicia un conducto o conducción y que no posee algún otro que descargue a él.
Pozo de caída: Estructura que permite efectuar en su interior los cambios bruscos de nivel del agua conducida por las tuberías de la red. Se construye en terrenos con altas pendientes a fin de no sobrepasar las velocidades máximas y también en el caso de realizar descargas a subcolectores o colectores profundos.
Pozo de visita: Estructura que se emplea como medio de acceso para la inspección y limpieza de las tuberías y colectores. Además, se utiliza para hacer cambios en la dirección del flujo, en el diámetro de las tuberías y en su pendiente, así como para la conexión de tuberías y colectores.
Pozo o cámara de revisión (o inspección): Estructura de forma cilíndrica o prismática con tapa removible para permitir el acceso, la ventilación y el mantenimiento de los sistemas de alcantarillado.
Prediseño: Dimensionamiento preliminar de los componentes de un sistema.
Presa cortapicos: Estructura hidráulica diseñada para suavizar el pico de las avenidas, almacenando por un tiempo corto, cierto volumen de escurrimiento y permitiendo su salida gradual.
Presión interna: Corresponde a la presión interna máxima a la que estará sometida la tubería durante su vida útil; valor derivado del diseño hidráulico y del cálculo de la sobrepresión máxima que pueda llegar a generarse por efectos de golpes de ariete en el sistema.
Presión nominal: Presión interna máxima a la cual puede estar sometida una tubería, considerando un factor de seguridad, y que es dada por el fabricante según las normas técnicas correspondientes. También se llama presión de trabajo.
Pretratamiento: Operaciones y/o procesos de tratamiento destinados a la reducción de la concentración de contaminantes, la eliminación de los mismos o a la alteración de la naturaleza de las propiedades contaminantes de las aguas residuales domésticas o industriales antes de su descarga al sistema público de alcantarillado, o a otros procesos de postratamiento (pretratamiento anaeróbico seguido de post tratamiento).
Primer lavado o <i>first-flush</i> : escorrentía producida al comienzo de la precipitación, caracterizada por transportar una fracción significativa de los contaminantes acumulados en tiempo seco (período entre lluvias), con un pequeño volumen inicial de agua de escorrentía superficial.
Primer Lavado: Es el escurrimiento urbano inicial de una tormenta de lluvia. Durante esta fase, el agua contaminada, producto del lavado, ingresa al sistema de drenaje y subsecuentemente a las aguas superficiales; por lo general es más concentrada que el agua restante de la tormenta.
Proyecto definitivo: Conjunto de trabajos que incluyen diseños, presupuestos, memoria técnica, lista de materiales, especificaciones técnicas, documentos precontractuales y programación de obra y manuales de operación y mantenimiento.
Proyecto: Conjunto de obras que se encuentran previstas a nivel de diseño.

PTAR: Planta de tratamiento de aguas residuales que considera múltiples procesos unitarios para mejorar la calidad física, química y bacteriológica de las aguas residuales domésticas de una determinada cuenca de aporte o área poblada.
Punto de muestreo: Lugar de extracción de muestras de agua para su análisis y representativo de la calidad del agua de escurrimiento en el sistema de alcantarillado.
Reconocimiento de los suelos: Actividad que tiene por objeto la puesta en obra de los medios necesarios y suficientes, para la obtención del conocimiento de los diversos elementos y formaciones de que están constituidos los suelos de la zona del Proyecto.
Régimen anual de escorrentía en el río: Corresponde a la escorrentía mensual medida en un cauce durante un año medio. La serie medida deberá disponer al menos de 30 años según la Organización Meteorológica Mundial. El régimen anual de escorrentía del río será la línea de referencia para el monitoreo de cantidad de agua en el río.
Regulador de caudal: Dispositivo hidráulico cuya función es regular el gasto total o parcial de las aguas vertidas de una tubería a otra.
Rejilla: Elemento que mediante una combinación de barras y espacios libres permite el ingreso de agua a los sumideros y retiene basuras y material sólido.
Retención de escorrentía no controlable: Una de las estrategias de gestión sostenible del subsector es la incorporación de las funciones de detención, retención, infiltración y tratamiento de la escorrentía superficial en los sistemas de drenaje pluvial. La tecnología actual que de manera convencional se aplica en este subsector, demanda crecientes montos de inversión en infraestructura y en la rehabilitación de redes de drenaje dañadas o deterioradas, generando situaciones que amenazan con sobrepasar la capacidad de financiamiento de los gobiernos municipales en los próximos decenios. Esta situación, unida a las condiciones de gobernabilidad y funcionamiento en que se mantienen la provisión y prestación de servicios de drenaje pluvial, lleva a que este subsector tienda a generar bajos niveles de sostenibilidad social, técnica y administrativa-financiera.
Reúso del agua lluvia: Igualmente, estas redes muestran deficiencias operativas respecto a la protección, recuperación, conservación y manejo del agua lluvia que recogen al inicio de la escorrentía superficial, por lo que no contribuyen a la gestión integrada del agua en las ciudades. Dado que en su mayoría los sistemas actuales permiten o terminan combinando aguas lluvia con aguas sanitarias, la baja capacidad de tratamiento de vertidos que disponen estas redes las convierte en fuentes importantes de contaminación de las cuencas hidrográficas, reduciendo a su vez la disponibilidad de agua dulce no contaminada, requerida para otros usos, aguas abajo de las ciudades.
Riesgo: Potenciales consecuencias económicas, sociales o ambientales que se pueden generar como resultado de los daños o la pérdida de función de un sistema durante un tiempo de exposición definido. Se expresa como la probabilidad de exceder una pérdida en un sitio y durante un lapso determinado, resultado de relacionar la vulnerabilidad del sistema y la amenaza a la cual se encuentra sometido.
Sedimentación: Proceso en el cual los sólidos suspendidos en el agua se decantan por gravedad.
Sedimentos: Partículas sólidas provenientes de rocas o de un medio biológico, que son o han sido transportadas por el agua u otro agente atmosférico.

Separación de caudales: Es una estrategia de gestión sostenible para la recuperación gradual de la calidad del agua en los cauces y de sus funciones ambientales. El marco legal ecuatoriano sitúa al drenaje pluvial dentro del sector de saneamiento ambiental, le reconoce como un sistema independiente del drenaje sanitario y le asigna las funciones de recolección, conducción y disposición final del agua lluvia. A su vez, las funciones que debe cumplir el drenaje pluvial implican que este subsector sea legalmente responsable del manejo, protección y conservación de la escorrentía superficial que se generan en las ciudades.
Separador de caudal: Es una estructura implantada en un alcantarillado combinado, para evacuar los caudales de aguas servidas diluidas a un colector sanitario y las aguas lluvias a un cauce natural, para evitar la contaminación del cauce receptor.
Sifón invertido. Es un arreglo de pozos y tuberías que trabajan a presión para conducir el agua vertida por uno de los pozos, denominado como de descenso y el otro pozo hacia donde fluye el agua, llamado de ascenso. El arreglo así formado hace posible la conducción del agua por debajo de obstáculos, manteniendo los niveles y las velocidades existentes en la tubería antes del sifón. Conducto a presión por gravedad con forma “U” y funciona siempre con el punto de entrada por encima del punto de salida
Sifón: Conducto a presión por gravedad, situado íntegramente arriba de la línea piezométrica.
Sistema combinado: Sistema de alcantarillado que recibe aguas lluvias y aguas residuales de origen doméstico y/o industrial.
Sistema de alcantarillado pluvial. Es el conjunto de conductos y estructuras complementarias de conexión, operación y mantenimiento que permiten desalojar las aguas de lluvia desde su captación en las calles, patios y otras superficies impermeables, hasta su descarga a las corrientes naturales.
Sistema de control: El sistema de control permite mantener variables de un proceso dentro de un rango de operación, tomando acciones a partir de comparar el valor deseado con el valor requerido. Un sistema de control está compuesto usualmente por los siguientes elementos: Instrumentación de medición-transductor, transmisor, controlador, actuador y sistema de registro.
Sistema experto: Es un programa computacional interactivo que pretende simular las acciones y decisiones de un experto usando algunas representaciones de su conocimiento y proceso de razonamiento.
Sistema Público de Alcantarillado: Conjunto adecuado de conductos subterráneos que sirven para el transporte de agua mezclada con residuos procedentes de la actividad de la comunidad.
Sistema SCADA: Conjunto de programas de computador con funciones de registro y visualización de variables del proceso, generación de alarmas, cálculo y aplicación de señales de acción, los cuales interactúan con el proceso por intermedio de un sistema de adquisición de información.
SST: es el peso total de materia en suspensión en una muestra de agua por unidad de volumen o unidad de peso de agua, un valor alto de este parámetro indica afectación en la entrada de luz limitando el desarrollo de la vida acuática, así como es posible transportar sustancias tóxicas o nocivas cuando existe partículas pequeñas. Los sólidos en suspensión también

pueden dar lugar al desarrollo de depósitos de lodos y condiciones anaerobias cuando se vierten aguas residuales no tratadas.
SUDS (Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible): Sistemas de drenaje que integran urbanismo, paisajismo e hidrología para dotar a la ciudad la capacidad de emular el ciclo natural del agua.
Sumidero: Estructura destinada a captar las aguas de la escorrentía superficial que corren por las cunetas de las calzadas y que entrega las mismas al sistema de alcantarillado.
Sustancias flotantes: Materiales que se sostienen en equilibrio en la superficie del agua y que influyen en su apariencia.
Tamaño efectivo: En una muestra de material granular, el tamaño efectivo corresponde al espaciamiento libre de una malla o tamiz que deja pasar el 10% de la muestra, en peso.
Tanque de compensación: Tanque utilizado para almacenar y homogenizar el desecho, eliminando las descargas violentas.
Tanques de tormenta: son estructuras que permitirán almacenar el volumen de agua lluvia durante un evento meteorológico, para su posterior descarga controlada hacia la red de alcantarillado o cuerpo natural de agua.
Tecnología apropiada: Es aquella que permite seleccionar los métodos de tratamiento más simples y económicos, utilizando al máximo la mano de obra y materiales locales.
Tipo de usuario: Diferentes clases de usuarios que pueden existir a saber: domésticos, industriales, comerciales, oficiales, municipales y educacionales.
Tubería de impulsión: Conducción que permite el transporte de agua a presión desde una Estación de Bombeo.
Tubería flexible o semirrígida: Los materiales de tuberías que clasifican como flexibles o semirrígidos son aquellos que derivan una parte substancial de su capacidad de carga ante las cargas del terreno a partir de la resistencia estructural del elemento asociada a la rigidez misma de la pared de la tubería.
Tubería: Conducto de sección circular para el transporte de agua.
Usuario industrial: Persona natural o jurídica que representa a la planta industrial pública, privada o mixta que descarga su agua residual al alcantarillado público.
Válvulas: Elemento que permite el control del flujo en una tubería.
Variante: Término utilizado para los diferentes esquemas técnicos que permiten la optimización de una alternativa de solución planteada para el diseño de un sistema de Alcantarillado.
Velocidad de sedimentación: Velocidad de caída de las partículas en un medio dado.
Vertedero: Dispositivo hidráulico para medición y control de rebose.
Vida útil: Período de utilización después del cual una obra o estructura puede ser reemplazada por inservible.
Vulnerabilidad: Predisposición de un sistema de ser afectado o de ser susceptible a sufrir daños o pérdida de su función, como resultado de la ocurrencia de un evento que caracteriza una amenaza.

2 Criterios técnicos de diseño

Los criterios técnicos recogidos en el presente documento están basados en la norma elaborada por la EMAAP-Q en el año 2009¹⁰; se han revisado y mantenido los principales criterios referentes al alcantarillado sanitario y pluvial; se han hecho actualizaciones y correcciones de algunas ecuaciones y se han incorporado los criterios relacionados con el drenaje pluvial sostenible.

Como resultado de esto, el uso de la presente norma incorporará en la planificación y el diseño de la infraestructura de saneamiento que se desarrolle en el suelo de uso urbano del DMQ la separación de caudales de aguas residuales y aguas pluviales, así como la gestión sostenible del agua lluvia. En los siguientes numerales se detallan los criterios a ser utilizados para la elaboración de los diseños de los sistemas de drenaje del Distrito Metropolitano de Quito.

2.1 Gestión de aguas lluvias y residuales domésticas

El desarrollo urbano de la ciudad requiere una evolución progresiva de las estructuras de drenaje hidráulico diseñadas para conducir las aguas naturales, para recoger y transportar el agua de lluvia y las aguas residuales de las actividades humanas y productivas; así como para drenar aguas subterráneas cuando éstas se elevan a niveles incompatibles con los asentamientos urbanos y la infraestructura existentes en el subsuelo.

Las necesidades actuales de drenaje urbano tienen mayor complejidad que en el pasado y su desarrollo está sujeto a restricciones y limitaciones determinadas por las condiciones cambiantes inducidas por la evolución socioeconómica del territorio. La gran presión por el desarrollo urbano masivo en el Distrito Metropolitano de Quito, en muchos casos, ha llevado a absorber dentro del tejido urbano a quebradas y cauces fluviales, así como acuíferos; este hecho, en muchos casos, ha traído como consecuencia efectos negativos en el régimen hidrológico y en el equilibrio ecológico.

Frente a estos problemas, los sistemas drenaje urbano, son los llamados a controlar todos, o casi todos, los fenómenos hidráulicos que coexisten en el territorio urbanizado; para lo cual, se desarrollan sistemas de alcantarillado, sean estos combinados o separados. En el caso del Distrito Metropolitano de Quito, la configuración actual está constituida en su mayoría por sistemas de alcantarillado combinado, que reciben tanto las aguas residuales urbanas como las aguas de lluvia; y en algunos casos también otras aguas superficiales y subterráneas.

Esta configuración, para ser compatible con la instalación de plantas de tratamiento de aguas servidas, necesita de un sistema que separe las aguas sanitarias de las pluviales, limitando la

¹⁰ EMAAP-Q (2009), Normas de diseño de sistemas de alcantarillado para la EMAAP-Q, primera edición, Quito, 158p.

presencia de aguas pluviales en los caudales sanitarios, los cuales deben ser conducidos a las instalaciones de depuración.

Si bien las aguas pluviales en principio no requieren tratamiento, varias investigaciones han demostrado que, en muchos casos, las aguas pluviales del primer lavado (primera lluvia), tienen condiciones de alta contaminación debido al lavado de las superficies, por lo que estos caudales pluviales deben contar con un tratamiento adecuado antes de su vertido a los cuerpos de agua receptores (cauces de ríos o quebradas).

Por lo tanto, aunque el sistema de gestión de aguas lluvias y residuales mediante un alcantarillado separado puede ser considerado como la mejor respuesta para conseguir la eficiencia de purificación de las plantas de tratamiento de aguas servidas, es necesario considerar los aspectos sobre la posible contaminación de las aguas pluviales urbanas. Se debe tomar en cuenta la funcionalidad hidráulica y la ingeniería de la planta de tratamiento, así como el mejor resultado global con respecto al territorio y las masas de agua superficial y subterránea interconectadas con él; se debe buscar la mejor alternativa de drenaje urbano a través de una elección integrada del sistema de purificación de alcantarillado que permita el mejor resultado, con las mejores tecnologías disponibles y con costos compatibles, en términos de eliminación de contaminantes y calidad ambiental en general.

Comúnmente, un sistema de drenaje urbano está constituido por obras de drenaje superficial, que conducen la escorrentía de las aguas pluviales y las aguas residuales de las viviendas y áreas productivas; por obras hidráulicas y de control ambiental (obras de descargas de los caudales de crecida a los cauces receptores, tanques de primera lluvia y tanques de retención), por eventuales estaciones elevadoras de bombeo de las aguas servidas hacia las conducciones, por las obras de descarga de las aguas pluviales y de los efluentes de las plantas de tratamiento de las aguas servidas. Todo el sistema debe diseñarse de manera integral y coherente para evitar disfunciones que surgen cuando se diseñan la red de drenaje y la planta de tratamiento correspondiente, de forma independientemente una de otra¹¹.

El sistema de drenaje en su conjunto debe ser eficiente y respetuoso con el medio ambiente circundante, para lo cual debe considerar los siguientes criterios:

- La frecuencia de eventos que superen la capacidad de la red debe ser económicamente compatible con el daño causado por tales eventos a los asentamientos residenciales y productivos atendidos;
- Los caudales máximos suministrados a las masas de agua receptoras no deberán superar su capacidad;
- Las cargas contaminantes de efluentes procedentes de vertidos de aguas pluviales y del tratamiento debe ser globalmente compatible con los cuerpos receptores; no deben

¹¹ Artina S., Paoletti A. (1997). Criteri di progettazione. In: Sistemi di Fognatura. Manuale diProgettazione. CSDU-Hoepli, Milano, 15-67.

Paoletti, A., Papiri, S. (2003), Sistemi fognari unitari e separati: aspetti funzionali e ambientali, Giornata di studio: "La separazione delle acque nelle reti fognarie urbane, Roma.

producir efectos de toxicidad ni aguda ni a largo plazo debido a la acumulación de los mismos.

Estos criterios deben ser respetados, para ambos tipos de sistemas de alcantarillado, sean combinados (unitarios) o separados, para lo cual, estos deben estar equipados con sistemas adecuados de almacenamiento y descarga.

En atención a las regulaciones legales, los nuevos desarrollos deben contar con una red separada; mientras que, para los sistemas combinados existentes, se deberán introducir los cambios necesarios, justificados con el análisis de las condiciones de ingeniería, condiciones ambientales y factores económicos para cada situación específica.

Asimismo, el control de descargas de origen meteórico, dirigido a reducir el impacto contaminante en los cuerpos de agua receptores, puede implementarse a través de intervenciones estructurales o no estructurales no convencionales.

Las intervenciones no estructurales consisten en la implementación de protocolos de mantenimiento de calles urbanas, diseñados para eliminar con cierta frecuencia el polvo y los depósitos orgánicos e inorgánicos con vehículos, maquinarias especiales u otros medios. La frecuencia y el tipo de medios de trabajo influyen en el resultado alcanzado para permitir una reducción significativa de los contaminantes. Las medidas no estructurales también pueden incluir las relativas al drenaje vial, de modo que esté diseñado para atrapar los sólidos entrantes mientras se espera la llegada de los vehículos para su recolección y disposición adecuada de forma periódica.

Las intervenciones estructurales, en cambio se implementan principalmente en las redes de alcantarillado urbano por medio de descargas adecuadas, tanques de tormenta y de primera lluvia, estanques de infiltración, entre otros, de acuerdo con diferentes esquemas de planta que incluyen, entre otros, los siguientes elementos:

- El uso de tanques de retención para la laminación de la tormenta solamente;
- El uso conjunto de tanques de tormenta y tanques de primera lluvia en línea;
- El uso conjunto de tanques de tormenta y tanques de primera lluvia fuera de línea.
- El uso complementario de sistemas urbanos de drenaje sostenible SUDS

En las redes de aguas pluviales destinadas al drenaje de pavimentos fuera de los centros urbanos (áreas de servicio y de estacionamiento, autopistas y carreteras principales, pistas y áreas de estacionamiento de aeropuertos, etc.), las intervenciones estructurales pueden requerir de sistemas de tratamiento primario de las aguas pluviales, que normalmente incluyen procesos de filtración, sedimentación y separación de aceites y grasas. Estos sistemas de tratamiento, en caso de ser necesarios, se deben ubicar en puntos de descarga debidamente centralizados.

En la Norma de Sistemas de Alcantarillado existente hasta la fecha para el Distrito Metropolitano de Quito (DMQ), no se menciona explícitamente al drenaje urbano sostenible,

pues dicha normativa se desarrolló con un enfoque que considera los sistemas de drenaje urbano convencionales; sin embargo, en el Plan de Gestión Para el Sistema de Escorrentía Pluvial en el DMQ, incluido en el Plan Maestro de Alcantarillado de Quito (Hazen and Sawyer, , 2011¹²) se prevé la definición de las acciones, planes y programas que permitan “*mantener y/o mejorar la calidad de las aguas superficiales y subterráneas dentro del área urbana de la ciudad de Quito en comparación con la calidad de las aguas observadas en la zona natural. Mantener el balance del ciclo del agua en las zonas urbanas en correspondencia a las observadas en la zona natural. Proteger los drenajes naturales a través de una planificación urbana adecuada y mediante la implantación de estrategias de conservación y protección de cauces. Implementar sistemas de Gestión de escorrentía pluvial que sean económicamente viables y sostenibles en el largo tiempo Minimizar los riesgos y daños a la propiedad pública y privada causada por inundaciones producidas por caudales pico, flujo de lodos y/o empalizadas. Minimizar el riesgo de enfermedades de origen hídrico que podrían afectar a la población más vulnerable en este caso niños y ancianos. Mantener el entorno natural y/o urbano agradable de tal manera que la población pueda disfrutar de este recurso.*”

En este contexto, la presente norma es una actualización de la norma anterior, que recoge los criterios técnicos fundamentales y los complementa para su aplicación en el diseño de los sistemas de drenaje que incluyan las técnicas consideradas sostenibles y que estén alineados con las regulaciones ambientales actuales y con los propuesto en el Plan Maestro de Alcantarillado.

2.1.1 Componentes del sistema integral del drenaje urbano

El sistema de drenaje urbano se considera integrado por las siguientes instalaciones:

- Redes de alcantarillado sanitario, pluvial o combinado.
- Conexiones domiciliarias.
- Sumideros
- Interceptores de aguas residuales. Conducciones principales y conductos de impulsión.
- Facilidades de medición y muestreo.
- Instalaciones de regulación y alivio de los sistemas combinados.
- Estaciones de bombeo.
- Instalaciones de tratamiento de aguas residuales.
- Descarga final.

En el Distrito Metropolitano de Quito, las redes de alcantarillado pluvial se consideran parte de los sistemas de gestión de las aguas lluvias en las áreas urbanas; este drenaje urbano tiene

¹² Hazen and Sawyer , Empresa Pública Metropolitana de Agua Potable y Saneamiento (2011), Estudios de Actualización del Plan Maestro Integrado de Agua Potable y Alcantarillado para el DMQ, Programa de Saneamiento Ambiental para el Distrito Metropolitano de Quito (PSA), Resumen Ejecutivo Plan Maestro de Alcantarillado, Quito

como función la detención, retención, pretratamiento, re-uso, infiltración, y descarga de las aguas lluvias a las redes de alcantarillado separado o a los cuerpos receptores.

2.1.2 Niveles de servicio

Dependiendo del tipo de área urbana a servir, se determinará el nivel del sistema de recolección de aguas servidas que corresponda a dicha área urbana. En las redes urbanas, en general se considerarán tres niveles de servicio, según su complejidad, siendo el nivel 1 el más simple y el nivel 3 el más complejo (alcantarillado convencional).

El nivel 1 corresponde al utilizado para comunidades rurales con casas dispersas y calles sin ningún tipo de acabado; el nivel 2, se utiliza en comunidades que ya tengan algún tipo de trazado de calles, con tránsito vehicular y que tengan una mayor concentración de casas, de modo que se justifique la instalación de tuberías de alcantarillado con conexiones domiciliarias; mientras que el nivel 3 se utiliza en las ciudades o en comunidades más desarrolladas en las que los diámetros calculados caigan dentro del patrón de un alcantarillado convencional. En una misma comunidad, dependiendo de las características de la zona servida, se puede utilizar una combinación de los niveles descritos.

Tabla 2.1. Niveles de servicio para áreas urbanas

Nivel 1	Saneamiento Básico. La Norma del IEOS (1978), sobre la que se basan las diferentes regulaciones actualmente en uso en el país, establece que, para el saneamiento básico, se utilicen tanques sépticos, fosas húmedas, o unidades básicas sanitarias, individuales o para grupos de casas, con sistemas de tuberías efluentes de PVC u otro material apropiado que conduzcan las aguas servidas hacia un sistema central o una zona de tratamiento individual. El tratamiento, en este nivel, consistirá en separación de agua lluvia, aguas grises y aguas negras, retención de sólidos, y/o zanjas de infiltración. El sistema de alcantarillado puede diseñarse con flujo a superficie libre (esto es, como canales abiertos) o a presión. Cuando el líquido ya no acarrea sólidos, ni el sistema este expuesto a la introducción de objetos extraños a través de pozos o cajas de revisión, el diámetro mínimo de las tuberías puede reducirse a 150 mm. El resto de tuberías se diseñará para que tenga la capacidad hidráulica necesaria. (Norma IEOS, 1978¹³.) Drenaje pluvial. Se diseñarán tanques de retención y sistemas de gestión de agua lluvia intradomiciliaria, a los que se conectarán las redes internas separadas, según se define en el estándar de edificabilidad de acuerdo a la normativa de uso del suelo vigente (LMU20). En las calles se diseñarán cunetas de suficiente capacidad para
----------------------------------	---

¹³ IEOS (1978), Normas para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes.

	acarrear la escorrentía superficial del área cubierta por vías. Los bordillos serán modificados, de modo que su trazado no sea continuo, para recibir las aguas lluvias. La escorrentía superficial no drenará directamente al curso receptor, sino que su impacto en los cuerpos receptores será reducido a través de elementos de retención, detención, filtración o infiltración de las aguas lluvias. Para evitar el acarreo excesivo de sólidos en suspensión hacia el curso receptor se recubrirán las calles seleccionando algún tipo de pavimento económico, como adoquines ecológicos, en caso de pendientes suaves, o como empedrados, en caso de fuertes pendientes. Del mismo modo, las cunetas pueden dotarse de gravas para retener los sólidos. La longitud de cunetas depende de la distancia máxima de ubicación de los cruces de drenaje vial, usualmente no mayores a 250m. La idea es incorporar las funciones de los sistemas de drenaje sostenibles al drenaje vial. Los cruces de quebradas serán estudiados para permitir el paso de flujos de escombros, y su diseño, operación y mantenimiento serán responsabilidad de la entidad a cargo de la ejecución de las vías.
Nivel 2	Alcantarillado sanitario. Comprende una red convencional de alcantarillado sanitario. Se utilizarán tuberías de PVC de diámetro mínimo de 250 mm instaladas en calles, en el lado opuesto a la red de agua potable. Las redes secundarias o auxiliares serán incorporadas a las redes principales preferentemente a gravedad. Las viviendas y edificaciones que no se conecten directamente a los emisarios sanitarios, por su desnivel respecto al emisario, se conectarán mediante impulsión individual o de un grupo de lotes. Los sistemas a impulsión tendrán un diámetro mínimo de 63mm, y las cámaras húmedas de la impulsión tendrán accesos viales, adecuados para su operación y mantenimiento. Para la inspección y mantenimiento del sistema se instalarán pozos de visita a distancias no mayores de 70 m, especialmente en vías con pendientes bajas. Drenaje pluvial. Las redes e instalaciones intradomiciliarias desarrollaran redes separadas (una para aguas servidas y otra para las aguas lluvias). El agua lluvia será retenida dentro de la edificación y su descarga será dirigida hacia cauces naturales, con las previsiones de disipación de energía y protección del lecho del accidente geográfico, para evitar su degradación. En las vías, se utilizarán rejillas laterales, que pueden acompañarse con resaltos viales para recoger el agua lluvia y conducirla hacia jardines de lluvia, canales filtrantes o almacenamientos ubicados en áreas públicas, veredas, o incrementos de veredas, de modo de detener, retener, infiltrar o devolver el agua lluvia pretratada al siguiente sumidero o la red de alcantarillado pluvial. Las áreas de gestión de agua lluvia serán acondicionadas con vegetación adecuada para retener los sedimentos, que serán removidos antes de su descarga a la red de

	agua lluvia. Los canales de agua lluvia se ejecutarán en los parterres o dentro de áreas públicas acondicionadas para el manejo del agua lluvia. Los niveles de terreno de las áreas de recepción del agua lluvia serán deprimidos, de modo que se evite que el agua salga hacia las calles desde áreas verdes, veredas, parques, canchas y edificaciones. Los tiempos de entrega del agua lluvia serán incrementados para reducir los caudales en las cunetas viales y redes convencionales. Los sistemas de almacenamiento del drenaje estarán dotados de elementos que permitan mejorar la calidad del agua lluvia. El primer lavado será almacenado, pretratado y entregado a la red de alcantarillado sanitario. Los caudales que superen los niveles de desborde del agua pretratada serán incorporados a la red de alcantarillado pluvial, mediante conducciones de un diámetro que permita detener el agua al menos 30 minutos o serán infiltrados en lugares donde el suelo sea permeable. La entrega desde tanques de retención de agua lluvia deberá ser protegida con rejas y tendrá redundancias que garanticen la continuidad del desborde.
Nivel 3	Alcantarillado sanitario. Se utilizará una red convencional de tuberías y emisarios diseñados para conducir caudales sanitarios o pluviales con recurrencia anual. Los diámetros mínimos de la red sanitaria serán de 300 mm y en interceptores de quebradas, de 600mm, especialmente en localidades de topografía plana, evitando la innecesaria profundización de las tuberías. Las redes mantendrán pendientes que garanticen la autolimpieza en las tuberías y pozos, en condiciones de caudales mínimos. No se permitirá la conexión de sistemas de agua lluvia a redes de alcantarillado sanitario o viceversa. Alcantarillado pluvial. El sistema de agua lluvia en nuevos desarrollos contará con sistemas de retención y almacenamiento de agua lluvia. Este sistema podrá cambiarse con el nivel 2 en ciertas zonas de la ciudad si así se considera necesario en el diseño. No se permitirá la conexión de redes de alcantarillado sanitario a los sistemas de retención de agua lluvia o a redes de alcantarillado pluvial. Alcantarillados combinados. Queda prohibido en el territorio del DMQ el desarrollo futuro de sistemas combinados, o unitarios, en todos los desarrollos urbanos a partir de la emisión de la presente Norma. Aguas residuales industriales y comerciales. Las aguas lluvias entregadas desde áreas industriales o comerciales serán reguladas de acuerdo al estándar de edificabilidad. Las aguas comerciales e industriales, para poder conectarse a la red, obligatoriamente deberán estar previamente tratadas y cumplir con los estándares de calidad previstos en la normativa ambiental vigente. Queda prohibido en el territorio del DMQ conexión de aguas comerciales o industriales sin tratamiento previo. Sistemas de drenaje separados. En general, un sistema de drenaje urbano estará constituido por obras de drenaje superficial, que conducen de manera separada la

	escorrentía de las aguas pluviales y las aguas residuales de las viviendas y áreas productivas; por obras hidráulicas y de control ambiental (obras de descargas de los caudales de crecida a los cauces receptores, tanques de primera lluvia y tanques de retención); por eventuales estaciones elevadoras de bombeo de las aguas servidas hacia las conducciones de caudales sanitarios, y por las obras de descarga de las aguas pluviales y de los efluentes de las plantas de tratamiento de las aguas servidas. Todo el sistema de drenaje debe diseñarse de manera integral y coherente para evitar disfunciones en su operación.
--	--

2.1.3 Concepción y diseño de los sistemas de recolección y transporte de aguas lluvias y residuales

La concepción y diseño de los sistemas de recolección y transporte de aguas lluvias y residuales requiere la ejecución de al menos las actividades que se detallan a continuación.

2.1.3.1 Definición del tamaño del sistema y su tipo

Se deberá definir el tamaño del sistema, teniendo en cuenta su inserción dentro del o los sistemas vigentes. En base a esto el proyectista determinará el tipo de sistema a adoptar, en especial en centros urbanos de áreas rurales con poca densidad poblacional (niveles de servicio).

Así mismo el tipo de sistema será definido mediante la evaluación de la compatibilidad del posible nuevo sistema con los existentes y de una evaluación económica de los distintos sistemas que se puedan proponer para las características de la zona del proyecto.

2.1.3.2 Justificación del proyecto y definición del alcance

Todo componente de un sistema de evacuación o disposición de aguas residuales y/o pluviales debe justificarse con la identificación de un problema de salud pública, del medio ambiente o de bienestar social, el cual tiene solución con la ejecución del sistema propuesto, ya sea mediante la ampliación de cobertura de un servicio o mejoramiento de su calidad y eficiencia.

2.1.3.3 Conocimiento del marco institucional

El diseñador del sistema debe conocer las diferentes entidades relacionadas con la prestación del servicio público de suministro de agua potable y recolección de aguas residuales y pluviales, estableciendo responsabilidades y las funciones de cada una. Las entidades y aspectos que deben identificarse son:

- Entidad responsable del proyecto.
- Diseñador.
- Constructor.
- Rol del municipio, ya sea como prestador del servicio o como administrador del sistema.
- Empresa prestadora del servicio. (Oficial, mixto o privado)
- Entidades territoriales competentes.
- Entidades de planeación.
- Entidad reguladora.
- Entidad de vigilancia y control.
- Operador.
- Fiscalizador.
- Acciones proyectadas de la comunidad en el sistema.
- Autoridad ambiental competente.
- Fuentes de financiación.

2.1.3.4 Acciones legales

El diseñador debe conocer todas las leyes, decretos, reglamentos y normas técnicas relacionadas con la conceptualización, diseño, operación, construcción, mantenimiento, supervisión técnica y operación de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales o pluviales, o cada uno de sus componentes en particular. Además, deben tomarse las medidas legales necesarias para garantizar el adecuado desarrollo del sistema de recolección y evacuación de aguas residuales o pluviales, o alguno de sus componentes.

2.1.3.5 Aspectos ambientales particulares

En caso de requerirse, de conformidad con las leyes y regulaciones vigentes, debe presentarse a la autoridad ambiental respectiva, la documentación necesaria para la obtención de la autorización administrativa ambiental prevista en la Ley y regulaciones vigentes, en la cual se incluya una descripción de las obras y acciones de mitigación de los efectos en el medio ambiente propios del proyecto.

2.1.3.6 Ubicación dentro de los planes de ordenamiento territorial y desarrollo urbano previstos

El diseñador debe conocer los planes de desarrollo y de ordenamiento territorial planteados dentro del marco de la Ley o la que la reemplace y establecer las implicaciones que el sistema tendría dentro de la dinámica del desarrollo urbano.

En particular, el diseño de un sistema debe contemplar la dinámica de desarrollo urbano prevista en el corto, mediano y largo plazo de las áreas habitadas y las proyectadas en los

próximos años, teniendo en cuenta la utilización del suelo, la estratificación socioeconómica, el plan vial y las zonas de conservación y protección de recursos naturales y ambientales, entre otros.

2.1.3.7 Estudios básicos

Para la elaboración de un proyecto de recolección y evacuación de aguas residuales o lluvias es aconsejable disponer de estudios previos a su diseño, que permitan caracterizar la región desde el punto de vista físico y socioeconómico, conocer los sistemas existentes de abastecimiento de agua potable y saneamiento básico y considerar los planes de desarrollo urbano y ordenamiento territorial. Esto debe contribuir a seleccionar la alternativa más adecuada y factible, desde el punto de vista técnico, económico, financiero y de menor impacto ambiental. En el caso de proyectos de ampliación y/o rehabilitación, el alcance y la necesidad de estudios básicos, es más limitado y puntual. A continuación, se describe de manera general, la información secundaria relevante para el diseño:

Recopilación de datos

Entre otros, se requiere contar con los datos socio-urbanos (población, distribución de los ingresos, censos de vivienda, etc.), datos ambientales del entorno del proyecto y particularmente los cursos de agua, caracterización de las descargas, etc.

Estudios socioeconómicos

En caso de requerirse, el diseño del sistema de recolección y evacuación de aguas residuales o pluviales debe someterse a una evaluación socioeconómica y estar sujeto a un plan de construcción, operación, mantenimiento y expansión de costo mínimo.

Diseño y requerimientos técnicos

El diseño de cualquier componente de un sistema de evacuación y disposición de aguas residuales o pluviales debe cumplir con los requisitos mínimos establecidos en las presentes Normas y los criterios de diseño aprobados por la EPMAPS, según los literales establecidos en cada capítulo.

Construcción y fiscalización

Los procesos de construcción y fiscalización se deben ajustar a los requisitos establecidos por las especificaciones técnicas y ambientales de la EPMAPS o los definidos para el proyecto y aprobados por la EPMAPS.

Puesta en marcha, operación y mantenimiento

Los procedimientos y medidas pertinentes a la puesta en marcha, la operación y el mantenimiento de los diferentes componentes de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales o pluviales deben seguir los requerimientos establecidos en los procedimientos usuales de la EPMAPS; y en caso de requerirse, lo estipulado en el Manual de Operación y Mantenimiento del proyecto.

2.2 Alcantarillado sanitario

Se establecen las condiciones para la definición y estimación de los parámetros de diseño que deben considerarse en el proceso de diseño de sistemas de recolección de aguas servidas.

2.2.1 Parámetros de diseño

Los parámetros de diseño constituyen los elementos básicos para el desarrollo del diseño de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales. Los criterios recogidos en este acápite serán revisados para la complementación y ajuste de la presente norma interna de la EPMAPS, con el objeto de incorporar los sistemas de tratamiento de aguas residuales y la gestión de las redes de aguas servidas, que aquí no serán tratadas. La gestión del drenaje sanitario se incorpora en la presente norma para establecer adecuadamente la separación de caudales en las redes de drenaje.

2.2.1.1 Período de diseño

El período de diseño o planeamiento, debe fijar las condiciones básicas del proyecto como la capacidad del sistema para atender la demanda futura, la densidad actual y de saturación, la durabilidad de los materiales y equipos empleados, la calidad de la construcción y su operación y mantenimiento. El período de diseño también depende de la demanda del servicio, la programación de inversiones, la factibilidad de ampliaciones y las tasas de crecimiento de la población, del comercio y de la industria. Como mínimo, los sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales deben proyectarse para un período de 30 años.

2.2.1.2 Población

La estimación de la población es un aspecto principal del planeamiento de un sistema de alcantarillado. Esta población debe corresponder a la proyectada al final del período de diseño, llamado también año horizonte de planeamiento del proyecto. Además, debe estimarse la población futura cada 5 años hasta el año horizonte.

Adicionalmente, debe tenerse en cuenta que el diseño de redes requiere conocer la distribución espacial de la población, identificando los diferentes usos del suelo, tipos de consumidores y la distribución espacial de la demanda de servicios de alcantarillado.

Las densidades de población y la distribución espacial deben estar acordes con las normas urbanísticas, planes de desarrollo municipales, planes de ordenamiento territorial y demás

programas formulados por el gobierno municipal, que determinen la ocupación y los usos del suelo y las densidades máximas de población asignadas a los diferentes usos.

Adicionalmente, los estudios de población de zonas parciales de la ciudad y parroquias deben considerar las proyecciones de población y demanda de agua establecidas por la EPMAPS.

Censos de vivienda

A partir de la información de los censos de población y vivienda se puede calcular el número promedio de habitantes por vivienda, información útil cuando se analizan las descargas por cliente o conexión. La información del número de viviendas debe ser complementada con la de establecimientos comerciales, industriales e institucionales existentes.

Definición del área de influencia y unidades de distribución de la demanda

Se debe definir el área de influencia del proyecto determinando la zona de servicio de alcantarillado, delimitando en planos detallados y actualizados las calles, las manzanas urbanizadas y los lotes o predios incluidos en el proyecto. De común acuerdo con la EPMAPS, y según las características del proyecto a diseñar, se debe definir las unidades o áreas de distribución para la aplicación de la distribución espacial de la demanda.

Para el diseño de las redes sanitarias, deberá establecerse el área actual de servicio de la dotación de agua potable. Se prohíbe la ejecución de redes de alcantarillado sanitario en áreas sin servicio de agua potable para consumo humano, excepto los casos donde se ejecutará el sistema de agua y el sistema de alcantarillado sanitario en un plazo no mayor a dos años. El orden de implementación de los servicios será: primero la ejecución de los sistemas de agua potable, y luego la ejecución de las redes de alcantarillado sanitario, o del saneamiento básico, establecido de acuerdo a los niveles de servicio.

Estimación de la población actual, viviendas y establecimientos no residenciales

Esta actividad debe efectuarse a partir información oficial que posea la EPMAPS. En caso de no existir esta información detallada para la zona del proyecto, se calculará en base a estimaciones directas (censos oficiales de población) o a estimaciones indirectas (número de conexiones de agua potable, número de tomas eléctricas, información predial, etc.). Del mismo modo, se obtendrá para cada unidad de distribución pactada, el número actual de viviendas.

Cuando los tipos de consumo diferentes al doméstico sean significativos (el número de clientes supera el 10% del total o el volumen consumido por estos supera el 15% del volumen total consumido), es necesaria la estimación y ubicación de los establecimientos no residenciales (comerciales, industriales, oficiales y municipales) para el cálculo en forma desagregada de la demanda.

Proyección de la población futura, viviendas y establecimientos no residenciales

Para las proyecciones de población futura se utilizarán los estudios vigentes de la EPMAPS, tales como los estudios de población realizados en el marco de los Planes Maestros actualizados y aprobados por la Empresa, o estudios similares.

Para todas las zonas de estudio debe verificarse que las proyecciones de la población no superen las densidades de saturación previstas por la Municipalidad. Las densidades de población y la distribución espacial adoptadas en el estudio deben estar acordes con las normas urbanísticas, planes de desarrollo y el PMODT-PUGS. Se deben determinar los usos de suelo para cada unidad de análisis del área del proyecto, definiendo las áreas de uso residencial y de otros usos.

En el caso de áreas pequeñas dentro de la ciudad o parroquias, donde no exista una proyección de población desagregada, se debe realizar una estimación específica que guarde congruencia con los estimativos del área de mayor tamaño de la que forma parte. En estos casos, con base en la información de población actual y con la información obtenida en campo respecto al número actual de viviendas, establecimientos comerciales, industriales, oficiales y municipales e información básica recolectada, el Consultor definirá y justificará la utilización de un modelo de proyección matemático para calcular la población, viviendas y establecimientos no residenciales actuales y futuros. Dicho modelo estará ajustado a las características y tamaño de la zona en estudio (desarrollada, en expansión, urbana, suburbana o rural).

Distribución espacial actual y futura de la población, viviendas y establecimientos no residenciales

En el planeamiento y diseño de sistemas de alcantarillado es necesario estimar además de las proyecciones de población y de los establecimientos no residenciales, las zonas o áreas donde estos desarrollos se ubicarán. Los estudios de distribución territorial son indispensables para el planeamiento y dimensionamiento de las redes de recolección y la ubicación altimétrica y planimétrica de los sistemas de bombeo, las descargas, las plantas de tratamiento, etc.

La distribución espacial de la población actual y futura se hará a partir de las estimaciones realizadas en los estudios vigentes de la EPMAPS. Adicionalmente, se tendrá en cuenta la información del Plan de Uso y Gestión del Suelo, en lo referente a usos del suelo y densidades máximas permitidas para cada uno de ellos.

2.2.1.3 Contribuciones de aguas residuales

El volumen de aguas residuales aportadas a un sistema de recolección y evacuación está integrado por las aguas residuales domésticas, industriales, comerciales e institucionales. Su estimación debe basarse, en lo posible, en información histórica de consumos, mediciones periódicas y evaluaciones regulares.

Para su estimación deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

Aguas residuales domésticas (Q_d)

El aporte del agua residual doméstica (Q_d) está dado por las expresiones

$$Q_d = d_{\text{neta}} * D * A_{\text{rd}} * R / 86.400$$

$$Q_d = d_{\text{neta}} * P * R / 86.400$$

Siendo,

d_{neta}	Dotación neta por habitante (l/ha-día), determinada conforme al Título 2.2 de las normas de diseño de los sistemas de agua potable de la EMAAP-Q ¹⁴
A_{rd}	Área residencial bruta de drenaje sanitario (has)
D	Densidad de población futura (hab/ha).
R	Coefficiente de retorno (adimensional).
P	Población (hab)

El caudal de aguas residuales domésticas Q_d debe ser estimado para las condiciones iniciales, Q_{di} , y finales, Q_{df} , de operación del sistema.

La segunda alternativa de las ecuaciones arriba señaladas es recomendable para un nivel de complejidad bajo del sistema.

Estimación del consumo medio diario por habitante (Dotación neta)

Corresponde a la dotación neta por habitante, es decir, a la cantidad de agua que el consumidor efectivamente recibe para satisfacer sus necesidades. La dotación neta depende del nivel de complejidad del sistema, del clima de la localidad y del tamaño de la población.

Estimación de la Densidad de población futura (D)

Los sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales deben diseñarse para la máxima densidad de población futura o densidad de saturación, la cual depende de la estratificación socioeconómica, el uso de la tierra y el ordenamiento urbano. Para la población y densidad inicial debe establecerse el comportamiento hidráulico del sistema.

Estimación de la Población de diseño (P)

¹⁴ EMAAP-Q (2007), Normas de diseño de sistemas de agua potable para la EMAAP-Q, Programa de Saneamiento Ambiental para el Distrito Metropolitano de Quito, PSA, Quito, 190 p.

La población servida puede ser estimada como el producto de la densidad de población (D) y el área residencial bruta acumulada de drenaje sanitario. Esta área debe incluir las zonas recreacionales.

Esta forma de estimación es válida donde esté definida la densidad de población. Alternativamente, P puede ser estimada a partir del producto del número de viviendas planificadas en el área de drenaje y el número medio de habitantes por vivienda. Debe revisarse que la densidad bruta del proyecto no exceda la disponibilidad del servicio de alcantarillado receptor existente, si éste es utilizado para el proyecto.

Estimación del coeficiente de Retorno (R)

El coeficiente de retorno es la fracción del agua de uso doméstico servida (dotación neta), entregada como agua negra al sistema de recolección y evacuación de aguas residuales. Su estimación debe provenir del análisis de información existente de la localidad y/o de mediciones de campo.

Cuando esta información resulte inexistente o muy pobre, pueden utilizarse como guía los rangos de valores **del coeficiente de Retorno** descritos en la tabla siguiente, justificando apropiadamente el valor finalmente adoptado.

Tabla 2.2. Coeficientes de retorno de aguas servidas domésticas

Coeficientes de retorno de aguas servidas domésticas	
Nivel de complejidad del sistema	Coeficiente de retorno
Bajo y medio	0,70 - 0,80
Medio alto y alto	0,80 - 0,85

El coeficiente de retorno R se considerará constante durante todo el período de diseño y para toda el área servida, salvo que el proyectista justifique, a satisfacción de la Empresa, las razones que puedan motivar su variación en el tiempo y/o dentro del área servida.

Aguas residuales industriales (Q_I)

El consumo de agua industrial varía de acuerdo con el tipo y tamaño de la industria, y los aportes de aguas residuales varían con el grado de recirculación de aguas y los procesos de tratamiento. En consecuencia, los aportes de aguas residuales industriales Q_I deben ser determinados para cada caso en particular, con base en información de censos, encuestas y consumos industriales y los estimativos de ampliaciones y consumos futuros. Para cualquier nivel de complejidad del sistema, es necesario elaborar análisis específicos de aportes industriales de aguas residuales, en particular para zonas netamente industriales e industrias medianas y grandes, ubicadas en zonas residenciales y comerciales.

En cada caso, debe considerarse la naturaleza de los residuos industriales y su aceptación al sistema de alcantarillado estará condicionada por la legislación vigente con respecto a vertimientos industriales.

Es necesario hacer consideraciones de velocidad mínima con base en el tipo de desechos para evitar obstrucciones. Sin embargo, para industrias pequeñas localizadas en zonas residenciales o comerciales pueden utilizarse los valores mostrados en la Tabla 2.3 de caudal por hectárea de área bruta de industria.

El consumo de agua industrial Q_I debe ser estimado para las condiciones iniciales, Q_{Ii} , y finales, Q_{If} , de operación del sistema, de acuerdo con los planes de desarrollo industrial previstos.

Tabla 2.3. Caudal por aporte industrial

Nivel de complejidad del sistema	Contribución industrial (l/s/ha-ind)
Bajo	0,40
Medio	0,60
Medio alto	0,80
Alto	1,0-1,5

Aguas residuales Comerciales (Q_C)

Para zonas netamente comerciales, el caudal de aguas residuales comerciales Q_C debe estar justificado con un estudio detallado, basado en consumos diarios por persona, densidades de población en estas áreas y coeficientes de retorno mayores que los de consumo doméstico.

Para zonas mixtas comerciales y residenciales pueden ponderarse los caudales medios con base en la concentración comercial relativa a la residencial, utilizando como base los valores de la Tabla 2.4. El caudal de aguas residuales comerciales Q_C debe ser estimado para las condiciones iniciales, Q_{Ci} , y finales, Q_{Cf} , de operación del sistema, de acuerdo con los planes de desarrollo comercial previstos.

Tabla 2.4. Caudal de aporte comercial

Nivel de complejidad del sistema	Contribución comercial (l/s/ha-ind)
Cualquiera	0,40 – 0,50

Aguas residuales Institucionales (Q_{IN})

El consumo de agua de las diferentes instituciones varía de acuerdo con el tipo y tamaño de las mismas, dentro de las cuales pueden mencionarse escuelas, colegios y universidades, dependencias gubernamentales, hospitales, hoteles, cárceles, etc. El aporte de aguas residuales

institucionales Q_{IN} debe ser estimado para las condiciones iniciales, Q_{INi} , y finales, Q_{INf} , de operación del sistema, de acuerdo con los planes de desarrollo previstos.

En consecuencia, los aportes de aguas residuales institucionales Q_{IN} deben determinarse para cada caso en particular, con base en información de consumos registrados en la localidad de entidades similares. Sin embargo, para pequeñas instituciones ubicadas en zonas residenciales, los aportes de aguas residuales pueden estimarse a partir de los valores por unidad de área institucional, presentados en la tabla siguiente.

Tabla 2.5. Caudal de aporte institucional mínimo en zonas residenciales

Nivel de complejidad del sistema	Contribución institucional (l/s/ha-ind)
Cualquiera	0,40 – 0,50

Conexiones erradas (Q_{CE})

Deben considerarse los aportes de aguas lluvias al sistema de alcantarillado sanitario, provenientes de malas conexiones de bajantes de tejados y patios, Q_{CE} . Estos aportes son función de la efectividad de las medidas de control sobre la calidad de las conexiones domiciliarias y de la disponibilidad de sistemas de recolección y evacuación de aguas lluvias.

La información existente en la localidad sobre conexiones erradas debe utilizarse en la estimación de los aportes correspondientes. Asimismo, en caso de ser disponibles registros de caudales efluentes en áreas de características similares, pueden ser usadas las relaciones entre los caudales en tiempo húmedo y los caudales en tiempo seco para determinar estos aportes.

Si no se dispone de registros de caudales medidos, en la Tabla 2.6 se dan como guía valores máximos de los aportes por conexiones erradas, en caso de que exista un sistema de recolección y evacuación de aguas lluvias. Pueden considerarse otros métodos de estimación de conexiones erradas, como porcentajes del caudal medio diario de aguas residuales, con justificación por parte del diseñador.

En caso de que el área del proyecto no disponga de un sistema de recolección y evacuación de aguas lluvias, deben considerarse aportes máximos de drenaje pluvial domiciliario a la red sanitaria, de acuerdo con la Tabla 2.7.

Si los aportes por conexiones erradas son notoriamente altos, para niveles de complejidad del sistema medio alto y alto, debe desarrollarse un proyecto de recolección y evacuación de aguas lluvias a mediano plazo (separado) y, por lo tanto, el diseño del sistema sanitario debe ser consistente con tal previsión. Para niveles de complejidad del sistema bajo y medio, es necesario establecer la conveniencia de un sistema pluvial y tomar por lo menos las medidas

de control para reducir el aporte de conexiones erradas. Para el nivel bajo de complejidad del sistema el aporte de conexiones erradas puede estimarse en 5 l/hab.día.

El aporte de aguas lluvias por conexiones erradas Q_{CE} debe ser estimado para las condiciones iniciales, Q_{CEi} , y finales, Q_{CEf} , de operación del sistema, de acuerdo con los planes previstos de desarrollo urbano.

Tabla 2.6. Aportes máximos por conexiones erradas con sistema pluvial

Nivel de complejidad del sistema	Aporte (l/s/ha-ind)
Bajo y medio	0,2-2
Medio Alto y alto	0,1-1

Tabla 2.7. Aportes máximos por drenaje domiciliario de aguas lluvias sin sistema pluvial

Nivel de complejidad del sistema	Aporte (l/s/ha-ind)
Bajo y medio	4-20 (*)
Medio Alto y alto	2-20 (*)

(*) Debe disponerse de sistema pluvial a mediano plazo

Infiltración en redes de alcantarillado (Q_{INF})

Es inevitable la infiltración de aguas subsuperficiales a las redes de sistemas de alcantarillado sanitario, principalmente freáticas, a través de fisuras en las tuberías, en juntas ejecutadas deficientemente, en la unión de tuberías con pozos de inspección y demás estructuras, y en éstos cuando no son completamente impermeables.

Su estimación debe hacerse en lo posible a partir de aforos en el sistema, en horas cuando el consumo de agua es mínimo, y de consideraciones sobre la naturaleza y permeabilidad del suelo, la topografía de la zona y su drenaje, la cantidad y distribución temporal de la precipitación, la variación del nivel freático con respecto a las cotas de la clave de los tuberías, las dimensiones, estado y tipo de tuberías, los tipos, número y calidad constructiva de uniones y juntas, el número de pozos de inspección y demás estructuras, y su calidad constructiva.

El diseñador debe minimizar los aportes por infiltración. A lo largo de la vida útil de las redes, el aporte de aguas de infiltración también puede estar asociado con el nivel de amenaza sísmica de la localidad. Se requiere que el diseñador justifique los valores adoptados teniendo en cuenta los factores señalados. En ausencia de medidas directas o ante la imposibilidad de determinar el caudal por infiltración, el aporte puede establecerse con base en los valores de la Tabla 2.8, en donde el valor inferior del rango dado corresponde a condiciones constructivas más apropiadas, mayor estanqueidad de tuberías y estructuras complementarias y menor amenaza sísmica.

La categorización de la infiltración en alta, media y baja se relaciona con las características topográficas, de suelos, niveles freáticos y precipitación. Se podrá considerar los valores obtenidos en el Plan Maestro o en estudios similares, para las cuencas urbanas en la ciudad.

Tabla 2.8. Caudal referencial de aportes por infiltración

Nivel de complejidad del sistema	Infiltración alta (l/s-ha)	Infiltración media (l/s-ha)	Infiltración baja (l/s-ha)
Bajo y medio	0,1-0,3	01-0,3	0,05-0,2
Medio alto y alto	0,15-0,4	0,1-0,3	0,05-0,2

(*) Puede ser definido por la empresa prestadora del servicio

Caudal medio diario (Q_{mD})

a) Cuando se trate del proyecto de ampliaciones o modificaciones de servicios alcantarillado sanitario ya existentes y se cuente con registros confiables de caudales de por lo menos los últimos 12 meses en forma ininterrumpida, la descarga media diaria medida se corresponderá con el caudal medio diario para cada período anual registrado.

El caudal medio anual para el año de proyecto n (Q_{mD}) se calculará por medio de la siguiente expresión:

$$Q_{mDn} = q_{mDn} * P_n$$

Donde:

q_{mDn} Consumo medio diario per cápita al año n (l/s/hab.)
 P_n Población servida al año n (hab.)

Cuando sea factible, el cálculo del consumo medio diario q_{mD} se efectuará a partir de los registros de caudales medidos disponibles a nivel mensual, agregados en forma anual. La tabla de valores propuesta en el diseño será comparada con la previsión de dotación de agua potable establecida por la EPMAPS para la zona de servicio.

b) Cuando se trate de proyectos en los que no se disponga de registros confiables de caudales de por lo menos los últimos 12 meses en forma ininterrumpida, el caudal medio diario de aguas residuales (Q_{mD}), para un tramo de conducción con un área de drenaje dada, se determinará como la suma de los aportes domésticos, industriales, comerciales e institucionales.

$$Q_{mD} = Q_d + Q_i + Q_c + Q_{IN}$$

El caudal medio diario de aguas residuales Q_{mD} deberá ser estimado para las condiciones iniciales, Q_{mDi} , y finales, Q_{mDf} , de operación del sistema.

En los casos donde las contribuciones industriales, comerciales e institucionales sean marginales con respecto a las domésticas, pueden ser estimadas como un porcentaje de los aportes domésticos. A este caudal Q_{mD} se le agregarán los caudales:

- Caudales debidos a la infiltración en las tuberías y pozos, salvo que se demuestre la inexistencia de los mismos.
- Caudales descargados a la red por grandes usuarios (descargas concentradas).

El caudal medio diario (Q_{mDr}) para el año final del proyecto, se determinará utilizando la siguiente expresión general:

$$Q_{mDn} = Q_{mDn'} + I_n + \sum Q_{Sn}$$

Donde:

f	Año final del proyecto. En la ecuación $n = f$
Q_{mDn}	Caudal medio diario de diseño para el año n (m^3/d)
$Q_{mDn'}$	Caudal medio diario para el año n , debido exclusivamente a usuarios domésticos y pequeños comercios, oficinas e industrias y sanitarios de edificios municipales y grandes establecimientos (m^3/d)
I_n	Caudal aportado por la infiltración para el año n , en m^3/d (salvo en los casos en que estas normas especifiquen que no se computarán los mismos o el proyectista demuestre su inexistencia).
$\sum Q_{Sn}$	Sumatoria de los caudales medios diarios aportados por los grandes usuarios, para el año n (para un tramo de colectora, para la red integral, etc., según el caso).

La expresión para el cálculo de Q_{mDn} se aplicará en todos los casos, ya sea en forma parcial (tramos de tuberías, por ejemplo) o integral (caudal medio afluente a la planta de tratamiento, por ejemplo).

El caudal medio diario doméstico Q_{mDn} para el año n , se determinará por la siguiente expresión:

$$Q_{mDn} = P_{sn} + d_{netan} * R$$

Donde:

Q_{mDn}	Caudal medio diario para el año n , debido exclusivamente a usuarios domésticos y pequeños comercios, oficinas e industrias y sanitarios de edificios públicos y grandes establecimientos (l/d).
P_{sn}	Población a servir con alcantarillado sanitario al año n del proyecto incluyendo la población equivalente debida a los pequeños comercios, oficinas e industrias y al uso de sanitarios en edificios municipales y grandes establecimientos comerciales e industriales (habitantes)
d_{netan}	Dotación neta. Caudal diario per cápita para el año n ($l/hab*d$)
R	Coeficiente de retorno de agua al sistema alcantarillado sanitario

Los caudales máximos y mínimos se determinarán por las siguientes expresiones para el año n que corresponda:

$$\begin{aligned}Q_{minHn} &= Q_{minHn} + I_n + \Sigma Q_{SminHn} \\Q_{minD} &= Q_{minDn} + I_n + \Sigma Q_{SMminDn} \\Q_{MDn} &= Q_{MDn} + I_n + \Sigma Q_{SMDn} \\Q_{MHn} &= Q_{MHn} + I_n + \Sigma Q_{SMHn}\end{aligned}$$

Donde:

ΣQ_{SminHn}	Sumatoria de caudales mínimos horarios de grandes usuarios.
$\Sigma Q_{SMminDn}$	Sumatoria de caudales mínimos diarios de grandes usuarios.
ΣQ_{SMDn}	Sumatoria de caudales máximos diarios de grandes usuarios.
ΣQ_{SMHn}	Sumatoria de caudales máximos horarios de grandes usuarios.

Los caudales I_n de infiltración en tuberías y cámaras se determinarán según se establece previamente en el cálculo del parámetro Q_{IN} . Estos caudales se calcularán para los años: 0, 15 y 30 en función de la extensión de las redes y condiciones previstas en el proyecto para cada uno de esos años.

Los caudales Q_s volcados por grandes usuarios se determinarán en base a datos aportados por los mismos, tomando en cuenta el consumo medio de agua potable desde la red pública (cuando se abastezca en esta forma), la característica del proceso industrial, los datos que recoja in situ el proyectista y todo otro elemento que pueda ayudar a evaluar las descargas mínimas, medias y máximas de cada uno y su evolución en el tiempo. El proyectista presentará el análisis justificatorio de los valores que adopte para el proyecto.

Las descargas de grandes usuarios se considerarán como concentradas de caudal Q_s , cuando el valor máximo horario final Q_{SMH30} previsto para las mismas sea igual o mayor a 5 veces la descarga máxima horario de una conexión típica de la localidad, calculada según la siguiente expresión:

$$Q_{SMH30} \geq 5 * q_{MH30}$$

Siendo:

Q_{SMH30}	Caudal máximo horario final previsto para la conexión (l/s)
q_{MH30}	Descarga máxima horaria por conexión para el año 30 (l/s)

$$q_{MH30} = K * R * d_{netan} * D_v / 86400$$

Siendo:

K	$= K1 * K2$ Coeficiente total máximo horario
R	Coeficiente de retorno de agua al sistema de alcantarillado sanitario
d_{netan}	Dotación neta para el año n (l/hab * d)
D_v	Densidad promedio de habitantes por viviendas de la localidad (hab/viv)

Coeficientes de mayoración y minoración de caudales (K_1 , K_2 , β_1 y β_2)

Los valores de los coeficientes de mayoración disminuyen en la medida que el número de habitantes considerado aumenta.

Los valores de los coeficientes de minoración aumentan en la medida que el número de habitantes considerado aumenta.

Las variaciones de los coeficientes en función de la población se sustentan en que el uso del agua se hace cada vez más homogéneo.

- Cuando se cuente con registros confiables e ininterrumpidos de no menos de los últimos 12 meses, de macro y/o micromedición de agua potable que permitan discriminar caudales diarios, los coeficientes máximo y mínimo diario (K_1 y β_1) podrán determinarse en base a ellos.
- Cuando se cuente con registros confiables e ininterrumpidos de no menos de los últimos 12 meses del sistema alcantarillado sanitario a remodelar o ampliar, podrán determinarse los coeficientes K_1 y β_1 si se cuenta con registros diarios y K_2 y β_2 si se cuenta además con registros horarios, debiendo desafectarse a los caudales medidos de las descargas concentradas y de los caudales de infiltración, antes de calcular los coeficientes.
- Cuando no existan registros confiables ininterrumpidos, de al menos los últimos 12 meses de consumos de agua potable o de descargas de alcantarillado sanitario, que permitan determinar estos coeficientes, se adoptarán valores que se conozcan para ciudades de similares características que Quito o se adoptarán para los mismos los valores especificados a continuación en la Tabla 2.9 siguiente. Los coeficientes se modificarán a lo largo del período de diseño cuando el crecimiento demográfico adoptado así lo determine.

Tabla 2.9. Coeficientes de mayoración y minoración de caudales

COEFICIENTES DE MAYORACIÓN	
1,1<K ₁ <1,4	1,43< K < 2,66
1,3<K ₂ <1,9	
COEFICIENTES DE MINORACIÓN	
0,6< β ₁ < 0,8	0,30< β < 0,56
0,5< β ₂ < 0,7	

Nota: Estos coeficientes no incluyen infiltraciones ni aportes de grandes usuarios

2.2.1.4 Caudales de diseño

Para la aplicación de la presente norma, los caudales y los coeficientes de caudal a utilizar en los proyectos, se ajustarán a las definiciones establecidas en la Tabla 2.10. En dicha tabla, subíndice “n” se reemplazará por el año del período de diseño que corresponda.

Todo proyecto incluirá un cuadro en el que se especifique el valor de los coeficientes adoptados y de los caudales definidos en la Tabla 2.11, tanto para el año inicial del período de diseño ($n = 0$ años), como para los intermedios ($n =$ cada 5 años) y el final ($n = 30$ años).

En todos los casos se utilizará la nomenclatura especificada en esta Norma, para la presentación de proyectos.

Caudales especiales para diseño

- El caudal máximo para diseño hidráulico de las diversas partes del sistema de alcantarillado sanitario, será el caudal Q_{d30} , salvo cuando expresamente se indique lo contrario. Para este caudal se trazará el perfil hidráulico de las obras y se establecerán los tirantes líquidos máximos, las alturas de seguridad (bordos libres) hasta los coronamientos de canales, cámaras y tanques, y en general, el dimensionamiento de las conducciones y las redes de tuberías.

Tabla 2.10. Definición de caudales y coeficientes de diseño

	Denominación	Definición
Q_{minHn}	Caudal Mínimo Horario del año n	Menor caudal instantáneo del día de menor descarga al alcantarillado sanitario del año n, Caudal horario mínimo absoluto de ese año
Q_{minDn}	Caudal Mínimo Diario del año n	Caudal medio del día de menor descarga al alcantarillado sanitario del año n
Q_{mDn}	Caudal medio Diario del año n	Promedio anual de los caudales diarios volcados al alcantarillado sanitario durante el año n
Q_{MDn}	Caudal Máximo Diario del año n	Caudal medio del día de mayor descarga al alcantarillado sanitario del año n
Q_{MHn}	Caudal Máximo Horario del año n	Mayor caudal instantáneo del día de mayor descarga al alcantarillado sanitario del año n, Caudal horario máximo absoluto del año
K_{1n}	Coeficiente máximo Diario del año n	$k_{1n} = Q_{MDn}' / Q_{mDn}' (1)$
K_{2n}	Coeficiente máximo Horario del año n	$k_{2n} = Q_{MHn}' / Q_{mDn}' (1)$
K_n	Coeficiente total máximo Horario del año n	$k_n = Q_{MHn}' / Q_{mDn}' (1)$
β_{1n}	Coeficiente mínimo Diario del año n	$\beta_{1n} = Q_{minDn}' / Q_{mDn}' (1)$
β_{2n}	Coeficiente mínimo Horario del año n	$\beta_{2n} = Q_{minHn}' / Q_{mDn}' (1)$
β_n	Coeficiente total mínimo Horario del año n	$\beta_n = Q_{minHn}' / Q_{mDn}'$

(1) Los Caudales con apóstrofes no incluyen infiltración ni descargas concentradas

El caudal Q_{d30} de cada tramo de la red de tuberías se obtiene sumando los aportes por conexiones erradas al caudal máximo horario del día máximo Q_{MH30} .

$$Q_d = Q_{M_H} + Q_{cef}$$

Este caudal es el correspondiente a las contribuciones acumuladas que llegan al tramo hasta la cámara de inspección inferior. Cuando el caudal de diseño calculado en el tramo sea inferior a 1,5 l/s, debe adoptarse este valor como caudal de diseño.

- b) En aquellas partes del sistema alimentadas por bombeo, el caudal máximo para diseño hidráulico coincidirá con el caudal máximo de bombeo, considerándose como tal al que entregarán las bombas en servicio para el final del período de diseño, sin considerar las bombas de reserva, de ser necesario, el desarrollo será escalonado.
- c) Se define como caudal mínimo de autolimpieza Q_{LO} de una conducción o unidad de tratamiento, al caudal máximo horario del día del caudal mínimo diario del año inicial del período de diseño. Este caudal se calculará por la siguiente expresión:

$$Q_{LO} = K_2 * \beta_1 * Q_{m_{D0}}$$

Donde, $Q_{m_{D0}}$ es el caudal medio diario del año inicial correspondiente a la conducción o unidad de tratamiento. En el cálculo de Q_{LO} no se agregarán los caudales de infiltración ni los debidos a descargas concentradas. Las unidades de Q_{LO} corresponden a las mismas de $Q_{m_{D0}}$ (L/s).

Tabla 2.11. Caudales especiales de diseño

Periodo	Mínimo horario anual	Mínimo diario anual	Medio diario anual	Máximo diario anual	Máximo horario anual
	Q_{min_h}	$Q_{min_{da}}$	Q_{md}	Q_{Md}	Q_{MH}
INICIAL (año 0)	Verificaciones especiales optativas	Verificación Estaciones de bombeo Verificación Unidad de plantas Verificación autolimpieza tuberías	Costos Operativos. Verificación Tuberías		Verificación Estaciones de bombeo
Cada 5 Años	Verificaciones especiales optativas	Verificación Estación de Bombeo	Costos Operativos. 1ra Etapa Planta con Lagunas	1ra Etapa Plantas de Tratamiento (salvo laguna)	Verificación h/D Tuberías Estación de Bombeo (1ra etapa)
FINAL (año 30)	Verificaciones especiales optativas	Verificación Estación de Bombeo	Costos Operativos. Plantas con Lagunas	Plantas de Tratamiento (salvo laguna) Estación de bombeo Verificación de algunas unidades de tratamiento	Capacidad Tuberías Estación de Bombeo Verificación de algunas unidades de tratamiento

Diámetro interno mínimo

En las redes de recolección y evacuación de aguas residuales, la sección circular es la más usual para las tuberías, principalmente en los tramos iniciales. El diámetro interno real mínimo permitido en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales tipo alcantarillado sanitario convencional es 300 mm con el fin de evitar obstrucciones de los conductos por objetos relativamente grandes introducidos al sistema.

2.2.1.5 Velocidad mínima

Si las aguas residuales fluyen por un período largo a bajas velocidades, los sólidos transportados pueden depositarse dentro de las tuberías. En consecuencia, se debe disponer regularmente de una velocidad suficiente para lavar los sólidos depositados durante períodos de caudal bajo. Para lograr esto, se establece la velocidad mínima como criterio de diseño.

- a) Cuando la verificación se realice atendiendo al criterio de velocidad de flujo, se deberá tender a alcanzar la condición $V > 0,60 \text{ m/s}$. Donde: V = Es la velocidad para el caudal a sección llena que corresponda al diámetro y pendiente seleccionados.
- b) Cuando la verificación se realice atendiendo el criterio de esfuerzo tractivo, para las condiciones iniciales de operación de cada tramo, debe verificarse el comportamiento auto limpiante del flujo, para lo cual es necesario utilizar el criterio de esfuerzo cortante medio. Por lo tanto, debe establecerse que el valor del esfuerzo cortante medio sea mayor o igual a $1,0 \text{ N/m}^2$ ($0,10 \text{ Kg/m}^2$) para el caudal mínimo de autolimpieza Q_{LO} .

El esfuerzo cortante medio está dado por la expresión:

$$\tau = \gamma \cdot R_h \cdot S$$

Donde:

τ	Esfuerzo cortante (Kg/m^2)
γ	Peso específico del agua (Kg/m^3)
R_h	Radio hidráulico (m)
S	Pendiente (m/m)

Cuando, por condiciones de diseño, el sistema considerado corresponda a un sistema de alcantarillado simplificado, el valor de la velocidad mínima real será de $0,40 \text{ m/s}$ o la correspondiente a un esfuerzo cortante mínimo de $1,0 \text{ N/m}^2$ ($0,10 \text{ kg/m}^2$). Para un sistema de tuberías sin arrastre de sólidos se obvia el criterio de autolimpieza y, por lo tanto, el de velocidad mínima.

2.2.1.6 Velocidad máxima

Los valores máximos permisibles para la velocidad media en las tuberías por gravedad dependen del material, en función de su sensibilidad a la abrasión. Los valores adoptados deben estar plenamente justificados en términos de características de los materiales, de las características abrasivas de las aguas residuales, de la turbulencia del flujo y de los empotramientos de las tuberías. En general, la velocidad máxima real no debe sobrepasar los 5 m/s. Valores mayores deben justificarse apropiadamente para ser aceptados por la Empresa prestadora del servicio.

2.2.1.7 Pendientes y profundidades

Pendiente mínima

El valor de la pendiente mínima de la conducción debe ser aquel que permita tener condiciones de autolimpieza y de control de gases adecuadas, de acuerdo con los criterios de velocidad mínima.

Pendiente máxima

El valor de la pendiente máxima admisible es aquel para el cual se tenga una velocidad máxima real, según el literal 2.2.1.6.

Profundidad hidráulica máxima

Para permitir aireación adecuada del flujo de aguas residuales, el valor máximo permisible de la profundidad hidráulica para el caudal de diseño en un colector debe estar entre 70% y 80% del diámetro real de éste, en régimen de flujo subcrítico, y menor al 60%, en régimen de flujo supercrítico.

Profundidad mínima a la cota clave

Las redes de recolección y evacuación de aguas residuales deben estar a una profundidad adecuada para permitir el drenaje por gravedad de las descargas domiciliarias sin sótano, aceptando una pendiente mínima de éstas de 2%. Además, el cubrimiento mínimo del colector debe evitar la ruptura de éste, ocasionada por cargas vivas que pueda experimentar. Los valores mínimos permisibles de cubrimiento de las tuberías se definen en la Tabla 2.12 siguiente:

Tabla 2.12. Profundidad mínima de cobertura hasta la clave de las tuberías

Servidumbre	Profundidad mínima a la clave del colector (m)
Vías peatonales o zonas verdes	1,5
Vías vehiculares	1,5

Para casos especiales como localidades con evidentes problemas de drenaje los valores anteriores pueden reducirse haciendo las provisiones estructurales y geotécnicas correspondientes. Las conexiones domiciliarias y las tuberías de aguas residuales deben localizarse por debajo de las tuberías de agua potable.

Profundidad máxima a la cota de la clave de la tubería

En general la máxima profundidad de las tuberías es del orden de 5 m, aunque puede ser mayor siempre y cuando se garanticen los requerimientos geotécnicos de las cimentaciones y estructurales de los materiales y tuberías durante (y después de) su construcción.

Los cruces subterráneos de lagos, ríos y corrientes superficiales deberán acompañarse de un diseño apropiado e idóneo que justifique las dimensiones, los anclajes y las profundidades empleadas y deberán proveerse de medios para impedir su destrucción por efectos de la socavación de la corriente atravesada.

2.2.2 Cálculo de la red de alcantarillado sanitario

- a) El caudal de diseño a utilizar en el proyecto de redes será el “caudal máximo horario a 30 años” (Q_{d30}), definido en estas Normas.
- b) Las tuberías se calcularán como “canales de sección circular”, con una relación $h/D = 0,94$ para el caudal de diseño Q_{MH30} (condición de $Q_{\max}$ o perímetro mojado mínimo), debiéndose verificar $h/D = 0,8$ para el caudal máximo horario a 15 años (Q_{MH15}) y que para el caudal máximo horario de 30 años (Q_{d30}) no se supere la velocidad $V_{\max}$ dada por la expresión¹⁵:

$$v_{\max} = 6\sqrt{(g Rh)}$$

Donde:

- | | |
|------------|---|
| $V_{\max}$ | velocidad máxima, en m/s |
| g | aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2) |
| Rh | radio hidráulico, en m |

- c) Las fórmulas utilizadas, coeficientes y los resultados del cálculo deberán ser presentados en las memorias técnicas del proyecto.
- d) De utilizar el proyectista criterios de cálculo y coeficientes no incluidos en las presentes normas, deberá indicar claramente fundamentos, experiencias y antecedentes que avalen su confiabilidad. En el caso que impliquen reducciones importantes de costos, las ventajas económicas deberán ser claramente destacadas y estarán sujetas a la aprobación de la EPMAPS. No serán aceptados criterios que induzcan dimensionamientos más costosos que los que se obtendrían de la aplicación de las metodologías previstas en la presente Norma.

¹⁵ Tomoyuki Tsutiya, M. y Sobrinho, P. (2000), Coleta e Transporte de Esgotos Sanitarios, Department de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Univ. da São Paulo.

- e) Cuando la verificación se realice atendiendo al criterio de velocidad mínima, se deberá respetar, en todos los casos, la condición de $V = 0,60 \text{ m/s}$, para el caudal a sección llena, que corresponda al diámetro y pendiente seleccionados.
- f) Cuando se aplique el concepto de esfuerzo tractivo, deberá verificarse que $F_t = 0,10 \text{ kg/m}^2$ para el caudal mínimo de limpieza Q_{LO} definido previamente ($Q_{LO} = K_2 * Q_{minD0}$). El valor de K_2 a considerar en cada caso se adoptará de la Tabla 2.10, de acuerdo a la población esperada en el año inicial de operación del sistema. El límite de esfuerzo tractivo τ , precedentemente fijado, podrá ser modificado siempre que el proyectista demuestre, a satisfacción de EPMAPS que el mismo es susceptible de ser variado.
- g) Cuando el caudal Q_{LO} sea inferior a 2.0 l/s se adoptará una pendiente mínima del tramo de $0,0040 \text{ m/m}$, cualquiera sea el método de verificación utilizado ($V = 0,60 \text{ m/s}$ o $\tau = 0,10 \text{ kg/cm}^2$).
- h) Los caudales de diseño y verificación de cada tramo serán los caudales acumulados correspondientes al extremo aguas abajo del tramo considerado.
- i) Para los cálculos hidráulicos podrán utilizarse los criterios de Manning, Prandtl-Colebrook, Darcy Weisbach.
- j) Los respectivos coeficientes de las distintas fórmulas y para cada material, se obtendrán de las Tablas 2.13 y 2.14 siguientes:

Tabla 2.13. Valores de rugosidad n de Manning

Material	"n" Manning
PVC, PRFV, PEAD	0,011
Hormigón remoldeado	0,013 a 0,014

Tabla 2.14. Valores de Kb para el método de Darcy Weisbach y Colebrook Prandtl

Material	Kb	
	Tuberías con conexiones	Tuberías con conexiones
Grupo I	1,50	1,00
Grupo II	0,40	0,50
Aplicable al método de Darcy-Weisbach / Colebrook-Prandtl		

El Grupo I comprende a las tuberías comunes ejecutadas con tubos cortos y uniones que no aseguran condiciones excelentes de alineación y centrado. El Grupo II comprende los tubos con superficies internas de rugosidad absoluta muy pequeña, cuya fabricación es cuidadosa y con juntas que permiten una instalación en excelentes condiciones de alineación y centrado (juntas elastoméricas, aros de goma).

- k) Para los conductos importantes, que constituyan emisarios de una subcuenca o cuando su diámetro sea superior a 300 mm , el proyectista presentará una planilla que correlacione la capacidad de autolimpieza con la variación de la relación h/D en el tiempo, la que será de utilidad en la fijación de pautas de mantenimiento preventivo. El cálculo se realizará aplicando cualquiera de los criterios de diseño antes expuestos (velocidad mínima o esfuerzo tractivo).

2.2.2.1 Trazado de la red de alcantarillado sanitario

- a) La red de tuberías deberá ser proyectada con el objeto de lograr, lo más económicamente posible, la evacuación de los líquidos residuales de la población de diseño y conducirlos a su destino final, el que deberá ser determinado y localizado previamente.
- b) El concepto de economía no implica necesariamente el proyecto de menor costo inicial, debiendo garantizarse el buen funcionamiento durante el período de duración de los materiales y equipos seleccionados, a lo largo de la vida útil de la obra.
- c) El proyecto y su construcción deberán asegurar la inexistencia de filtraciones o desbordes que puedan causar contaminación del suelo o capas acuíferas subterráneas, así como contemplar que no se produzcan atascamientos en las diversas instalaciones que componen el sistema.
- d) Como la sedimentación de material sólido es difícil de evitar, en especial en las tuberías que reciben pocas conexiones (lo que es habitual al comienzo del período de diseño) deberán preverse los accesos que posibiliten las eventuales desobstrucciones.
- e) Las tuberías deberán proyectarse en tramos rectos entre accesos a las mismas.
- f) Como guía general, las tuberías seguirán en su trazado, en lo posible, la tendencia del escurrimiento natural de las aguas superficiales, configurándose cuencas de aporte cuyos efluentes serán colectados por emisarios.
- g) El trazado de tuberías deberá estudiarse a efectos de minimizar costos, planteando las alternativas que permitan discutir la mejor solución antes de su adopción.
- h) Los trazados deberán implicar la menor profundización posible de las tuberías en el terreno.
- i) Deberá minimizarse el número de accesos a la red, sin que por ello se resientan las posibilidades de obstrucciones eventuales y el mantenimiento preventivo.
- j) La instalación de tuberías se realizará dentro de lo posible en calzada próxima a la vereda, tomando en cuenta la localización de la tubería de agua potable. En las calles, la tubería se verificará estructuralmente para cargas de tránsito. Es conveniente utilizar al máximo los espacios públicos verdes, por los que no circulan vehículos.
- k) Para el caso particular de calles muy anchas, se deberá definir mediante un estudio económico la conveniencia o no de proyectar doble tubería.
- l) Deben evitarse en lo posible las estaciones de bombeo, las que sólo serán admitidas cuando sean imprescindibles y después de un adecuado análisis de alternativas y de una justificación técnico-económica.
- m) En el caso de topografías accidentadas o de elevada pendiente, deberán preverse saltos, los que se diseñarán de manera tal que las tuberías cumplan con los requisitos fijados para el cálculo hidráulico y permitan a su vez la eventual desobstrucción.
- n) El trazado de la red y la ubicación de las descargas se realizará de tal forma que no se permitan descargas de aguas servidas sin tratamiento a cauces secos o con flujo intermitente.

Ubicación de las tuberías

- a) Previo al trazado de la red colectora deberá verificarse la existencia de otras instalaciones visibles o subterráneas de servicios públicos o de propiedad privada y prever su remoción cuando tal solución sea posible.
- b) Se proyectarán las tuberías en calzada próxima a vereda opuesta a la conducción de agua potable. En caso de que esto no pudiera cumplirse, se deberá respetar una distancia horizontal mínima de 2 m. Cuando el cruce con tuberías de la red de agua potable sea inevitable, las tuberías se proyectarán para que pasen por debajo de ellas a no menos de 0,15 m en vertical, para el caso de cruces, y no menos de 0,30 m entre invertido y extradós, cuando tengan un tendido paralelo.
- c) Cuando sea inevitable la necesidad de instalar la colectora en un cruce con la conducción de agua a menos de 0,15 m, se deberá envolver a la colectora con hormigón o al menos separarla mediante una capa aislante de no menos de 5 cm. de espesor.
- d) No podrán recibir descargas domiciliarias las tuberías instaladas a una profundidad de más de 3 m medida hasta el extradós del tubo. En este caso, las conexiones con las unidades de vivienda se harán mediante tuberías terciarias.
- e) Como criterio general, se tratará de evitar en lo posible el uso de trazos que requieran permisos especiales, servidumbres de paso y/o expropiaciones. En caso contrario y con la debida justificación, previo a la ejecución de la obra se deberá contar con la autorización legal correspondiente. En casos específicos, se solicitará a la Administración Zonal la apertura de calles para el paso de las redes requeridas, de acuerdo a la ordenanza vigente.

2.2.2.2 Estructuras especiales (sifones invertidos, pozos de registro, accesos)

Sifones invertidos

Cuando sea necesario realizar el cruce de una depresión (quebrada, túnel correspondiente a otro servicio, etc.) deberá preverse la conducción en “sifón invertido”, para el que deberá tomarse en cuenta las siguientes consideraciones:

- En el conducto a presión que constituye el sifón deberá verificarse una velocidad de escurrimiento $V > 0,90$ m/s para el caudal Q_{L0} (caudal de autolimpieza del año cero). En caso de diseñarse en base al esfuerzo tractivo, deberá verificarse este resultado mayor o igual a $2,0$ N/m² ($0,20$ kg/m²) para el caudal mínimo de autolimpieza Q_{L0} .
- Si estas condiciones no se logran con un solo conducto, podrán ser instalados otros conductos en paralelo, que permitan en su conjunto lograr las consignas arriba especificadas.
- Deberán preverse cámaras de ingreso y salida, diseñadas para permitir el acceso para limpieza.
- Los cálculos hidráulicos deberán contener como mínimo la determinación de los niveles de carga estática para los caudales Q_{L0} ; Q_{minD15} ; Q_{minD30} ; $Q_{máxH0}$; $Q_{máxH15}$ y $Q_{máxH30}$, la determinación de las pérdidas de carga en la entrada, salida y curvas de la estructura, y las pérdidas por fricción.

Pozos de registro

El acceso a las tuberías para su mantenimiento se deberá realizar mediante los pozos de registro. Los distintos tipos de pozos deben permitir las adecuadas ventilaciones que requiere el sistema. Los pozos deberán colocarse conforme a los siguientes criterios:

- En todo cambio de dirección y/o pendiente, diámetro o material de la conducción.
- En toda intersección de tuberías.
- A distancia compatible con el método de desobstrucción previsto y hasta un valor máximo de 80 m.
- Al comienzo de todas las tuberías.
- Los pozos de registro deberán construirse en forma cilíndrica de diámetro interior mínimo de 1,0 m o de forma prismática de sección interior mínima 1,0 x 1,0 metros.
- Las tapas deberán ser resistentes para las condiciones de instalación previstas, particularmente las localizadas en calzadas.
- Las tapas de comienzo de cada tramo y las intermedias correspondientes a tramos sin conexiones domiciliarias o ventilaciones, deberán disponer de orificios que posibiliten la ventilación del sistema.
- La profundidad será la necesaria para realizar los empalmes de las tuberías.
- El fondo se dispondrá en forma de canales (media caña) de sección y pendiente adecuadas a las tuberías de entrada y salida. La altura del canal será $h = \frac{1}{2} D$.
- La cota de fondo será la que corresponda al invertido del conducto más bajo.
- En el caso en que una tubería entrante al pozo de registro con su invertido a un nivel de 0,80 m o mayor sobre el invertido de la tubería de salida, se dispondrá mediante un ramal adecuado un salto previo.
- El intradós de las tuberías que lleguen a un pozo de registro deberá encontrarse a igual nivel o superior que el correspondiente al intradós de la tubería de salida.

Cruces con infraestructura de otros servicios

Cuando las tuberías deban realizar un cruce con la infraestructura existente de: agua, gas, petróleo, electricidad, telefonía, vías férreas, carreteras, canales, y otras, se deberá efectuar el proyecto y contar con la autorización de la autoridad competente.

Conexiones Domiciliarias

- Las conexiones domiciliarias externas serán de diámetro 0,15 m y se instalarán con una pendiente mínima del 2% hacia la tubería de alcantarillado.
- En casos especiales se podrán efectuar conexiones de mayor diámetro, justificándose adecuadamente.
- Los materiales a emplear serán en general los indicados para las tuberías.
- La profundidad de la conexión en la línea de fábrica será de 0,60 m o mayor.
- Los empalmes de las conexiones domiciliarias con las tuberías se harán mediante ramales a 45° que desemboquen en la parte superior de la colectora en el mismo sentido que el flujo.

- En todos los casos las conexiones domiciliarias pasarán por debajo de las tuberías de distribución de agua potable por lo menos a 0,15 m. Cuando no se pueda satisfacer este requisito, se deberá realizar una envoltura de hormigón al tramo de la conexión domiciliaria.

2.2.3 Parámetros de calidad del agua residual doméstica

Las aguas residuales domésticas se caracterizan por su composición física, química y biológica. Con el objeto de dar una adecuada gestión a estas aguas es necesario conocer su naturaleza y características.

Los valores máximos permisibles de los parámetros antes mencionados que se establecen para descarga de agua residuales domésticas al sistema de alcantarillado público y a cuerpos de agua dulce se presentan en la Tabla 2.15.

Tabla 2.15. Valores máximos permisibles de descarga de aguas residuales domésticas al sistema de alcantarillado público y a cuerpos de agua dulce

Parámetros	Expresado como	Unidad	Límite máximo permisible para descargas al sistema de alcantarillado público	Límite máximo permisible para descargas a un cuerpo de agua dulce
Demanda bioquímica de oxígeno	DBO ₅	mg/L	170 ¹	100 ¹
Demanda química de oxígeno	DQO	mg/L	350 ¹	160 ¹
Sólidos suspendidos totales	SST	mg/L	120 ¹	100 ¹
Nitrógeno total Kjeldahl	N	mg/L	60 ²	50 ²
Fósforo total	P	mg/L	15 ¹⁻²	10 ¹⁻²
Potencial de hidrógeno	pH	---	6-9 ¹⁻²	6-9 ¹⁻²
Aceites y grasas	A y G	mg/L	70 ¹⁻²	30 ¹⁻²
Coliformes fecales	NMP	NMP/100mL	--- ¹	Remoción al 99,9% ¹
Fuentes: 1. Norma Técnica para Control de Descargas Líquidas (NT002), Tabla No. A1 2. Acuerdo Ministerial 097-A, Tablas 8 y 9 - Anexo 1 Norma de Calidad Ambiental y de descarga de Efluentes del Recurso Agua				

Posteriormente al tratamiento que brinde la EPMAPS a las aguas residuales, estas se descargarán a los cuerpos receptores de agua dulce, cumpliendo con los límites máximos de

descarga definidos en la normativa ambiental nacional o local, según corresponda^{16 17}. De ser el caso que se requiera usar las aguas servidas tratadas, estas podrán emplearse siempre que cumplan con los niveles de calidad establecidos en la normativa ambiental aplicable.

La EPMAAPS brinda el servicio de alcantarillado a la población del DMQ, por lo tanto, las descargas de aguas residuales domésticas que se reciban en el sistema de alcantarillado público y para aplicación de la presente norma, se aplicarán los siguientes parámetros, considerados como criterios de diseño de proyectos de tratamiento de aguas residuales y en las instalaciones que actualmente se encuentran operando¹⁸¹⁹²⁰.

2.3 Alcantarillado pluvial

En el presente numeral se presentan los criterios de diseño hidrológico e hidráulico, bajo el concepto de manejo activo de las redes, de los parámetros constructivos para el mejor funcionamiento hidráulico y de la durabilidad de los componentes de las obras de drenaje pluvial urbano. La red de drenaje pluvial urbano puede ser dividida en dos grandes grupos, macro y micro drenaje, como se describe a continuación.

Red de macro drenaje:

Es el conjunto de obras destinadas a salvaguardar la vida de las personas y evitar daños económicos para la recurrencia de diseño adoptada. Está constituida, en general, por conductos artificiales de gran sección y comprende también a los cursos naturales y a las obras de retención o detención. Esta red se puede subdividir en:

- Cauces naturales permanentes y obras anexas, constituidas por obras de control de crecidas, variantes, canalizaciones, encauzamiento de ríos u arroyos, embalses, lagunas, estructuras especiales, compuertas, derivadores, separadores, obras de control de sedimentos, estaciones de monitoreo y medición, etc.
- Colectores principales y obras anexas, que comprende, entre otros a las obras de drenaje construidas por el hombre que transportan las aguas pluviales y que, en general, están conformadas por conductos cerrados o abiertos, obras de almacenamiento, estructuras especiales, compuertas, derivadores, estaciones de monitoreo y medición etc.

Red de micro drenaje:

¹⁶ Ministerio del Ambiente. (2015). Acuerdo Ministerial 097-A. Quito, Ecuador: Edición Especial del Registro Oficial 387.

¹⁷ Secretaría de Ambiente. (2016). Resolución No. SA-DGCA-NT002-2016. Normas Técnicas de aplicación de la Ordenanza Metropolitana No. 138 - Sistema de Manejo Ambiental del Distrito Metropolitano de Quito.

¹⁸ Crites, R., Tchobanoglous, G. (2000). Tratamiento de Aguas Residuales en Pequeñas Poblaciones. Bogotá: McGraw-Hill Interamericana S.A.

¹⁹ Universidad de Chile. (2005), Criterios de Calidad de Aguas o Efluentes Tratados para Uso en Riego.

²⁰ Quintana, D. (2010). Análisis estadístico de los parámetros DQO, DBO5 y SS de las aguas residuales urbanas en el ensuciamiento de las membranas de ósmosis inversa, Las Palmas de Gran Canaria, España.

Es el conjunto de obras constituidas por conductos y obras conexas construidas por el hombre, con el fin de garantizar que no se produzcan obstáculos al normal desarrollo de las actividades de una ciudad para la recurrencia de diseño. Esta red se puede subdividir en:

- Drenaje conformado por conductos enterrados, obras de almacenamiento, etc.
- Drenaje superficial, conformadas por canaletas, sumideros, cunetas, almacenamientos, etc.

Estudios hidrológicos

La Figura 2.1 muestra, a título ilustrativo, un diagrama secuencial de los estudios hidrológicos requeridos para el diseño del drenaje pluvial; en dicho diagrama se indican algunas tendencias en la selección del nivel de diseño de las obras de macro y micro drenaje.

Esos criterios deben ser empleados con cierta flexibilidad puesto que su aplicación estricta en cuanto a usos puede llevar a una subdivisión excesiva del área urbana bajo estudio y complicar la fijación de los parámetros de diseño, en particular del período de retorno (T_r). Cuando no pueda identificarse un uso predominante se puede adoptar, con criterio conservador, el de mayor período de retorno.

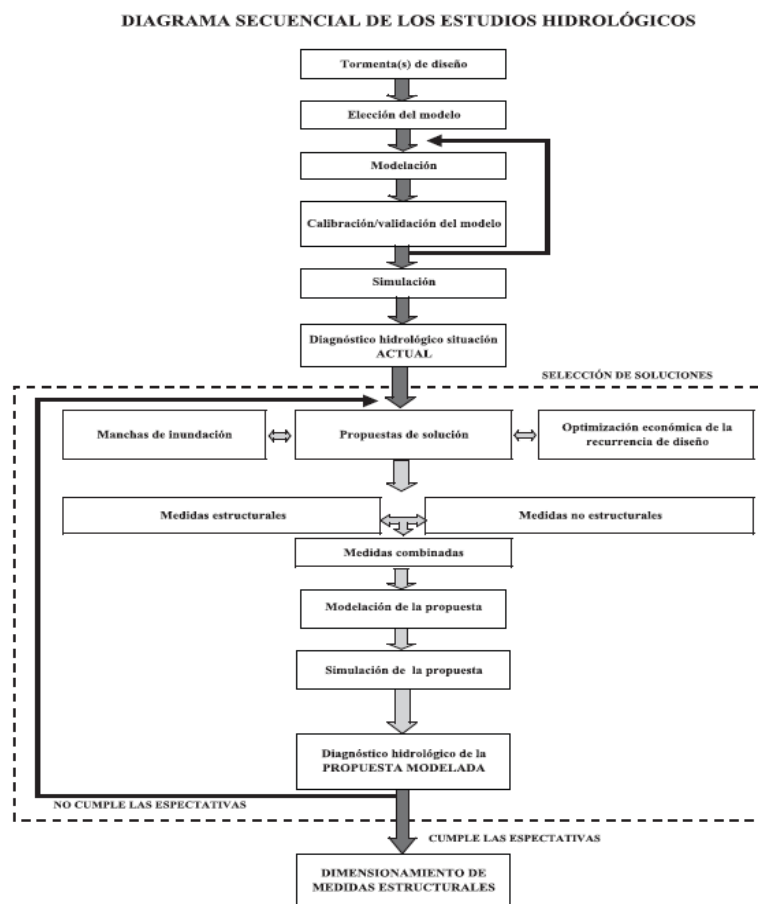


Figura 2.1. Diagrama secuencial de los estudios hidrológicos

Por otra parte, se debe tener en consideración que, cuando la urbanización es atravesada por un cauce permanente, la selección del período de recurrencia dependerá del riesgo asociado y evidentemente de las características hidrológicas del cauce, entre ellas el tamaño, los caudales, volúmenes pico y los niveles alcanzados.

En estos casos se recomienda que la recurrencia mínima de diseño de las obras en redes principales y cauces sea de 25 años. Esta recomendación estará condicionada por las características actuales de la urbanización (factibilidad técnica y económica de las obras) y por la magnitud del cauce permanente, quedando en cada caso a juicio de un especialista en el manejo de cuencas hidrográficas la selección de la recurrencia de diseño.

Se presta especial atención a los estudios hidrológicos, cuya finalidad primaria es la estimación de los hidrogramas de diseño, que son las solicitudes hidráulicas a que se verán sometidos el micro y el macro drenaje.

Para la transformación de la tormenta de diseño en un hidrograma deberá recurrirse a la modelación y simulación hidrológica. Los modelos de hidrología urbana son importantes herramientas para la planificación, diseño o control de las obras de drenaje de las ciudades, ya que permiten cuantificar los volúmenes de escurrimiento y estimar los caudales de descarga en determinadas secciones claves de la red de tuberías pluviales.

En los casos que se justifique, en conformidad con los términos de referencia, se utilizarán modelos matemáticos para simular el funcionamiento de una cuenca y evaluar la eficacia y eficiencia de las alternativas de solución que se propongan.

Las cuencas urbanas son sistemas distribuidos, pues presentan variaciones temporales y espaciales, tanto en sus características fisiográficas, como en las respuestas hidrológicas; presentan variaciones espaciales bastante marcadas, especialmente en lo referente a la pendiente superficial y en el uso del suelo; además, estas características también pueden variar en el tiempo a medida que avanza el proceso de urbanización.

A veces, en aras de la simplicidad, se ignora la variabilidad espacial, considerando a la cuenca urbana como un sistema concentrado. En otras ocasiones, en cambio, se necesita contemplar algún grado de esta variabilidad, por lo que se recurre a una división de la cuenca en subcuencas, a las que se considera como sistemas concentrados, que luego se vinculan entre sí a través de diferentes procesos hidrológicos, en especial propagaciones.

Los métodos y modelos desarrollados para los ambientes urbanos son muy variados y van desde el muy conocido “Método Racional”, que es un modelo muy simple, hasta los muy sofisticados, que se basan en complejas transformaciones lluvia-caudal y propagaciones hidrodinámicas de hidrogramas en redes de canales, e incluyen la simulación de elementos de manejo activo (compuertas, bombeos, derivaciones, almacenamientos, etc.).

Los estudios hidrológicos que deben ser realizados están esquematizados en el diagrama de bloques de la Figura 2.1.

En cuencas urbanas es poco frecuente disponer de registros simultáneos de las lluvias y de los caudales de crecida resultantes, para poder llevar a cabo la calibración de los modelos construidos. Cuando la calibración del modelo no es factible, en el sentido más estricto de este procedimiento, se puede recurrir a validarlos a partir de tormentas registradas y comparar los máximos niveles alcanzados o la superficie y profundidad de áreas inundadas y las estimadas por el modelo. En estos casos el apoyo en información no formalmente hidrológica, como artículos periodísticos, fotografías privadas, marcas de crecidas o marcas en las paredes de viviendas, testimonios de testigos presenciales, fotografías aéreas e imágenes satelitales, se transforman en documentación de gran valor para el modelador.

Para modelar la hidrología de una cuenca urbana, en general, se esquematiza la misma como un conjunto de subcuencas con características hidrológico-hidráulicas homogéneas, vinculadas por tramos de canales y/o conductos.

2.3.1 Parámetros de diseño

2.3.1.1 Horizonte de diseño y período de retorno

a) Período u horizonte de diseño

Puede definirse como el intervalo de tiempo en el cual se espera que la obra alcance su nivel de saturación; este período debe ser menor que la vida útil de la misma. La vida útil de una obra es el tiempo en que la obra sirve adecuadamente a los propósitos para lo que ha sido diseñada, sin tener gastos elevados de operación y mantenimiento que hagan antieconómico su uso o que requiera ser eliminada por insuficiente.

Las medidas estructurales del sistema de drenaje deben diseñarse para una vida útil **no inferior a 30 años**, en el marco de una planificación del drenaje urbano que secuencie las medidas estructurales y no estructurales con un horizonte integrador no inferior a los 10 años. Asimismo, la planificación debería ser lo suficientemente flexible para permitir su actualización cada 5 años, o cada vez que se detecten desvíos importantes.

b) Período de retorno

Para definir la tormenta de diseño, es de uso corriente en los proyectos de ingeniería civil hablar, más bien del “período de retorno” o “intervalo de recurrencia” que de probabilidad de excedencia, si bien ambos conceptos están íntimamente vinculados.

El **período de retorno** de un evento hidrológico se calcula como la inversa de la probabilidad de excedencia anual y representa el intervalo de tiempo promedio (en sentido probabilístico) dentro del cual ese evento puede ser igualado o excedido. Asumiendo que los eventos naturales son esencialmente aleatorios, tal es el caso de los caudales o de las precipitaciones, debe tenerse

bien en claro que, por ejemplo, un evento de período de retorno decenal, ocurre en promedio una vez cada diez años en el largo plazo. Esto último expresa el concepto probabilístico de sucesos independientes, como se considera a las lluvias o caudales máximos de cada año. Queda claro entonces que la probabilidad p , que en un año cualquiera el evento de período de retorno T_r sea superado será:

$$p = \frac{1}{T_r}$$

Por lo tanto, lo que realmente interesa es estimar la amenaza de que, el evento de período de retorno T_r , sea superado a lo sumo una vez en N años, donde N suele ser la vida útil o económica del proyecto. Esta amenaza es la probabilidad de que el evento hidrológico con período de retorno T_r sea superado en los N años de vida útil del proyecto, puede calcularse utilizando la siguiente ecuación:

$$A = 1 - (1 - p)^N = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^N$$

En la ecuación anterior, A es la amenaza de que un evento con probabilidad de ocurrencia p , sea igualado o superado en los próximos N años. La probabilidad de ocurrencia del evento, p , es estadísticamente igual a la inversa del tiempo de recurrencia, T_r .

En la Figura 2.2 se muestra la solución de la ecuación anterior, indicándose la probabilidad de excedencia en porcentaje de que ocurra un evento, para distintas combinaciones de períodos de recurrencia entre 2 y 250 años, y de vida útil N entre 10 y 100 años

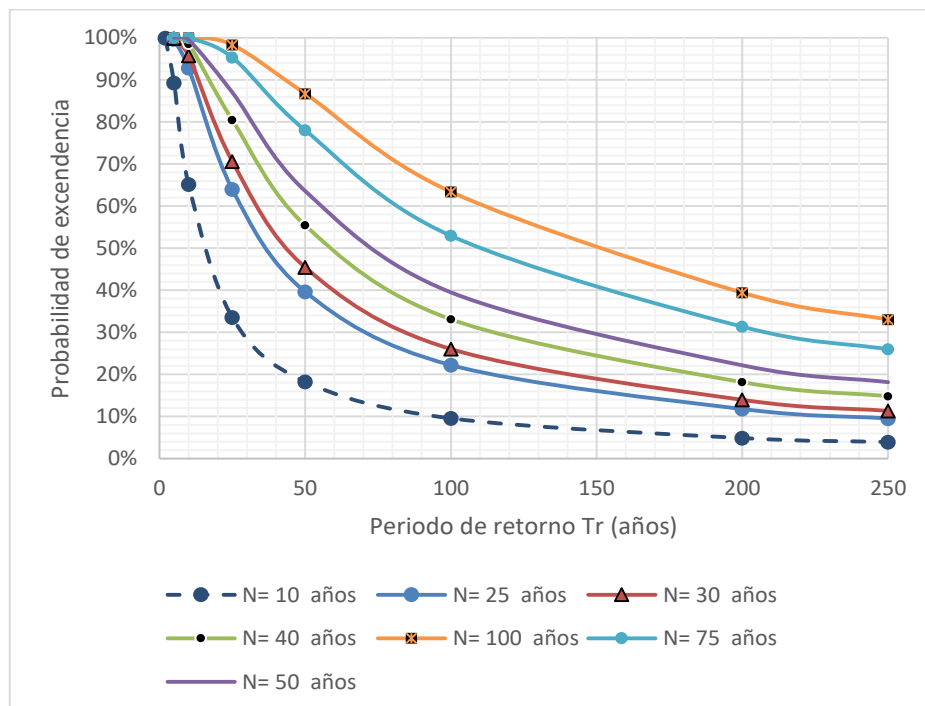


Figura 2.2. Relación entre la probabilidad de ocurrencia de un evento, el período de retorno asociado al diseño de una obra y su vida útil

Riesgo hidrológico

Se define como riesgo a la potencial consecuencia económica, social y/o ambiental que se pueden generar como resultado de los daños o pérdida de función de un sistema durante un tiempo de exposición definido.

El Riesgo se expresa como:

$$R = f(Amenaza; Vulnerabilidad)$$

Siendo la **vulnerabilidad** la predisposición de un sistema a ser afectado o de ser susceptible a sufrir daños o pérdidas en su función como resultado de la ocurrencia de un evento que caracteriza una amenaza.

El grado de protección está relacionado al nivel de riesgo aceptado para la ocurrencia de daños y/o de molestias generadas a la población por causa de las inundaciones. Este grado de protección está íntimamente vinculado con la probabilidad de que un evento hidrometeorológico de cierta magnitud (tormenta, caudales o inundaciones provocadas), sea igualado o superado en un año cualquiera y con las características físicas y socioeconómicas del área que definen su vulnerabilidad. En consecuencia, el riesgo se entiende como una función de la probabilidad de excedencia anual por sobre un umbral de tolerabilidad definido política y/o socialmente (umbral de falla) y de la predisposición del sistema a ser afectado, es decir su vulnerabilidad.

Es importante considerar que la vulnerabilidad es variable en el tiempo y que normalmente disminuye con las protecciones ejecutadas, por lo tanto, el riesgo de daños económicos, sociales o ambientales también disminuye.

Dado que en áreas urbanas generalmente no se dispone de series de caudales observados en suficiente cantidad y calidad, es común que la probabilidad de excedencia y el nivel de amenaza se estimen a partir de los registros pluviométricos. En base a estos registros se determina la “tormenta de diseño”, que es el evento crítico que producirá las solicitaciones hidráulicas para las que se dimensionará el sistema de drenaje pluvial urbano, considerando la vulnerabilidad.

La probabilidad de ocurrencia de un evento pluviométrico no será necesariamente igual a la probabilidad del caudal de pico generado por el mismo. Los niveles hidrológicos de diseño de una estructura hidráulica de un sistema de drenaje pluvial urbano, sea en términos de lluvia o de caudal de diseño, deben ser definidos de modo de brindar un “nivel de riesgo aceptable” a los habitantes y los bienes esenciales de las zonas de influencia de esa estructura.

Los períodos de retorno recomendados para fijar el nivel de diseño de las obras de micro drenaje y de macro drenaje se resumen en la Tabla 2.16.

Tabla 2.16. Períodos de retorno para diferentes ocupaciones del área

Tipo de ocupación del área de influencia de la obra	Tr (años)
Residencial	5
Comercial	5
Área con edificios de servicio público	5
Aeropuertos	10
Área comerciales y vías de tránsito intenso	10.-25
Área comerciales y residenciales de mayor impacto	25
Áreas de importancia específica o estratégica	50-100

El grado de protección adoptado (lo que se denomina escala de diseño) resultará de una adecuada definición del riesgo aceptable como compromiso entre nivel de amenaza y la vulnerabilidad del sistema, entendiendo bajo tales conceptos lo siguiente:

- Nivel de amenaza: probabilidad de que el sistema falle
- Vulnerabilidad: es el valor esperado de las pérdidas asociadas a una falla

Los principales aspectos para tener en cuenta en el diseño son el costo y la seguridad. La magnitud de diseño óptima, es una solución de compromiso entre ambos aspectos.

2.3.1.2 Áreas de drenaje

El término “área de drenaje” correspondiente a un determinado punto de la localidad a servir con un sistema de drenaje pluvial, se define como el área geográfica encerrada por los límites de aporte superficial del escurrimiento proveniente de la precipitación pluvial.

Los límites de un área o cuenca de drenaje suelen estar alterados por las obras que el hombre realiza, tales como caminos, calles, alcantarillas, bordos, vías de ferrocarril y las mismas obras de drenaje.

En general el área total de drenaje correspondiente a una localidad debe ser dividida por los proyectistas hidráulicos del sistema de drenaje en subáreas o subcuencas con características geomorfológicas e hidrológicas homogéneas, con el objeto de facilitar la aplicación de los métodos de diseño hidrológico e hidráulico y diseñar los diferentes componentes del sistema de drenaje pluvial de la localidad.

La extensión y el tipo de áreas tributarias deberán determinarse para el conjunto de tuberías y para cada tramo de tubería a diseñar. El área de aportes deberá incluir el área propia del tramo en consideración y se expresará en hectáreas (ha), con una aproximación de 0,1 ha.

2.3.1.3 Hidrogramas de diseño. Caudales y volúmenes de diseño

La magnitud de las obras hidráulicas a proyectar (canales, defensas, reservorios, vertederos, compuertas, estaciones de bombeo, alcantarillas, conductos, etc.), así como las medidas no estructurales planteadas para protegerlas, guarda relación directa con los hidrogramas a que estarán expuestas, particularmente a los caudales pico y volúmenes de escurrimiento.

El “hidrograma de diseño” es aquel que se corresponde con el período de retorno Tr elegido para dimensionar la estructura en cuestión. En base al hidrograma de diseño se determinan el “caudal de diseño” y el “volumen de diseño”. A mayor importancia de la estructura y de la zona a la cual va a prestar servicio dicha estructura, mayor será ser el Tr a seleccionar. El caudal de diseño basado en un período de retorno de Tr años, define el “grado de protección” conferido a la población y a los bienes de la zona de influencia de la obra diseñada.

Generalmente, en áreas urbanas no existen suficientes registros de calidad adecuada de series de caudales observados y de los daños asociados con su ocurrencia; por lo que es práctica común determinar la probabilidad de ocurrencia de los eventos y el análisis de riesgo a partir de los registros pluviométricos. En base a estos registros se determina una “tormenta de diseño”, que es el evento crítico que producirá las solicitaciones hidráulicas para las que se dimensionará el sistema de drenaje pluvial urbano, calculando el “hidrograma de diseño” el “caudal de diseño” y el “volumen de diseño” por los métodos que se presentan más adelante.

2.3.1.4 Curvas de intensidad-duración-frecuencia (IDF)

El estudio de las lluvias intensas para el diseño hidrológico de los sistemas de alcantarillado de aguas pluviales es de tipo probabilístico y se caracteriza por las denominadas curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (curvas IDF), las cuales se obtienen a partir del análisis de frecuencia probabilístico de los registros históricos de la precipitación máxima para diferentes duraciones.

La magnitud de los extremos hidrológicos es inversamente proporcional a su frecuencia de ocurrencia. El objetivo del análisis de frecuencia en hidrología es caracterizar la magnitud de los extremos con la frecuencia de ocurrencia mediante el uso de distribuciones de probabilidad. Una forma común de representación de los extremos hidrológicos, en particular los eventos de lluvia intensa, es la relación entre la intensidad o altura de la lluvia, la duración y la frecuencia o el período de retorno: las llamadas curvas *de intensidad- duración - frecuencia IDF*.

Las curvas IDF describen la frecuencia de ocurrencia de los eventos de lluvia extrema para una variedad de duraciones e intensidades en función del período de retorno correspondiente. Estas curvas constituyen la herramienta estándar utilizada para la planificación y diseño de drenaje

de aguas pluviales, así como para la gestión de inundaciones e infraestructura de aguas residuales.

Las curvas IDF se basan en el análisis estadístico de los datos puntuales de precipitaciones. Los datos se consideran independientes e idénticamente distribuidos. Además, el sistema hidrológico que los produce se considera como un proceso estocástico espacial y temporalmente independiente²¹.

Dos técnicas de análisis se utilizan comúnmente para asegurar la independencia estocástica: el uso de series máximas anuales o el uso de series por encima de un cierto umbral llamado "*series de duración parcial*".

En cualquier caso, el proceso analizado es un proceso estocástico agregado $X_D(t)$ que se obtiene integrando el proceso instantáneo $X(t)$ en una ventana de tiempo móvil de longitud finita D :

$$X_D(t) = \int_{t-D/2}^{t+D/2} X(t) dt \quad (2.1)$$

Por lo tanto, la serie de máximos anuales contiene las N alturas de lluvia más intensas registradas en los N años de observación para la duración asignada D .

El proceso de eventos de duración asignada por encima de un umbral, en cambio, contiene los **M eventos** que exceden el umbral registrado en los N años de observación; en este caso no hay referencia directa al número de años de observación, pero es necesario que el umbral sea lo suficientemente alto como para garantizar la independencia entre eventos. Además, la duración de la serie por encima del umbral será superior al número de años de observación ($M > N$).

El proceso agregado así obtenido contiene información sobre las características de los eventos meteorológicos intensos en relación con su duración e intensidad. En la práctica, se tiene en cuenta un número finito de duraciones características (por ejemplo, duraciones de 5, 15, 30 minutos, 1, 3, 6, 12 y 24 horas), que luego se pueden organizar en forma de una matriz.

A partir del estudio de intensidades se obtienen las lluvias para el diseño hidrológico, las cuales son convertidas en hidrogramas de escorrentía, a través de modelos hidrológicos de transformación lluvia-caudal y transitadas a través de la cuenca urbana o de la red, para obtener los hidrogramas a la salida de la cuenca de interés.

A continuación, se definen las variables principales de la lluvia:

²¹ Heredia-Calderón, E. (1997), "Distribuzione Spazio-temporale delle precipitazioni Intense e Coefficienti di Ragguaglio Areale per Eventi Rari", Tesis Doctoral (en Italiano), Padua (Italia).

Magnitud:	Valor que alcanzaría la intensidad (mm/h) o la altura de la lámina precipitada en un punto (mm).
Intensidad	Cociente entre la altura de lluvia, h , y la duración, d , del intervalo que demandó su acumulación. Es entonces, un promedio temporal en ese lapso. Es un valor local, estimado para un punto específico del espacio. Usualmente se expresa en mm/hora.
Persistencia:	Duración del intervalo de lluvia(min) para el cual se predice. Este dato lo debe establecer el proyectista, dependiendo de las características físicas de la cuenca.
Probabilidad:	Frecuencia futura estimada o período de retorno anual del evento. Este dato también se define de antemano, en función de la amenaza o del riesgo asumido.

La magnitud de la precipitación se asocia habitualmente con la duración del evento y con la probabilidad de ocurrencia, a través de las curvas intensidad-duración-frecuencia (curvas IDF).

Para los proyectos que se elaboren en el ámbito la ciudad de Quito y sus alrededores, mientras no se realicen actualizaciones, se emplearán las curvas *I-D-F* desarrolladas por la EMAAP-Q en el 2004²²; cuyas ecuaciones, para las 6 estaciones pluviográficas de Quito y sectores aledaños utilizadas en el estudio de referencia, se resumen en la Tabla 2.17 y su ubicación se muestra en la Figura 2.3.

Sin embargo, dado que la EPMAPS tiene una red de estaciones pluviométricas en operación con un mayor número de datos históricos distribuidos en todo el DMQ, las curvas IDF deberán ser actualizadas con los registros de intensidades de las diferentes estaciones meteorológicas existentes; estas actualizaciones deben ser continuas en el tiempo, al menos cada 5 años utilizando toda la información relevante disponible, preferentemente a través de un procedimiento de Análisis Regional de frecuencias. Las curvas IDF actualizadas y sus ecuaciones correspondientes, deberán ser publicadas periódicamente por la EPMAPS para su uso obligatorio en el DMQ²³.

²² EMAAP-Q (1998-2004).

²³ En la presente norma se han mantenido las curvas IDF que actualmente utiliza la EPMAPS para el desarrollo de sus proyectos y que constan en la normativa de 2009. Sin embargo, es necesario indicar que existen otras IDFs, propuestas por el Departamento de Recursos Hídricos de la Gerencia del Ambiente (Escobar, et. al, 2022); por el INAMHI (2019) y las de los estudios hidrológicos del proyecto Ríos Orientales (Heredia, 2005). Estos estudios deben servir de base para la actualización de las curvas IDF.

- Heredia, E. (2005), Estudios Hidrológicos a nivel de prefectibilidad del proyecto Ríos Orientales, EMAAP-Q, Quito.
- INAMHI (2019), Determinación de ecuaciones para el cálculo de intensidades máximas de precipitación, Versión 2, Quito.
- Escobar-González, D.; Singaña-Chasi, M.S.; González-Vergara, J.; Erazo, B.; Zambrano, M.; Acosta, D.; Villacís, M.; Gualpa, M.; Lahuate, B.; Peluffo-Ordóñez, D.H. (2022), Intensity-Duration-Frequency Curve for Extreme Rainfall Event Characterization, in the High Tropical Andes, Rev. Water, Vol. 14, 2998. <https://doi.org/10.3390/w14192998>

Tabla 2.17. Ecuaciones I-D-F de intensidades máximas de 6 estaciones pluviográficas de Quito y sectores aledaños

Estación	Latitud Sur	Longitud Oeste	Altitud m.s.n.m	Ecuación I-D-F
Izobamba	0°21'45"	78°33'11"	3058	$I = \frac{74,714 \cdot T_r^{0,0888} [\ln(d+3)]^{3,8202} (\ln T_r)^{0,1892}}{d^{1,6079}}$
Quito-Observatorio	0°12'40"	78°30'00"	2820	$I = \frac{48,657 \cdot T_r^{0,0896} [\ln(d+3)]^{5,2340} (\ln T_r)^{0,2138}}{d^{1,9654}}$
Ñaquito-INAMHI	0°10'00"	78°29'00"	2789	$I = \frac{76,8002 \cdot T_r^{0,0818} [\ln(d+3)]^{3,7343} (\ln T_r)^{0,2784}}{d^{1,5847}}$
DAC- Aeropuerto	0°08'24"	78°29'06"	2794	$I = \frac{55,6656 \cdot T_r^{0,0922} [\ln(d+3)]^{4,1647} (\ln T_r)^{0,0985}}{d^{1,6567}}$
La Chorrera	0°12'06"	78°32'06"	3165	$I = \frac{44,2595 \cdot T_r^{0,0973} [\ln(d+3)]^{4,4013} (\ln T_r)^{0,0317}}{d^{1,6591}}$
La Tola	0°13'46"	78°22'00"	2480	$I = \frac{39,9 \cdot T_r^{0,09} [\ln(d+3)]^{5,38} (\ln T_r)^{0,11}}{d^{1,93}}$
Al utilizar estas ecuaciones, se deben tomar en cuenta las siguientes consideraciones: • El período de retorno T_r (años) para el cual son aplicables las ecuaciones, está comprendido entre 2 y 50 años; • La duración de la lluvia d(min) para la cual son aplicables las ecuaciones, está comprendida entre 5 y 360 minutos; • Se recomienda que la ecuación de la estación Izobamba sea utilizada para el sur de Quito, particularmente en sectores que se ubiquen en las faldas orientales del Atacazo; • Se recomienda que los datos de la estación Quito-Observatorio sean aplicados en el sur y centro de la ciudad de Quito; • La ecuación de la estación DAC-Aeropuerto puede ser utilizada en sectores ubicados al norte del parque Bicentenario. • La ecuación de la estación La Tola puede ser utilizada en sectores ubicados en las parroquias nororientales de Quito. • El diseñador justificará el uso de la ecuación I-D-F. que considere más conveniente.				

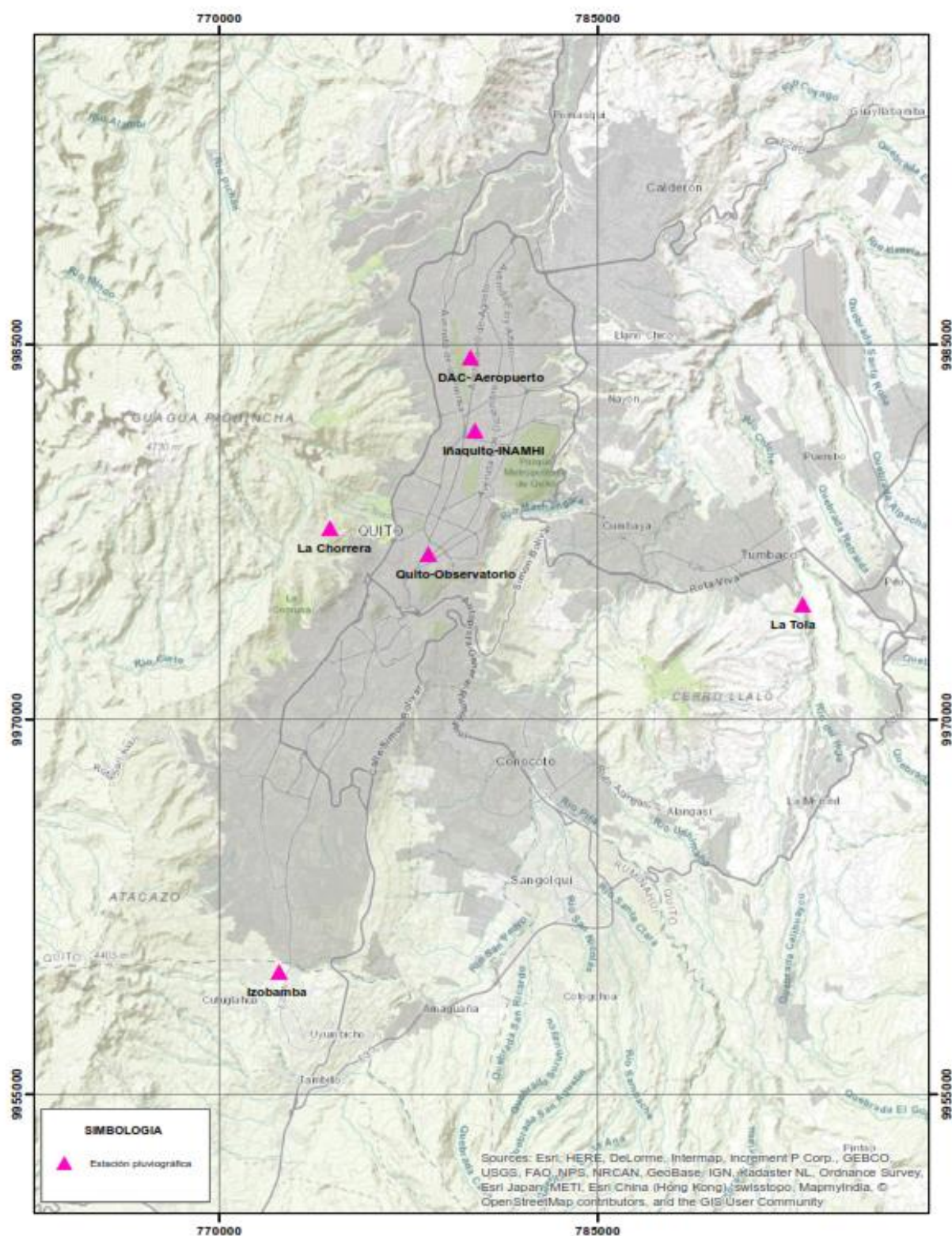


Figura 2.3. Ubicación de las estaciones pluviográficas del DMQ

2.3.1.5 Lluvias de diseño y variabilidad espacio-temporal

Los valores que se obtienen con las ecuaciones de la Tabla 2-17 requieren ser ajustados para tomar en cuenta la variación espacial y temporal de las lluvias intensas. Para lo cual, es necesario tomar en cuenta la ubicación del sitio de interés con relación a las estaciones, la distribución las lluvias en el tiempo durante el evento de tormenta y la atenuación de los valores de precipitación calculados con las curvas I-D-F puntuales con relación al área de la cuenca.

Ubicación	Posición del lugar de interés, donde se requiere predecir la intensidad de precipitación, en relación con la red de medición. • Los datos necesarios para calibrar un modelo I-D-F provienen de registros pluviográficos o estaciones automáticas con registros de lluvias de corta duración. • Cuando se carece de series pluviográficas locales aptas, se requiere una transposición de la función, usando técnicas específicas. • Si el punto de interés se localiza en las inmediaciones de un pluviómetro, se puede utilizar la información de este para obtener la información necesaria. • Cuando el punto de interés se sitúa en un sector sin medición, la única opción es interpolar entre estaciones con datos o usar técnicas de regionalización.
Distribución	Patrón de variación temporal interna de la intensidad de lluvia o hietograma tipo. • Es usual deducir los patrones temporales de la función I-D-F, pero las distribuciones no resultan verosímiles, porque se mezclan datos de fenómenos de características diferentes. • También se los suele definir por síntesis de series de tormentas históricas.
Atenuación	Reducción de la lámina local, al extenderla a una cuenca, para predecir descargas. • La disminución del valor depende del área de la cuenca y de la duración de la lluvia.

Para la determinación de las intensidades de precipitación de diseño, se podrán aplicar diversos métodos para la transposición de lluvias intensas. Para lo cual, se debe tener presente que los valores de lluvias intensas medidos, las curvas intensidad-duración-frecuencia (I-D-F), las relaciones entre láminas para diferentes duraciones o los hietogramas tipo de series históricas son aplicables únicamente al sitio donde fueron realizadas las mediciones; sin embargo, es posible utilizar los datos medidos en otros lugares mediante la aplicación de técnicas de análisis regional, siempre que dicha región sea homogénea; es decir que las lluvias intensas, en diferentes cuencas de la región tengan similitud climática.

La existencia de similitud climática, geológica y geomorfológica en una región determinada, permite que la información pueda ser transferida de un sitio a otro dentro de la región homogénea. El uso de técnicas de regionalización permite incrementar el volumen de datos disponibles dentro de la región homogénea, permite realizar un análisis estadístico significativo y facilita la estimación de los modelos probabilísticos aplicables a la región para describir mejor la naturaleza estocástica de los extremos hidrológicos en los sitios de interés.

a) Lluvia media sobre un área

Los registros de lluvias representan las condiciones del lugar donde se realizan las mediciones y generalmente tienen una gran variabilidad en el espacio y en el tiempo. Para diseño hidrológico es necesario determinar el valor de la precipitación promedio caída sobre toda la cuenca empleando alguno de los métodos de estimación de las lluvias en el área en base a los datos puntuales. Se debe escoger el que más se ajuste a las características de la cuenca y a la información disponible; entre los métodos aplicables figuran los siguientes:

- Método de la media aritmética
- Método de polígonos de Thiessen
- Método de las isoyetas

b) Caracterización espacial de las lluvias de diseño. Factores de Reducción Areal (ARF)

Para la estimación de caudal de diseño a partir de los datos de precipitaciones intensas, se requiere conocer la lluvia en el área de aporte; los hietogramas locales se consideran representativos de la lluvia sobre áreas reducidas, del orden de unos 2,5 a 25 km² en torno al sitio de medición, dependiendo de las características climáticas y topográficas de la región. Para superficie mayores, la precipitación media del área de aporte difiere de los valores puntuales de la lluvia medida en la estación; y debe ser inferida a partir de los registros puntuales.

La distribución espacial en el contexto de la cuenca puede considerarse como aleatoria ya que los eventos más intensos, tienen una cobertura espacial limitada, con las precipitaciones más intensas ubicadas en el centro de la tormenta y con valores de intensidad menores a pocos kilómetros de distancia del núcleo de la tormenta, tal como se evidencia en los registros de Tormentas medidas por densas redes de monitoreo y con la ayuda de radares meteorológicos en varias partes del mundo (Lesa y Niemczynowicz, 1996)²⁴. Consecuentemente, no es razonable suponer que las lluvias sintéticas críticas reflejen las intensidades medias en toda la cuenca, por lo que se hace necesario recurrir a algoritmos de atenuación de los valores locales o puntuales.

²⁴ Lesa y Niemczynowicz, (1996), "Spatial Rainfall Variability in Kuala Lumpur, Malaysia: long and short term characteristics", Hydrological Sciences Journal, 41 (3), pp. 345-362.

La mayor parte de los métodos de atenuación generalmente utilizados en la práctica ingenieril son empíricos, los cuales proponen curvas para varias duraciones y proveen el porcentaje de la precipitación local a tomar como promedio sobre la cuenca o bien presentan fórmulas para la reducción de la intensidad máxima en el centro del aguacero con la distancia. La limitación fundamental de estos métodos es que no tienen en cuenta el efecto de la duración y el período de retorno. Otros estudios sobre los factores de reducción al área para la definición de coeficientes de ajuste no se basan en la intensidad o altura de la lluvia en el centro de la tormenta, sino que utilizan una intensidad o altura de lluvia del área calculada "estadísticamente" utilizando una densa red de monitoreo; entre estos métodos están las curvas que se presentan en la Figura 2.4, propuestas por Leclerc y Schaake (1972)²⁵ y elaboradas a partir de la siguiente ecuación:

$$ARF = 1 - e^{(-1,1t^{0,25})} + e^{(-1,1t^{0,25} - 0,0259A)}$$

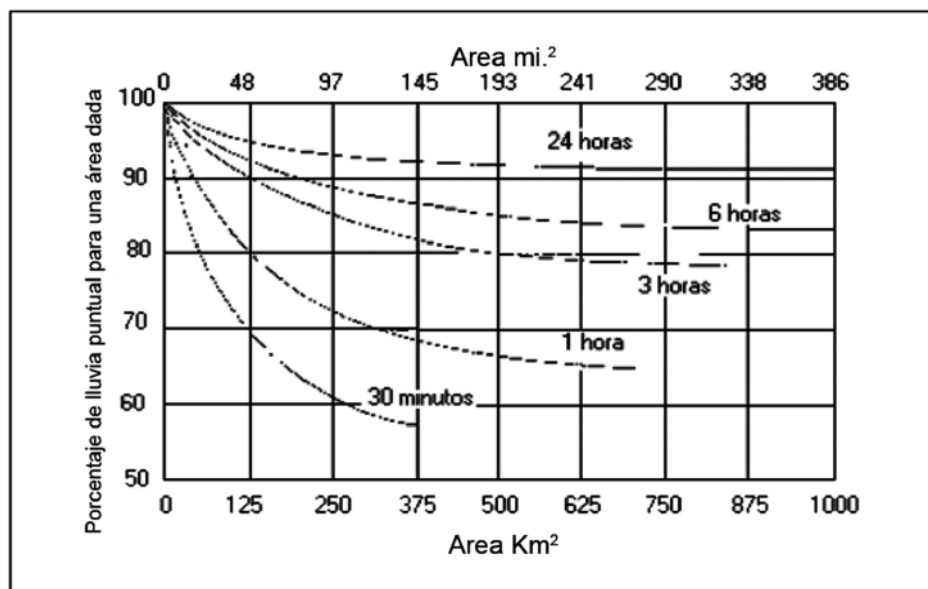


Figura 2.4. Reducción de la lluvia puntual en areal propuesto por Leclerc y Schaake

Asimismo, se pueden aplicar las curvas propuestas por el *Standing Technical Committee on Sewers and Water Mains*²⁶, aplicables para eventos de 5 minutos a 48 horas de duración y áreas de hasta 100 km² (Figura 2.5)

²⁵ Leclerc, G., and Schaake, J. C. (1972), Derivation of hydrologic frequency curves, Report 142, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge.

²⁶ Standing Technical Committee on Sewers and Water Mains (1983), Design and analysis of urban storm drainage, The Wallingford Procedure, Volume 1, Principles, methods and practice, Department of Environment National Water Council, Standing Technical Committee Reports No. 28.

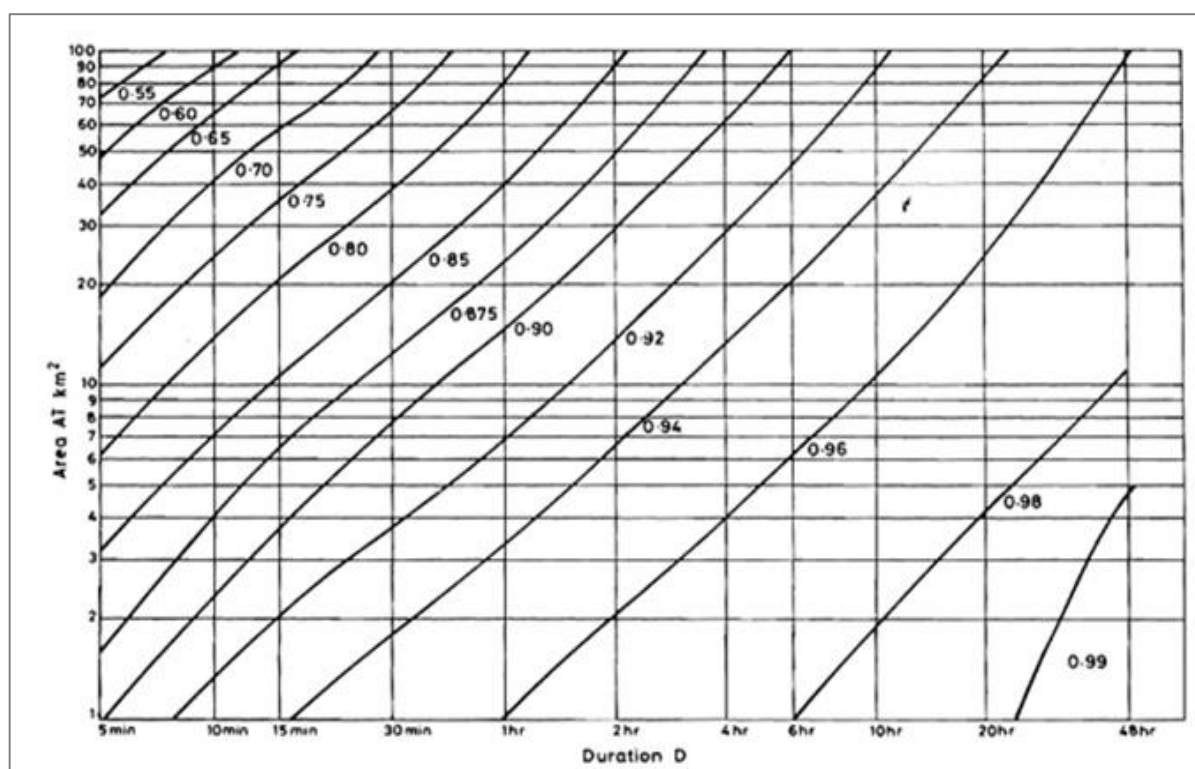


Figura 2.5. Factores de reducción Areal propuesto por el Standing Technical Committee on Sewers and Water Mains

Por otro lado, Heredia (2007)²⁷, en el marco del análisis de un flujo de escombros generados por un deslizamiento disparado por lluvias intensas, estudio la variación espacial de las tormentas locales, utilizando entre otros, datos de la ciudad de Quito y encontró que, para los eventos de tormentas convectivas analizados, los valores del factor de reducción areal (ARF) son menores a los que se generalmente se encuentran en la literatura técnica para otros lugares con topografía diferente o para otro tipo de eventos intensos. Asimismo, recientemente Rosbjergaand y Madsen²⁸ analizaron varios eventos de tormenta en zonas urbanas de Dinamarca y encontraron valores del ARF bastante más bajos que los generalmente utilizados. En todo caso, mientras la EPMAPS no disponga de los registros pluviométricos suficientes de tormentas y realice un estudio específico para determinar los factores de reducción al área aplicables para el DMQ, se emplearán los factores de reducción areal presentados en las figuras 2.4 y 2.5.

c) Distribución temporal

²⁷ Heredia, E., (2007), Evaluación de peligrosidad de deslizamientos generados por lluvias. Caso de estudio: cuenca alta del río Valladolid, IX Congreso Nacional de Hidráulica, EPN, Quito.

²⁸ Rosbjergaand, D. y Madsen, H. (2019), Initial design of urban drainage systems for extreme rainfall events using intensity–duration–area (IDA) curves and Chicago design storms (CDS), Hydrological Sciences Journal IAHS, Vol. 64, No. 12, 1397–1403

Existe una gran variabilidad de la intensidad de la lluvia durante la secuencia temporal de una tormenta. Conocer esa distribución temporal en tormentas intensas es de gran importancia en el diseño hidrológico y constituye un dato de entrada esencial en los modelos lluvia-escorrentía.

Puesto que esa distribución varía de un evento a otro, para caracterizarla es necesario un gran número de observaciones (extraídas de series pluviográficas o pluviómetros automáticos) para deducir patrones de comportamiento, que permitan su análisis o su uso posterior. La representación gráfica, continua o discreta, de cada uno de esos patrones se denomina hietograma tipo.

En diseño hidrológico, el hietograma tipo se expresa mediante una distribución adimensional acumulada entre el porcentaje del total de la lluvia y el porcentaje de duración o, mediante un patrón discreto dividido en percentiles, generalmente cuartiles o sextiles, cuya forma, en especial la posición de la moda, es determinante en la forma de la crecida resultante. Los métodos para determinar tal patrón de comportamiento parten de la función intensidad-duración - frecuencia (I-D-F) o de precipitaciones históricas intensas como se describe a continuación.

- **Hietogramas de precipitación de diseño a partir de la función I-D-T**

Los métodos de diseño que utilizan el análisis de flujo no permanente, requieren de predicciones confiables del hietograma de diseño para obtener los hidrogramas de diseño. Uno de los métodos más difundidos para diseñar hietogramas de precipitación a partir de la función I-D-T es el de los bloques alternos ²⁹

- **Método de los bloques alternos**

El hietograma de diseño producido por este método, especifica la altura de precipitación que ocurre en n intervalos sucesivos de tiempo de duración t sobre una duración total T_d , es decir:

$$T_d = n t$$

Después de seleccionar el período de retorno de diseño, la intensidad es obtenida en una curva *I-D-F* para cada una de las duraciones $t, 2t, \dots$, y la altura de precipitación correspondiente se encuentra al multiplicar la intensidad y la duración.

Tomando diferencias entre valores sucesivos de precipitación se encuentra la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada unidad adicional de tiempo. t . Estos incrementos se reordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida T_d y que los demás bloques queden en orden descendente,

²⁹ Chow, V., Maidment, D., Mays, L. (1994), Hidrología Aplicada, Mc Graw Hill, 580 pp.

alternativamente hacia la derecha y hacia la izquierda del bloque central para formar el hietograma de diseño; un ejemplo de un hietograma obtenido por este método se presenta en la Figura 2.6.

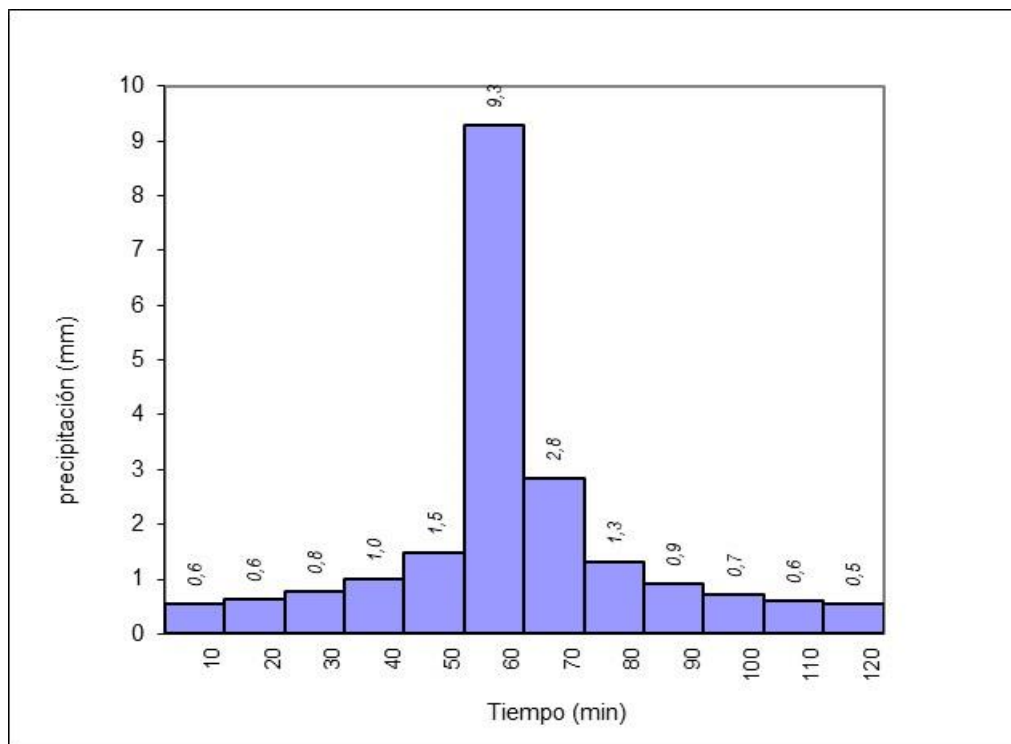


Figura 2.6. Hietograma de diseño por el método de los bloques alternos

- **Método Chicago**

El conocido "Método Chicago" fue propuesto por Keifer y Chu en 1957³⁰ para calcular las precipitaciones de diseño de las infraestructuras urbanas de aguas pluviales. El método establece dos ecuaciones analíticas para la intensidad de la lluvia a lo largo del tiempo, una válida antes de la ocurrencia del pico de lluvia y otra válida para después del pico, ambas deducidas de las curvas IDF (intensidad-duración-frecuencia), preservando los mismos volúmenes de todas las intensidades de lluvia. Si se conoce la ecuación que define la curva intensidad-duración-frecuencia, se pueden desarrollar ecuaciones que describan la variación de la intensidad con el tiempo en el hietograma de diseño.

El método de Keifer-Chu para determinar la intensidad de precipitación instantánea para una tormenta, se esquematiza en la Figura 2.7

³⁰ Rosbjergaand, D. y Madsen, H. (2019), Initial design of urban drainage systems for extreme rainfall events using intensity-duration-area (IDA) curves and Chicago design storms (CDS), Hydrological Sciences Journal IAHS, Vol. 64, No. 12, 1397-1403

El principio es similar al empleado en el método de bloques alternos, es decir, la altura de precipitación para un período de duración T_d alrededor del pico de la tormenta es igual al valor dado por la curva o ecuación de I-D-F. La diferencia entre este método y el método de bloques alternos es que se considera que la intensidad de precipitación varía en forma continua a través de la tormenta.

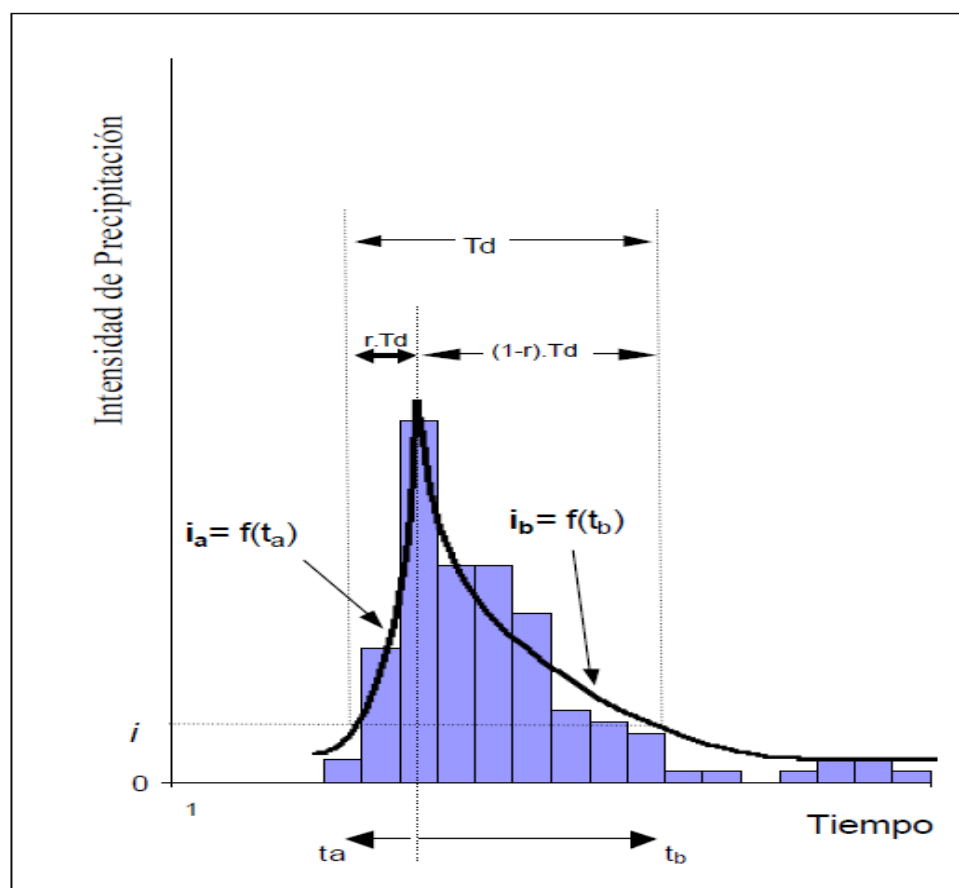


Figura 2.7. Hietograma de diseño por el método Chicago

En el hietograma de tormenta mostrado en la figura 2.6, la intensidad de precipitación i se presenta tanto en la fase de subida del hietograma, antes del pico de intensidad y en la de bajada, después del pico³¹.

Si se mide el tiempo de ocurrencia de i con respecto al instante del pico de la intensidad y se denota como t_a al tiempo antes del pico; t_b al tiempo después del pico; y, T_d al tiempo total entre las dos ocurrencias de la intensidad i , se tiene que:

$$T_d = t_a + t_b$$

³¹ Gómez, M. (2007), Hidrología urbana, Cap. 3, FLUMEN, Barcelona.

El coeficiente de avance de la tormenta r se define, como la relación del tiempo antes del pico con respecto al tiempo entre intersecciones:

$$r = \frac{t_a}{T_d}$$

Utilizando ecuaciones anteriores se puede determinar que:

$$T_d = \frac{t_a}{r} = \frac{t_B}{(1-r)}$$

Tal como se muestra en la Figura 2.6, el perfil del hietograma puede ser descrito por dos funciones: $i_a = f(t_a)$ e $i_b = f(t_b)$ que representan las intensidades de precipitación antes y después de la intensidad máxima, respectivamente.

Para una duración total de lluvia T_d , la cantidad total de precipitación P caída está dada por el área bajo las dos curvas:

$$P = \int_0^{T_d} i_a dt_a + \int_0^{(1-r)T_d} i_b dt_b$$

Derivando esta ecuación con respecto a T_d se obtiene

$$\frac{dP}{dT_d} = i(t_a) = i(t_b)$$

Si se pone como condición que la cantidad total de precipitación se mantenga igual a la indicada en la curva IDF, la ecuación puede expresarse como el producto de la intensidad media, para un determinado período de retorno T_r , durante la tormenta por la duración de la tormenta, es decir:

$$P = T_d \cdot i_{med}(T_d, T_r)$$

Si derivamos esta última expresión con relación a T_d

$$\frac{dP}{dT_d} = i_{med}(T_d, T_r) + T_d \frac{di_{med}(T_d, T_r)}{dT_d} = i(t_a) = i(t_b)$$

Keifer y Chu³² consideraron como función de $\bar{t}_{T_d}$ una fórmula de la IDF del tipo

³² Keifer, C. and Chu, H., (1957), Synthetic storm pattern for drainage design. Proceedings ASCE, Journal of the Hydraulics Division, 83(4), 1-25

$$i_{med(T_d, T_r)} = \frac{c}{T_d^e + f}$$

Cuya derivada permite encontrar los valores de i_a o de i_b como:

$$i_a = \frac{c[(1-e)T_d^e + f]}{(T_d^e + f)^2}$$

Donde:

- c, e, f son parámetros de la curva intensidad- duración para el período de retorno T_r
- T_d es la duración de la tormenta
- r es la fracción de T_d antes del pico

Para distintos valores de T_d es posible estimar el valor de las intensidades de precipitación i_a y el instante en que se producen, conocido el coeficiente de avance de la tormenta.

- **Hietogramas de precipitación de diseño a partir de eventos históricos críticos**

Una vez caracterizadas espacialmente las tormentas intensas, se procede a sintetizar los patrones típicos históricos. Si en la zona de estudio se cuenta con patrones de distribución temporal históricos, se recomienda el uso de los mismos para la representación de tormentas intensas.

2.3.1.6 Métodos de cálculo lluvia – caudal

Se podrán aplicar los siguientes métodos de cálculo para determinar las relaciones lluvia – caudal:

a) Método Racional

Para cuencas de tamaños menores de 200 hectáreas y de características hidrológicas-hidráulicas simples, es decir sin elementos de detención o retardos, se podrá aplicar el Método Racional, que define el caudal como:

$$Q = \frac{C i A}{360}$$

Donde:

- Q caudal pico (m^3/s)
- i Intensidad de precipitación (mm/h) determinada de curvas I-D-F para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca para la recurrencia de cálculo adoptada (min)
- A Área de la cuenca de aporte (ha)

Para el uso adecuado de la fórmula racional, es importante tener presente que este método considera las siguientes hipótesis de base:

- La intensidad de precipitación es uniforme en el tiempo y en el espacio.
- La duración de la lluvia de cálculo es igual al tiempo de concentración de la cuenca, es decir que, si se considera un hidrograma asociado al caudal pico definido con la fórmula, este tendrá forma triangular, con una base igual a dos veces el tiempo de concentración.
- El coeficiente de escorrentía C se mantiene uniforme en el tiempo y en el área de drenaje considerada.

En consecuencia, si las áreas donde se aplica el método tienen características físicas muy heterogéneas, será necesario subdividirlas para conseguir que estas sean lo más homogéneas posible.

b) Modelos hidrometeorológicos lluvia - caudal

Para cuencas de tamaños mayores a 200 hectáreas, o cuando se incluyan en el área de modelación elementos de control o manejo activo de los caudales y volúmenes de escorrentía, se aplicarán programas computacionales de cálculo para la determinación de hidrogramas de crecidas a partir de lluvias de diseño.

Es requerida la aplicación de modelos hidrometeorológicos en todos los casos en que se diseñe una red de drenaje pluvial que permita el control o manejo activo de los hidrogramas generados; es decir, que disponga de alguno de los siguientes elementos o de una combinación de ellos: compuertas, almacenamientos temporales, estaciones de bombeo, derivaciones u otros. En estos casos, en el modelo se deberán incluir las características y parámetros hidrológicos, hidráulicos, operacionales y geométricos que permitan simular adecuadamente su funcionamiento. Los modelos aceptados por EPMAPS son los siguientes:

- *HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System), desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos*
- *URBIS. Desarrollado por el Politécnico de Milán. Italia.*
- *Otros similares*

En cuencas complejas, por los requerimientos de simulación de elementos que constituyen el sistema hidráulico, o por la variabilidad de las condiciones hidráulicas se requiere de la modelación hidrodinámica, los modelos aceptados por EPMAPS son:

- *SWMM (Stormwater Management Model). Desarrollado por la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos - EPA.*
- *SEWERGEMS (Haestad Methods)*
- *INFOWORKS CS (Wallingford)*
- *Otros similares*

Los modelos *HEC-HMS*, *SWMM* y otros similares, son de uso libre y se encuentran disponibles en forma gratuita en internet. El programa *HEC-HMS* es un programa de simulación

hidrológica tipo evento, lineal y semi distribuido, desarrollado para estimar los hidrogramas de salida en una cuenca o varias subcuencas (caudales máximos y tiempos pico) a partir de condiciones extremas de lluvias, aplicando para ello algunos de los métodos de cálculo de hietogramas de diseño, pérdidas por infiltración, flujo base y conversión en escorrentía directa.

El modelo SWMM es un software muy completo y confiable, pues tiene más de 40 años desde su primera versión; las versiones más recientes son capaces de simular el movimiento del agua de precipitación y los contaminantes por el suelo, incluyendo la escorrentía superficial y la infiltración hacia el subsuelo; así como el flujo a través de las redes de colectores y canales que transportan el agua hacia instalaciones de almacenamiento y/o tratamiento. El modelo puede utilizarse para simular un solo evento pluviométrico o un amplio período de tiempo continuo. Además, este programa permite simular tanto la cantidad como la calidad del agua.

Para la aplicación de los modelos lluvia-caudal, se debe tomar en cuenta los siguientes criterios básicos:

- La duración de las precipitaciones de diseño deberá ser compatible con los sistemas de drenaje pluvial analizados y los pasos de tiempo asumidos para los cálculos deberán asegurar la convergencia numérica de los resultados.
- Para la utilización de hietogramas de proyecto definidos mediante bloques alternos o mediante el método de Chicago, utilizando un solo hietograma de proyecto, la duración de la precipitación deberá ser mayor que el tiempo de concentración de la totalidad de la cuenca.

Determinación de la escorrentía neta. Áreas permeables e impermeables

Para los diferentes métodos y modelos de cálculos hidrológicos resulta necesario establecer las láminas de precipitación que producirán escorrentía neta. Los procedimientos comúnmente empleados corresponden a la determinación del coeficiente de escorrentía, C , de la fórmula Racional, o a los Números de Curva (CN) del método del SCS y al empleo de ecuaciones de pérdidas e infiltración. La estimación de estos coeficientes deberá corresponder a las condiciones futuras de ocupación del suelo.

a) Coeficiente de escorrentía

En este numeral, tomando como base el Método Racional, se establecen procedimientos para la determinación del coeficiente de escorrentía C , para la determinación del caudal pico y el volumen.

El coeficiente de escorrentía C , de la fórmula Racional, depende de una gran cantidad de variables hidrometeorológicas, de infiltración, morfológicas, tipos de suelo y condiciones de uso, cobertura y ocupación del mismo. Las variables hidrometeorológicas incluyen la intensidad y duración de la precipitación, la lluvia antecedente, la evaporación, entre otras; mientras que, entre las variables de infiltración y de morfología del suelo debe considerarse el

grado de humedad y encharcamiento antecedente, la pendiente, la existencia de depresiones que permitan almacenamientos superficiales de agua, las posibilidades de escurrimiento encauzado (natural o antrópico), la capacidad de infiltración, el almacenamiento de humedad en el suelo, etc.

Entre las condiciones del suelo, se deben incluir el uso, cobertura y ocupación del suelo, las áreas permeables, las áreas impermeables, el tipo y grado de cobertura vegetal, etc.

La Tabla 2.18 muestra los valores típicos del coeficiente de escorrentía empleados para zonas rurales (Schwab 1971); mientras que en las tablas 2.19 y 2.20 se presentan los valores típicos del coeficiente de escorrentía empleados para zonas urbanas (ASCE-1976). Valores aplicables para tormentas de recurrencia de 5-10 años), la primera presenta coeficientes de escorrentía usados para casos particulares de tipos de áreas urbanas y la segunda, los coeficientes de escorrentía que pueden ser utilizados para calcular un C ponderado por el porcentaje de tierras, calles, rutas, etc.

Tabla 2.18. Coeficientes de escorrentía para zonas rurales

Vegetación y topografía		Textura del suelo		
		Limo arenoso abierto	Arcilla y limo	Arcilla abierta
Bosque	Plano pend. 0-5 %	0,10	0,30	0,40
	Ondulada pend. 5-10 %	0,25	0,35	0,50
	Montañosa pend 10-30 %	0,30	0,50	0,60
Pastura	Plano pend. 0-5 %	0,10	0,30	0,40
	Ondulada pend. 5-10 %	0,16	0,36	0,55
	Montañosa pend 10-30 %	0,22	0,42	0,60
Cultivos	Plano pend. 0-5 %	0,30	0,50	0,60
	Ondulada pend. 5-10 %	0,40	0,60	0,70
	Montañosa pend 10-30 %	0,52	0,72	0,82

Tabla 2.19. Coeficientes de escorrentía del Método Racional para áreas urbanas

Descripción del área	Coeficiente de escorrentía
Negocios	
Centro	0,70 a 0,95
Barrios	0,50 a 0,75
Residencial	
Unifamiliar	0,30 a 0,60
Multi-unidades, contiguas	0,40 a 0,75
Departamentos	0,60 a 0,85
Industrias	
Livianas	0,50 a 0,80
Pesadas	0,60 a 0,90
Sin mejoras	0,10 a 0,30
(Valores aplicables para tormentas de recurrencia de 5-10 años)	

Tabla 2.20. Valores usados para determinar un coeficiente de escorrentía según las características de la superficie

Coeficiente de escorrentía C según las características de la superficie			
Descripción del área de aporte	Periodo de retorno (años)		
	2	5	10
Asfalto impermeable	0,73	0,77	0,81
Concreto / techo impermeable	0,75	0,8	0,83
<i>Zonas verdes (jardines, parques, etc.) cubierta de pasto el 50% del área de aporte</i>			
Plano 0-2 %	0,32	0,34	0,37
Pendiente moderada 2- 7%	0,37	0,4	0,43
Pendiente superior a 7%	0,40	0,43	0,45
<i>Zonas verdes (jardines, parques, etc.) cubierta de pasto del 50 al 75% del área de aporte</i>			
Plano 0-2 %	0,25	0,28	0,3
Promedio 2- 7%	0,33	0,36	0,38
Pendiente superior a 7%	0,37	0,4	0,42
<i>Zonas verdes (jardines, parques, etc.) cubierta de pasto mayor al 75% del área de aporte</i>			
Plano 0-2 %	0,21	0,23	0,25
Pendiente moderada 2- 7%	0,29	0,32	0,35
Pendiente superior a 7%	0,34	0,37	0,4
<i>Área de cultivos</i>			
Plano 0-2 %	0,31	0,34	0,36
Pendiente moderada 2- 7%	0,35	0,36	0,38
Pendiente superior a 7%	0,39	0,42	0,44
<i>Pastizales</i>			
Plano 0-2 %	0,25	0,28	0,3
Pendiente moderada 2- 7%	0,33	0,36	0,38
Pendiente superior a 7%	0,37	0,4	0,42
<i>Bosques</i>			
Plano 0-2 %	0,22	0,25	0,28
Pendiente moderada 2- 7%	0,37	0,34	0,36
Pendiente superior a 7%	0,35	0,39	0,41

b) Método del Número de Curva

El método del Número Curva (CN) fue desarrollado por *Soil Conservation Service (SCS)* de los Estados Unidos, entidad que actualmente se denomina *National Resources Conservation Service*.

El método del Número de Curva tiene como propósito estimar la parte de la precipitación que genera escorrentía neta o directa y la porción de la precipitación que se pierde por retención superficial e infiltración; es decir, considera todas las pérdidas menos la evaporación real. El método fue desarrollado a partir de registros de lluvia y escorrentía en 24 horas, por lo que no considera explícitamente la variación temporal de la escorrentía.

La capacidad de retención superficial en encharcamientos y la capacidad de infiltración del suelo disminuyen durante el tiempo, por esta razón se asume un valor de retención inicial y una curva descendente que refleja el comportamiento natural. El procedimiento se basa en las siguientes hipótesis:

- 1) La precipitación comienza a producir escurrimiento neta o directa cuando la precipitación total caída hasta ese momento supera un umbral de retención inicial o abstracción inicial. Generalmente el método considera que ese umbral inicial es el 20% de la máxima abstracción posible.
- 2) La relación entre la abstracción producida y la máxima, es proporcional a la relación entre la precipitación neta producida y la precipitación neta máxima, es decir:

$$\frac{\text{Abstracción}}{\text{Abstracción máxima}} = \frac{\text{Precipitación neta}}{\text{Precipitación neta máxima}}$$

Siendo,

$$\text{Abstracción} = \sum P - Ia - \sum Pn;$$

$$\text{Abstracción máxima} = S;$$

$$\text{Precipitación neta} = \sum Pn;$$

$$\text{Precipitación neta máxima} = \sum Pn - Ia;$$

La relación se puede escribir como:

$$\frac{\sum P - Ia - \sum Pn}{S} = \frac{\sum Pn}{(\sum P - Ia)}$$

que resolviéndola para la precipitación neta resulta:

$$\sum Pn = \frac{(\sum P - Ia)^2}{S + \sum P - Ia}$$

Para la mayor parte de casos, se considera que la abstracción inicial es alrededor del 20% de la abstracción máxima, es decir, $Ia = 0,2S$, en cuyo caso la expresión de cálculo resulta la siguiente:

$$\sum Pn = \frac{(\sum P - 0,2 S)^2}{\sum P - 0,8 S}$$

Para representar gráficamente la ecuación anterior, donde la precipitación neta es función de la precipitación total y de la abstracción máxima, se consideró el siguiente cambio de variable:

$$CN = \frac{1000}{10 + S} \quad (\text{P y S en pulgadas})$$

$$CN = \frac{25400}{254 + S} \quad (\text{P y S en milímetros})$$

Obteniéndose el gráfico de la Figura 2.8 para P y S expresados en mm.

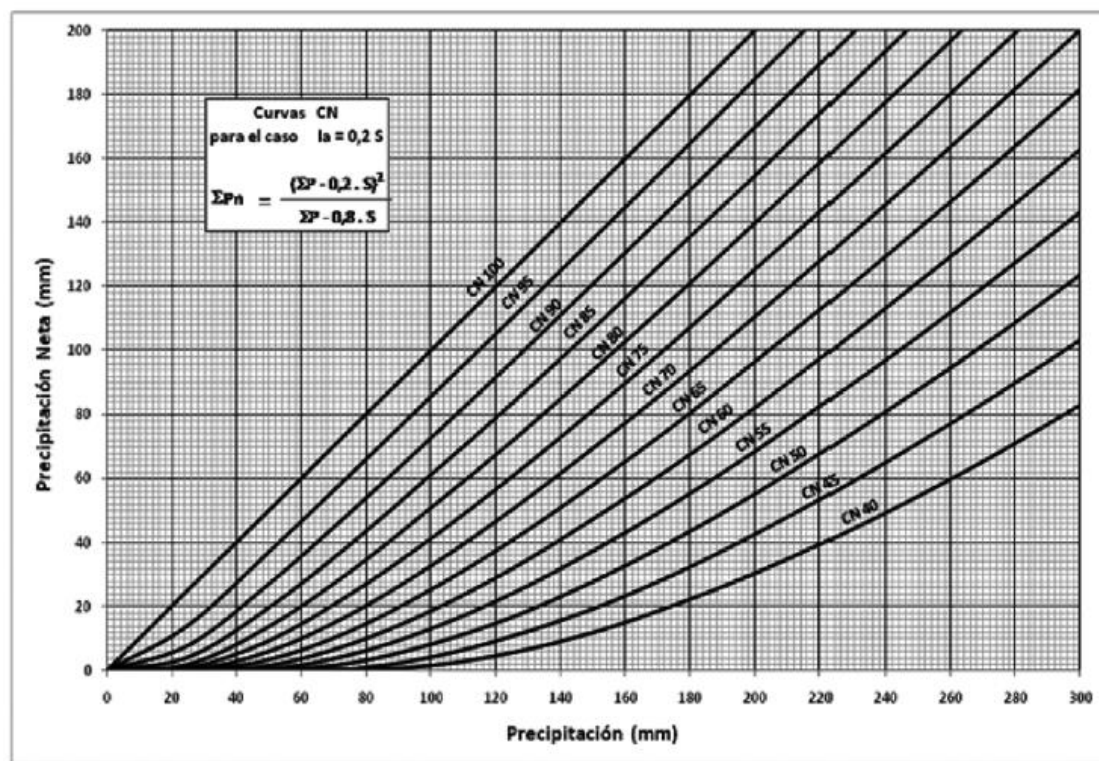


Figura 2.8. Precipitación neta en función de la precipitación total para una abstracción inicial del 20% de la máxima

La determinación del valor CN se efectúa considerando el grupo de suelo al que pertenece el área de estudio según la clasificación hidrológica de los suelos; el uso del suelo y su tratamiento; y las condiciones de humedad.

Tabla 2.21. Grupo de suelos según la textura del suelo y su capacidad de infiltración

Grupo	Textura del suelo	Infiltración cuando están muy húmedos	Potencial de escurrimiento
A	Arenas con poco limo y arcillas; suelos muy permeables	Rápida >76mm/h	Bajo
B	Arenas finas y limos	Moderada 76-38 mm/h	Medio
C	Arenas muy finas, limos, suelos con alto contenido de arcilla	Lenta 36-13 mm/h	Alto
D	Arcilla en grandes cantidades; suelos poco profundos con sub horizontes de roca sana; suelos muy impermeables.	Muy lenta <13 mm/h	Muy alto

- Uso y tratamiento del suelo

Desde el punto de vista hidrológico se clasifican los suelos conforme al uso y tratamiento, considerando además si se trata de áreas rurales o urbanas y los diferentes grados de impermeabilidad.

- Condición hidrológica

La condición hidrológica refleja las condiciones de humedad edáfica en que se encuentra la cuenca al producirse una tormenta determinada. Se identifican 3 tipos de condición hidrológica:

Tabla 2.22. Condición hidrológica de humedad antecedente

Condición		Descripción	Precipitación acumulada de los cinco días precedentes ³³
I	seca	Los suelos están secos, pero no hasta el punto de marchitez.	Menor a 25 mm
II	normal	Condición promedio. Se asume a falta de datos que es la condición que precede a las crecientes. (humedad del suelo en capacidad de campo).	Entre 25 y 50 mm
III	húmeda	Fuerte lluvia antecedente, sólo es posible la infiltración básica.	Mayor a 50 mm

Con el grupo hidrológico del suelo, su uso y la cobertura vegetal se determina el valor de CN para la condición II mediante el empleo de la Tabla 2.23; si las condiciones precedentes en la cuenca difieren, se emplea la Tabla 2.24 para efectuar las correcciones correspondientes en función de las condiciones referenciales de la Tabla 2.23.

Tabla 2.23. Número de curva CN del escurrimiento para la condición hidrológica II

Uso y cobertura vegetal del suelo	Grupo hidrológico del suelo			
	A	B	C	D
Áreas rurales				
Suelo desnudo	75-80	83-87	89-92	93-95
Praderas o pastizales	47-55	65-75	75-85	80-88
Vegetación natural	25-30	41-46	57-63	66-70
Cultivos en hileras	65-72	74-81	80-88	82-91
Cultivos granos	67-69	74-76	80-83	84-86
Frutales	37-41	50-55	64-69	70-73
Cultivos menores (jardines y huertos)	42-48	62-70	75-80	81-85
Caminos enripiados	70-75	80-85	85-89	90-94
Caminos pavimentados	75-80	82-86	88-92	92-96
Áreas urbanas				
Baja densidad (Área impermeable 15% al 30%)	68-72	74-79	81-85	84-87
Media densidad (Área impermeable 31% al 45%)	70-74	76-81	83-88	87-92
Alta densidad (Área impermeable del 46% al 70%)	72-76	78-84	86-90	90-96
Muy alta dens. (Área impermeable del 71% al 85%)	75-79	82-88	88-95	93-98

³³ Aparicio, F. (2012), Fundamentos de hidrología de superficie, Limusa, México.

Cuando en una cuenca o subcuenca se presenten áreas con clasificaciones hidrológicas y/o usos y tratamiento de suelos diferentes, el valor CN final de estas, podrá ser estimado mediante la ponderación de los CN de las diferentes subáreas homogéneas, en función de las respectivas superficies que ellas ocupan:

$$CN = \frac{\sum_{i=1}^n CN_i A_i}{\sum A_i}$$

Tabla 2.24. Corrección del número de curva CN para distintas condiciones hidrológicas

Valores de CN													
Condición II	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100
Condición I	23	27	31	35	40	45	51	57	63	70	78	87	100
Condición III	60	65	70	75	79	75	87	91	94	97	98	99	100

c) Ecuaciones de pérdidas por retención e infiltración

Retención Superficial:

Gran parte de la lluvia que cae durante la primera parte de una tormenta se deposita en la cobertura vegetal como intercepción y en depresiones del terreno como almacenamiento superficial. En la Tabla 2.25 se muestran los valores característicos de intercepción calculados mediante las ecuaciones de Horton para tormentas de 25 mm de precipitación.

Tabla 2.25. Valores característicos de intercepción para una tormenta de 25mm de precipitación

Uso y cubierta de suelo	Intercepción (mm)
Suelo desnudo	0
Praderas y pastizales	2 a 4
Cultivos granos	4 a 8
Áreas urbanas	0

El almacenamiento en depresiones del terreno depende principalmente de la regularidad del suelo y de su pendiente. Este puede ser estimado mediante la siguiente ecuación:

$$V_s = S_d(1 - e^{-kp})$$

Donde:

V_s : Almacenamiento en depresiones (mm)

S_d : Capacidad de almacenamiento de la cuenca (mm)

En la Tabla 2.26 se presentan valores característicos de almacenamiento en depresiones, calculados mediante las ecuaciones de Horton.

Tabla 2.26. Valores característicos de almacenamiento en depresiones (Horton)

Uso y cobertura del suelo	Almacenamiento en depresiones (mm)
Suelo desnudo	2,0 a 4,0
Praderas y pastizales	2,5 a 6,0
Cultivos granos	2,5 a 5,0
Áreas urbanas baja densidad	0,6 a 2,5
Áreas urbanas alta densidad	0,4 a 1,5

Infiltración:

Es el paso del agua a través del suelo desde la superficie en profundidad. Su estimación podrá efectuarse mediante la aplicación de la ecuación de Horton (1939, 1940)³⁴, la cual estima la capacidad de infiltración como una función exponencial del tiempo desde que la infiltración empieza, con una capacidad o tasa determinada f_o , y decrece hasta obtener una tasa constante f_c :

$$f_t = f_c + (f_o - f_c) \cdot e^{-kt}$$

Donde:

- f_t Tasa de infiltración en el instante t. (mm/h)
- f_c Tasa de infiltración base, capacidad mínima de infiltración (mm/h)
- f_o Tasa de infiltración inicial (mm/h)
- k Constante empírica, parámetro de forma (1/h)
- t Tiempo transcurrido desde el inicio de la tormenta. (h)

En la Tabla 2.27 se presentan valores característicos de los parámetros incluidos en la ecuación de infiltración de Horton. La ecuación de Horton es aplicable solamente para todo instante en que la infiltración resulte menor que la precipitación: $f(t) < p(t)$; en caso contrario, se estima $f(t) = p(t)$.

Tabla 2.27. Parámetros de la ecuación de Horton para el cálculo de la infiltración

Tipo de suelo	f_o	f_c	k
	(mm/h)	(mm/h)	(1/h)
Suelos muy permeables (Curva mayorada)	100 a 130	15 a 20	5 a 6
Suelos medianamente permeables (Curva estándar)	65 a 85	10 a 15	4 a 4.5
Suelos escasamente permeables (Curva reducida)	55 a 75	4 a 8	4 a 4.5

³⁴ Horton, R. (1939), Analysis of runoff-plot experiments with varying infiltration capacity. Transactions American Geophysical Union, Washington, p. 693-711.

Horton, R.E. (1941). An approach toward a physical interpretation of infiltration capacity. Soil Science Society of America Processes, Vol. 5.

2.3.1.7 Tiempos de concentración, de entrada y de viaje

El tiempo de concentración de la cuenca es definido como el tiempo de viaje del agua de lluvia caída en el punto más alejado de la sección de desagüe de una cuenca hasta llegar a dicha sección de desagüe; es el tiempo mínimo necesario para que todos los puntos de una cuenca estén aportando agua de escorrentía de forma simultánea al punto de salida o de cierre de la cuenca.

En la literatura existen múltiples expresiones para el cálculo del tiempo de concentración propuestas por diferentes autores; sin embargo, debido a las diferentes formas como fueron concebidas estas expresiones, la variabilidad de los resultados entre una y otra puede ser bastante alta, razón por la cual el criterio del analista juega un papel fundamental en la definición del tiempo de concentración de una determinada cuenca.

Los procesos de urbanización disminuyen notablemente la rugosidad de las superficies de escurrimiento, con relación a las condiciones naturales previas, además las impermeabilizan y aumentan la densidad de la red de drenaje y su capacidad de desagüe; en consecuencia, se genera más escorrentía, la misma que es evacuada en menor tiempo. Estos factores dan como resultado una disminución significativa de los tiempos de concentración en zona urbana respecto al terreno natural.

Adicionalmente, para las zonas urbanas se debe tomar en cuenta que las aguas lluvias recorren primeramente por la superficie de la cuenca urbana hasta alcanzar alguna estructura de captación para luego ser conducida por la red de drenaje hasta la salida de la cuenca en análisis. Estos dos tipos de flujo son diferentes entre ellos; por lo que se suele dividir el tiempo de concentración en dos componentes: tiempo de entrada y tiempo de viaje. En este marco, se puede estimar el tiempo total de concentración como la suma del tiempo del flujo sobre la superficie, al que se denomina tiempo de entrada, más el tiempo de viaje por los conductos del sistema de drenaje.

$$tc = t_e + t_f$$

Donde:

tc : Tiempo de concentración (min)

t_e : Tiempo inicial o de entrada al sistema de alcantarillado (min)

t_f : Tiempo de flujo a lo largo de los conductos del sistema de alcantarillado, canales secundarios y cauce principal (min).

El tiempo de concentración mínimo en zonas urbanas, para tramos iniciales de alcantarillado sin sistemas afluentes, se adoptará igual a 5 minutos. El tiempo del escurrimiento en los canales secundarios y cauce principal puede ser estimado usando la fórmula de Manning. El tiempo de concentración total para cada tramo será la suma del tiempo de concentración inicial o tiempo de entrada más el tiempo de recorrido dentro de los conductos que le preceden. En los puntos de convergencia de dos o más tuberías, se deberá usar el mayor de los tiempos de concentración encontrados.

En la Tabla 2.28 se presentan algunas de las fórmulas más comúnmente utilizadas en la determinación del tiempo de entrada. La mayoría de las ecuaciones relacionan este tiempo con la longitud de la cuenca, la pendiente y la rugosidad superficial. La ecuación de Izzard incluye la intensidad como un factor, lo cual significa que es necesaria una solución iterativa.

Para los diseños del sistema de alcantarillado pluvial, se seleccionará la fórmula más adecuada considerando los rangos de aplicación recomendados y sus limitaciones.

Tabla 2.28. Ecuaciones para la determinación del tiempo del flujo superficial

Autor	Ecuación para t_e	Notas
Kerby (1959)	$t_e = 1,440 \left[\frac{NL}{\sqrt{S}} \right]^{0,467}$	L<366 m. Valores de N en la Tabla 2.28
Agencia Federal de Aviación FAA (1970)	$t_e = \frac{0,704[1,1 - C]\sqrt{L}}{\sqrt[3]{S}}$	Desarrollado para campos de aviación C= Coef. De escorrentía F. Racional
TDOTx, (2008) ³⁵	$t_e = \frac{0,702 \cdot [1,1 - C]\sqrt{L}}{\sqrt[3]{S}}$	FAA modificada Desarrollado para campos de aviación C= Coef. De escorrentía F. Racional
Izzard (1946)	$t_e = 526,74 \left[\frac{(0,0000276i + c)L^{1/3}}{S^{1/3}i^{2/3}} \right]$	- Desarrollada experimentalmente para caminos y áreas pavimentadas; - Válido para $i \cdot L < 3870$ - Valores de c en la Tabla 2.29
Kirpich (1940)	$t_e = 0,0194 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0,77}$	Desarrollada para cuencas pequeñas menores a 45 Ha. Válida para canales bien definidos y pendientes altas 5% al 10%
Viparelli	$t_c = \frac{L}{60 \cdot v}$	Valores de referenciales de la velocidad v en la Tabla 2.30
Bransby-Williams (2010)	$t_e = 0,0585L \cdot A^{-0,1} (100 \cdot S)^{-0,2}$	Válido para cuencas grandes
Passini	$t_e = \left[\frac{6,48 \cdot (AL/1000)^{1/3}}{S^{0,5}} \right]$	Para cuencas grandes
Temez (1978) ³⁶	$t_e = 18 \cdot \left[\frac{(L/1000)}{S^{0,25}} \right]^{0,76}$	Cuencas naturales de cabecera en zona urbana. Valido para $t_c > 15$ min
t_e = tiempo de entrada a la red (min) L = longitud hidráulica de la cuenca (m), longitud del cauce principal (m) S = pendiente de la cuenca (m/m), i = intensidad de lluvia (mm/h) c = coeficiente de retardo (tabla 2.29) A = área (km ²)		
Las ecuaciones para el tiempo de entrada corresponden a expresiones definidas para el cálculo del tiempo de concentración en áreas naturales o urbanizadas, antes del ingreso del agua a la red de alcantarillado.		

³⁵ Li M., Chibber P (2008), Overland flow time of concentration on very flat terrains. Trans Res Rec 2060:133–140

³⁶ Temez, J. (1978), Cálculo hidrometeorológico de caudales en pequeñas cuencas naturales, Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, Dirección General de Carreteras,

Tabla 2.29. Valores de n para la fórmula de Kerby

Tipo de superficie	Valor de n
Superficie impermeable continua	0.02
Suelo compacto continuo	0.10
Pasto pobre, camino cultivado o superficie moderadamente rugosa	0.20
Pasturas o pasto medio	0.40
Bosque de coníferas, tierra cubierta de hojas con pastos densos	0.80

Tabla 2.30. Valores de c para la fórmula de Izzard

superficie	Valor de c
Superficie continua asfáltica	0,007
Pavimento de hormigón	0,012
Pavimento de bitumen y grava	0,017
Suelo limpio sin vegetación	0,046
Vegetación rastrera densa, pastos	0,060

Tabla 2.31. Valores referenciales de la velocidad media para la fórmula de Viparelli

Velocidad media [m/s]			
Sc [%]	Bosque	Pastos	Canal natural no bien definido
0 - 3	0,3	0,5	0,3
4 - 7	0,6	0,9	0,9
8 -11	0,9	1,2	1,5
2 -15	1,1	1,4	2,4

Pendiente del cauce (%)	Velocidad (m/s)
1-2	0,6
2-4	0,9
4-6	1,2
6-8 o mayor	1,5

2.3.1.8 Distancia mínima respecto a conductos de otros servicios y a quebradas

Las distancias mínimas entre los conductos pluviales y los que conforman las otras redes de agua y saneamiento y también conductos de las otras redes de servicios públicos, deben ser de 2,0 metro en la dirección horizontal medido entre las superficies externas de los conductos y de 0,20 metros en dirección vertical, medida entre la cota de la clave de la tubería de drenaje pluvial y la cota de la batea de las tuberías de los otros servicios.

Para cruzar quebradas, arroyos o corrientes de agua donde no existan puentes o estructuras utilizables para el caso, el cruce se hará tendiendo la tubería bajo el cauce, debiéndose efectuar una evaluación de la erosión del cauce y definir en caso de ser necesarias las obras de protección. El proyectista podrá presentar justificadamente una solución simplificada, enterrando la tubería a una profundidad no menor de 3 metros al punto más bajo del lecho, de modo de garantizar que la tubería quede protegida adecuadamente de la posible erosión del fondo del cauce.

En caso de trazas de conductos pluviales sensiblemente paralelas a quebradas, se deberán evaluar las condiciones de estabilidad de los taludes y condiciones de erosión de la quebrada, a fin de asegurar la adecuada implantación de la conducción.

2.3.1.9 Cálculo de caudales en conductos

Los conductos que componen las redes de drenaje pluvial se calcularán en general con escurrimiento a superficie libre. Solamente los tramos de conductos cerrados correspondientes a impulsiones de estaciones de bombeo se calcularán considerando los escurrimientos a presión.

Complementariamente, la red de drenaje pluvial podrá verificarse considerando escurrimientos en conductos cerrados a presión para situaciones provocadas por eventos extremos, en las que se analicen inundaciones en el sistema mayor (calles). La totalidad de los cálculos de caudales en conductos se realizarán considerando las secciones de escurrimiento reales.

Por la topografía y la forma de la ciudad, las velocidades en la red son por lo general muy altas, los tiempos de retención muy cortos y hay pocos espacios libres para la implementación de grandes tanques de regulación, por lo que la red presta limitadas facilidades para pretratamiento de las aguas o para la regulación de caudales picos.

A pesar de ello, se considerará y promoverá la adopción de medidas para mejorar la infiltración, aumentar los tiempos de concentración y disminuir los caudales picos, tales como: reforestación, arborización, revegetación; utilización de cubiertas vegetales, pisos de parqueaderos y patios con materiales permeables, asfaltos porosos; construcción de hondonadas, tanques de retención, aljibes y almacenamientos temporales tanto en áreas públicas como en propiedades privadas.

Secciones transversales tipo

Los conductos contruidos en fábrica son a los que comúnmente se les denomina como "tuberías", con varios sistemas de unión o ensamble, y generalmente de sección circular. Las tuberías comerciales más usuales se fabrican de los materiales siguientes: hormigón simple, hormigón armado, acero con y sin revestimiento interno, hierro, policloruro de vinilo (PVC), y polietileno de alta densidad (PEAD, etc.).

Los conductos contruidos en el lugar o in situ son usualmente de hormigón armado y pueden ser estructuras cerradas o a cielo abierto. A las primeras se les llama cerradas porque se construyen con secciones transversales de forma semi elíptica, herradura, circular, rectangular, baúl o en bóveda. Las estructuras a cielo abierto corresponden a canales de sección rectangular, trapezoidal o triangular.

a) Dimensionamiento para escurrimientos a superficie libre

Se considera que se produce un escurrimiento a superficie libre cuando se verifica que el plano superior se encuentra en contacto con la atmósfera. El escurrimiento a superficie libre presenta diferentes características de acuerdo a como varían el caudal, la velocidad y la altura de agua en función del espacio, esto es, a lo largo del conducto y también según su variación en función del tiempo en una sección dada.

Según el comportamiento del escurrimiento a lo largo del tramo de conducto en estudio, el flujo puede ser:

- Uniforme
- Variado

El flujo es uniforme cuando la altura de agua, la sección y la velocidad se mantienen sustancialmente constantes de una sección a otra.

El flujo es no uniforme cuando la altura de agua, la sección y la velocidad varían a lo largo del tramo de una sección a otra del mismo; el flujo no uniforme puede ser gradualmente variado (FGV) o bien rápidamente variado (FRV).

A su vez, de acuerdo a como varían la altura, la sección y la velocidad en una sección en función del tiempo, el flujo puede ser:

- Permanente
- No permanente

El flujo es **permanente** cuando el caudal permanece constante en el tiempo en una sección dada; y es **no permanente** cuando el caudal varía en el tiempo en una sección dada.

Dependiendo de la relación entre la magnitud de las fuerzas de inercia y las gravitatorias los flujos pueden también dividirse en:

- Crítico
- Subcrítico
- Supercrítico

El parámetro adimensional que permite caracterizar el flujo en este sentido es el llamado número de Froude, que tiene la siguiente expresión:

$$F = \frac{v}{\sqrt{gD}}$$

Donde v es la velocidad característica del escurrimiento, g es la aceleración de la gravedad y D es la profundidad hidráulica, definida como la relación entre el área de la sección de escurrimiento y el ancho superficial.

El tipo de flujo se define en función del valor de F ; así:

- $F=1$, el escurrimiento es crítico, lo que nos indica que las fuerzas gravitacionales y las de inercia están en equilibrio.
- $F<1$, el escurrimiento es subcrítico, lo que indica que predominan las fuerzas gravitacionales.
- $F>1$, el escurrimiento es supercrítico, lo que indica que predominan las fuerzas de inercia.

Para el flujo permanente y uniforme, el dimensionamiento de la sección de los conductos a superficie libre, se hará utilizando en la fórmula de Chezy - Manning, que vincula los valores de caudal (Q) con los de rugosidad (n), la pendiente (S) y dimensiones del conducto - diámetro (D) – área de la sección - radio hidráulico (R_h). La ecuación simplificada de Chezy - Manning es:

$$Q = C \cdot A \sqrt{(R_h \cdot i)} \quad (\text{Chezy})$$

$$Q = A \cdot \frac{1}{n} R_h^{2/3} i^{1/2} \quad (\text{Manning})$$

Donde:

Q : Caudal de escurrimiento (m^3/s).

A : Área de la sección de escurrimiento (m^2)

R_h : Radio hidráulico del escurrimiento. $R_h = A / P$ (m)

i : Gradiente hidráulico del tramo (m/m).

n : Coeficiente de Rugosidad de Manning ($\text{s}/\text{m}^{1/3}$)

C : Coeficiente de Resistencia de Chezy ($\text{m}^{1/2}/\text{s}$)

P : Perímetro mojado de la sección de escurrimiento. (m)

En escurrimiento permanente y uniforme la superficie del agua es paralela a la solera del conducto y como la velocidad es constante, $i = s$.

En el caso de conductos cerrados, deberá cumplirse que: (i) la relación del caudal de diseño con la de sección llena (Q/Q_0) será de máximo 0,90; y (ii) la profundidad hidráulica para el caudal de diseño en un colector debe ser menor al 60% para flujo supercrítico y menor al 80% del diámetro real de éste para el flujo subcrítico.

En casos especiales, podrán utilizarse conductos de secciones diferentes a la circular, los cuales deberán dimensionarse de acuerdo con las características hidráulicas correspondientes.

El coeficiente de rugosidad “n” utilizado para la fórmula de Chezy - Manning, varía según la calidad del acabado interior y el estado de la tubería y del material de que se trate, por lo que se deberán usar los valores indicados en la Tabla 2.32.

Tabla 2.32. Valores del coeficiente n de Manning

Material de Revestimiento	Coeficiente "n"
Tuberías de PVC/PEAD/PRFV	0,011
Tuberías de hormigón (con buen acabado)	0,013
Tuberías de hormigón con acabado regular	0,014
Mampostería de piedra juntas con mortero de cemento	0,02
Mampostería de piedra partida acomodada (sin juntas)	0,032
Ladrillo juntas con mortero de cemento	0,015
Tierra (trazo recto y uniforme) sin vegetación	0,025

Las condiciones de flujo permanente no uniforme en conductos a escurrimiento a superficie libre se presentan cuando fluye un caudal constante de agua con secciones transversales, pendientes y velocidades variables. En este tipo de flujo no uniforme la superficie del agua no es paralela a la solera del conducto.

Estas condiciones se producen en puntos de transición y sus zonas cercanas, tal el caso de los cambios importantes de pendiente o ensanchamientos de la sección transversal y también aguas arriba de obstáculos y descargas libres.

Las condiciones del escurrimiento gradualmente variado se pueden determinar aplicando el método estándar por etapas que se comenta a continuación.

En este caso de escurrimiento no uniforme gradualmente variado el cálculo hidráulico de todo el tramo bajo análisis debe hacerse considerando subtramos suficientemente cortos como para poder suponer con verosimilitud que en cada uno de ellos las condiciones de flujo no varían sustancialmente en el subtramo.

Para la estimación de alturas y velocidades de agua se suele aplicar el método estándar por etapas (*Standard Step Method*), que resuelve la ecuación del flujo gradualmente variado igualando la energía en dos secciones consecutivas mediante un proceso cíclico de aproximaciones sucesivas. Los cálculos pueden llevarse a cabo utilizando el software adecuado, como por ejemplo el modelo HEC-RAS del USACE, disponible sin costo para su uso.

Cuando el escurrimiento pasa de régimen subcrítico a supercrítico se produce lo que se denomina una sección de control donde el escurrimiento es crítico y se verifica que:

$$F = \frac{v}{\sqrt{gD}} = 1$$

A partir de esa sección de control, cuya altura de agua se calcula conociendo el caudal y la sección, las características del escurrimiento gradualmente variado se pueden determinar aplicando el método estándar por etapas.

Cuando el escurrimiento pasa de supercrítico a subcrítico, se produce lo que se denomina un escurrimiento fuertemente variado o resalto hidráulico, torbellino de eje horizontal que produce una fuerte pérdida de energía.

Las condiciones del resalto hidráulico se determinan manteniendo la suma de las fuerzas hidrostáticas e hidráulicas constante entre las secciones que lo delimitan.

Los valores de las alturas de escurrimiento conjugados (alturas aguas arriba y aguas abajo del resalto) se determinan aplicando la siguiente ecuación:

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} \left[\sqrt{(1 + 8F_1^2) - 1} \right]$$

Donde:

h_1 : Altura o profundidad del agua aguas arriba del resalto (m)

h_2 : Altura o profundidad del agua aguas abajo del resalto (m)

F_1 : Valor del número de Froude aguas arriba del resalto (adimensional)

De acuerdo al valor del número de Froude aguas arriba se clasifican los siguientes tipos de resalto:

- $F_1 = 1$ Flujo crítico, por lo que no se forma ningún resalto.
- $F_1 = 1$ a $1,7$ La superficie de agua presenta la tendencia a la formación de ondulaciones. Resalto hidráulico ondular.
- $F_1 = 1,7$ a $2,5$ La ondulación de la superficie en el tramo de mezcla es mayor; mientras que aguas abajo las perturbaciones superficiales son menores. Se produce un resalto hidráulico débil.
- $F_1 = 2,5$ a $4,5$ es un resalto oscilante, rango que debe ser evitado en el diseño por la dificultad de controlar las ondas formadas.
- $F_1 = 2,5$ a $4,5$, resalto plenamente formado, con mayor estabilidad y el rendimiento es mejor, pudiendo variar entre 45 % a 70 %. Resalto hidráulico permanente.
- $F_1 > 9$ Resalto con gran disipación de energía (hasta 80 %), gran ondulación de la superficie con tendencia de traslado de la zona de régimen supercrítico hacia aguas abajo.

En el caso de flujos supercríticos se deberá tener en cuenta la ocurrencia de fenómenos o singularidades propios de este tipo de flujos como saltos oblicuos u ondas cruzadas en cambios de dirección, de sección y transiciones de los colectores. Ondas rodantes, cavitación, abrasión, aireación, entrada en carga de los colectores, vibraciones, cargas dinámicas en los colectores etc.

El escurrimiento no permanente se presenta en los conductos con flujo a superficie libre cuando se producen variaciones de caudal debido a ingresos o egresos de agua en el sistema de alcantarillado y dichos caudales crecientes o decrecientes se propagan a lo largo del conducto.

La resolución del movimiento no permanente implica utilizar las ecuaciones de Saint Venant que consideran conjuntamente la ecuación de conservación de la masa con la ecuación de momentum.

En el diseño de conductos a superficie libre (esto es, a presión atmosférica) se suele usar una versión simplificada de las ecuaciones de Saint Venant, tal el caso de la denominada onda cinemática, en la cual no se consideran los términos dinámicos y solamente los componentes gravitacionales y de fricción. Sin embargo, el planteo mediante la onda cinemática resuelve la mayoría de los problemas que se presentan en el flujo a superficie libre en conductos de alcantarillado.

b) Dimensionamiento para escurrimientos a presión

Cuando se produzcan escurrimientos a presión, los cálculos hidráulicos podrán ser efectuados mediante la aplicación de las expresiones de Chezy – Manning o de Darcy-Weisbach. En las ecuaciones de Darcy - Weisbach el caudal es función de la pérdida de carga unitaria.

$$j = f \frac{v^2}{D \cdot 2g}$$

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} v$$

Donde:

j : Pérdida de carga unitaria (m/m)

v: Velocidad media del escurrimiento (m/s)

Q: Caudal (m³/s)

D: Diámetro hidráulico (m)

g: Aceleración de la gravedad (m/s²)

f: Coeficiente de resistencia de Darcy-Weisbach (adimensional)

Para la determinación del coeficiente de resistencia de Darcy-Weisbach (f) es necesario considerar las diferentes modalidades del escurrimiento: laminar o turbulento.

Escurrencimiento laminar

Para valores del número adimensional de Reynolds (Re) menores a 2320 el coeficiente f es independiente de la rugosidad y sólo es función del Re .

$$f = \frac{64}{Re}$$

Escurrencimiento turbulento

El escurrencimiento turbulento presenta 3 posibilidades: i) hidráulicamente liso; ii) hidráulicamente rugoso y iii) de transición.

i) Hidráulicamente liso: El núcleo del escurrencimiento es turbulento, pero se desarrolla una capa laminar cuyo espesor es inversamente proporcional al Re y que recubre todas las irregularidades de la pared del tubo. En este caso f solo depende del Re .

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \left(\frac{Re \cdot \sqrt{f}}{2,51} \right)$$

ii) Hidráulicamente rugoso: De turbulencia plena, está caracterizado por el hecho que las irregularidades del material del tubo emergen de la capa laminar, desarrollándose una alta turbulencia en toda la sección de escurrencimiento. El coeficiente f depende solo de la rugosidad relativa (D/k) del material.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \left(\frac{D}{k} \right) + 1,14$$

Donde:

D: Diámetro hidráulico del conducto (m)

k: Rugosidad absoluta del material (m)

iii) De transición: Es un régimen en que la resistencia resulta función del número de Reynolds y de la rugosidad relativa. En este caso se aplica la fórmula de Prandtl – Colebrook cuya solución gráfica puede realizarse por el ábaco de Moody (Figura 2.9):

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \cdot \log \left(\frac{2,51}{Re \cdot \sqrt{f}} + \frac{k}{3,71 \cdot D} \right)$$

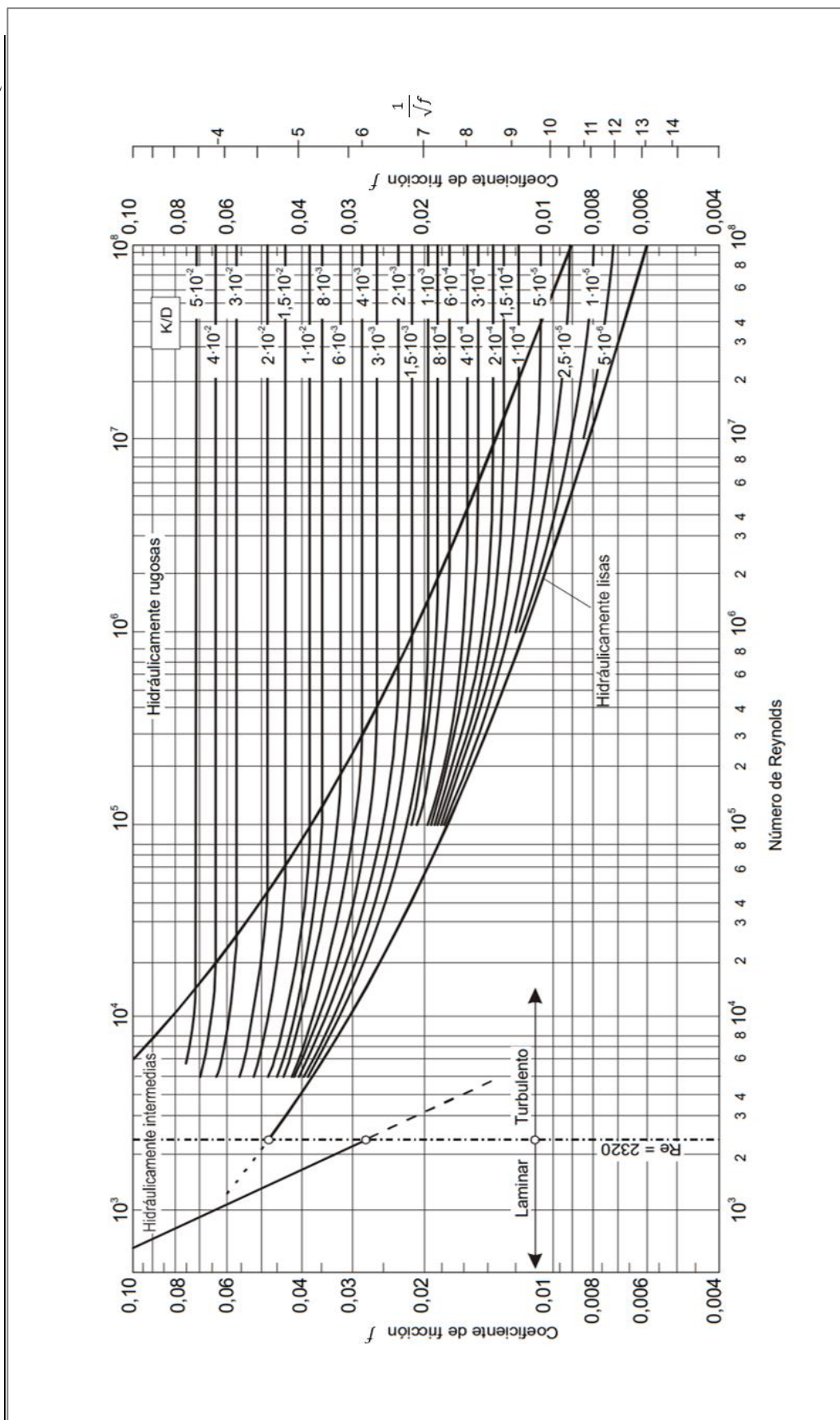


Figura 2.9. Diagrama de Moody

Para utilizar el diagrama de Moody, se debe tomar en cuenta la distinción entre régimen laminar y turbulento; en el diagrama se presentan curvas con rugosidad relativa desde $k/D = 5,10^{-6}$ a $5,10^{-2}$; además, existen dos líneas que cruzan todo el diagrama desde el ángulo superior izquierdo hacia el ángulo inferior derecho; la primera representa a las tuberías hidráulicamente lisas y la segunda, limita la región del diagrama donde se encuentran recogidas las tuberías hidráulicamente rugosas; las líneas de rugosidad relativa que se encuentran sobre este límite, son prácticamente horizontales. La fórmula de Prandtl – Colebrook fue desarrollada para conductos circulares; sin embargo, puede utilizarse para conductos no circulares o para para conducciones abiertas, sustituyendo en las fórmulas el diámetro por cuatro veces el radio hidráulico $D = 4.R$.

Alternativamente, también puede utilizarse el diagrama Universal de Rouse (Fig. 2.10), que emplea como eje cartesiano de abscisas el valor $Re \cdot f^{1/2}$ y como eje cartesiano de ordenadas $1/f^{1/2}$.

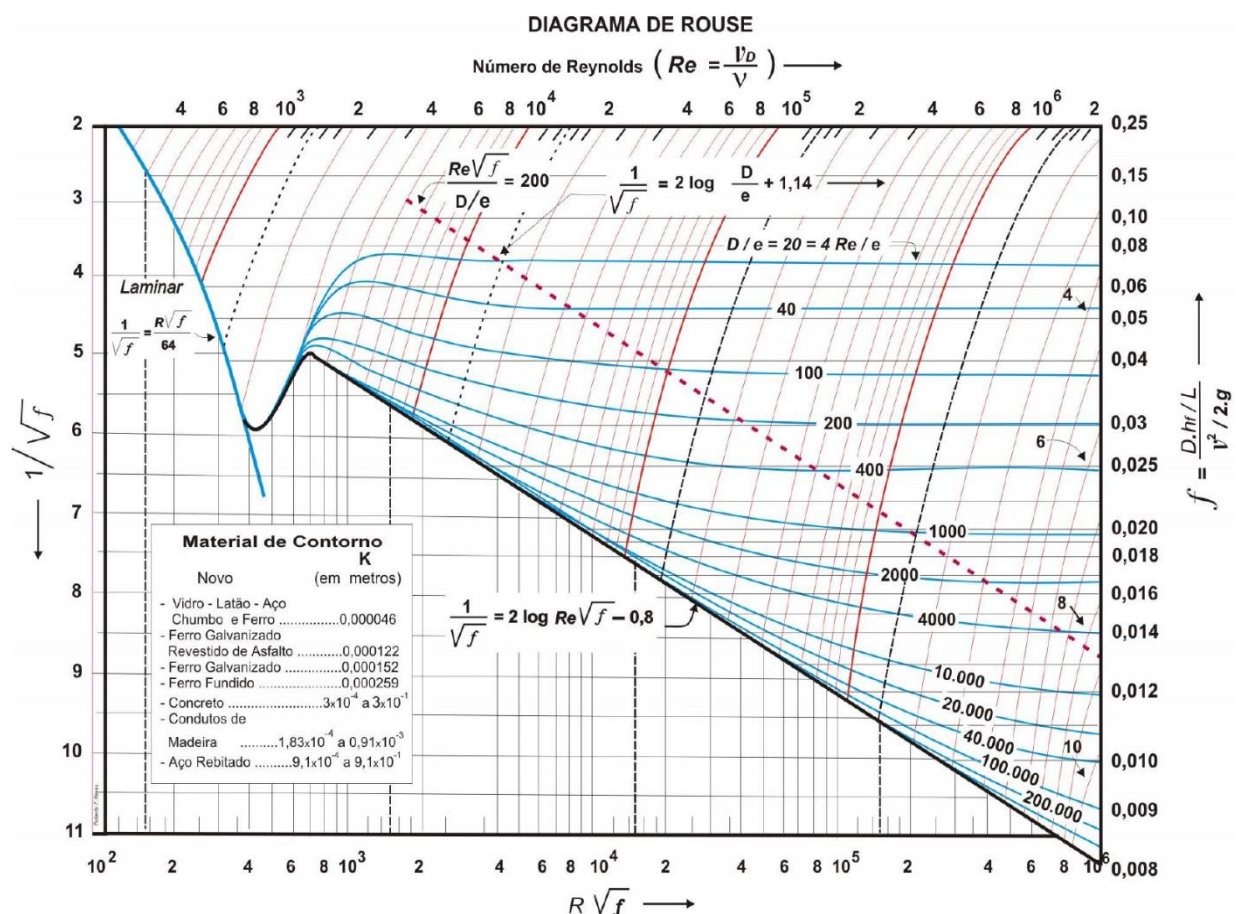


Figura 2.10. Diagrama de Rouse

Número de Reynolds: Es un parámetro del escurrimiento que caracteriza la importancia relativa de la viscosidad.

$$Re = \frac{vD}{\vartheta}$$

Donde:

v : Velocidad media del escurrimiento (m/s)

D : Diámetro hidráulico de la sección de escurrimiento (m)

ϑ : Viscosidad cinemática del fluido (m²/s)

Rugosidad del material k (m): Corresponde a la altura de los granos de arena uniforme que suponga el mismo valor límite de coeficiente de resistencia f , para el mismo diámetro de tubería.

En general el valor de la rugosidad de los materiales aumenta con el uso debido a la corrosión y/o a la incrustación, conforme a la naturaleza del material y características del fluido, mediante una expresión del tipo:

$$k_t = k_0 + \alpha * t$$

En la Tabla 2.33 se presentan valores de rugosidad absoluta para materiales de tuberías nuevas:

Tabla 2.33. Valores de la rugosidad absoluta para tuberías nuevas

Material	Rugosidad k (m)
Conductos de hormigón en tubos. Juntas bien ejecutadas	0,00030 a 0,00080
Conductos de hormigón en tubos. Juntas ordinarias	0,00100 a 0,00200
Conductos de acero en tubos. Juntas soldadas	0,00015 a 0,00030
Conductos de acero en tubos con recubrimiento interno. Juntas soldadas	0,00006 a 0,00015
Conductos de acero en tubos con recubrimiento interno. Juntas bridadas	0,00015 a 0,00060
Conductos de hierro galvanizado	0,00015 a 0,00030
Conductos de fundición con recubrimiento interno	0,00015 a 0,00060
Plásticos	Lisos

Podrá también utilizarse la fórmula explícita de *Swamee-Jain*³⁷, que resuelve directamente el factor de fricción f para un conducto circular con flujo a sección llena y que es aceptada como una buena aproximación de la ecuación implícita de la ecuación de Colebrook-White. La expresión de Swamee-Jain es la siguiente:

$$f = \frac{0,25}{\left[\log \left(\frac{k}{3,7D} + \frac{5,74}{Re^{0,9}} \right) \right]^2}$$

³⁷ Swamee, P. K., & Jain, A. K. (1976). Explicit equations for pipe-flow problems. Journal of the hydraulics division, 102(5), 657-664.

La ecuación ha mostrado ajustar muy bien (en el orden del 1%) la ecuación de Colebrook-White para valores de la rugosidad relativa K/D entre 10^{-6} y 10^{-2} y del número de Reynolds Re entre 5.000 y 10^8 .

Podrá también utilizarse la fórmula explícita de Halland (1983), que resuelve directamente el factor de fricción f para un conducto circular con flujo a sección llena y que es aceptada como una buena aproximación de la ecuación implícita de la ecuación de Colebrook-White. La expresión de Haaland ³⁸ es la siguiente:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -1,8 \log \left[\left(\frac{k/D}{3,7} \right)^{1,11} + \frac{6,9}{Re} \right]$$

La ecuación ha mostrado ajustar muy bien (en el orden del 2%) la ecuación de Colebrook-White para valores de la rugosidad relativa K/D entre 10^{-6} y 10^{-2} y del número de Reynolds Re entre 5.000 y 108, es decir en la zona de transición y en flujo turbulento desarrollado.

Diámetro interno mínimo

El diámetro mínimo en alcantarillados pluviales será de 400 mm; esto con el fin de evitar obstrucciones en el colector ocasionado por agentes externos adicionales al caudal de esorrentía transportado (basuras y otros). Podrán aceptarse diámetros de 300 mm para tramos iniciales en sistemas de drenaje no muy complejos, siempre que se verifique que las condiciones de velocidad mínima y máxima sean las adecuadas.

Aporte de sedimentos

El proceso de escurrimiento superficial implica la captura y transporte de materiales granulares de diferente granulometría (desde granular a coloidal), incluyendo aportes externos al sistema de drenaje y basuras.

Las características granulométricas de los materiales sólidos transportados por el agua pluvial dependen de las condiciones topográficas, geomorfológicas, edafológicas, cobertura vegetal y de erosividad de las cuencas de aporte.

Las características de composición y dimensiones de las basuras arrastradas por las aguas de lluvia dependen fuertemente de las condiciones de limpieza urbana y del momento en que se producen las precipitaciones. Las rejillas de los sumideros y las condiciones de mantenimiento, constituyen el sistema primario para impedir el ingreso de las basuras urbanas a los sistemas de conducción. Los proyectos de drenaje pluvial deben contemplar los elementos necesarios

³⁸ : Haaland, S. (1983), Simple and explicit formulas for the friction-factor in turbulent pipe flow, Trans ASME, J Fluids Engineering, Vol. 105.

para evitar el ingreso de las basuras urbanas al sistema de conducción; esto incluye tanto el diseño adecuado de las rejas de los sumideros, como la implementación de un programa de mantenimiento y limpieza de rejas, sumideros y cámaras, quedando entonces como cargas sólidas a contemplar en el diseño de las conducciones los diferentes sedimentos granulares que puedan pasar por las rejas. El producto de limpieza de los aportes sólidos deberá disponerse conforme a la legislación ambiental vigente.

Para el cálculo de las conducciones el proyectista deberá determinar, mediante estudios de campo y gabinete, las características del material sedimentario que puede transportar el sistema de drenaje. Estos datos permitirán la adecuada verificación de las condiciones de autolimpieza de los conductos, evacuación de los lodos y eventualmente la instalación de desarenadores antes del ingreso al sistema de alcantarillado.

En caso de resultar necesario, el proyectista deberá incluir en el proyecto los elementos de desripiado y desarenado correspondientes, al inicio de los tramos a proteger. Las dimensiones de las cámaras desripiadoras y desarenadoras se calcularán en base a la granulometría de los materiales transportados por el escurrimiento y a los tiempos de permanencia mínimos especificados.

Velocidad mínima

La velocidad mínima permisible es de 0,60 m/s considerando el gasto mínimo y su tirante correspondiente a tubería parcialmente llena. Adicionalmente debe asegurarse que dicho tirante tenga un valor mínimo de 5,0 cm en casos de fuertes pendientes y de 7,5 cm en casos normales. Estas restricciones tienen por objeto evitar el depósito de sedimentos que provoquen azolves y taponamientos en la tubería.

Velocidad máxima

La velocidad máxima permisible, para evitar erosión en las tuberías, está en función del tipo de material que se utilice y de la cantidad y características de las partículas sólidas arrastradas y suspendidas en el escurrimiento. Para su revisión se utiliza el caudal máximo extraordinario, considerando el tirante que resulte (a sección del tubo lleno o parcialmente lleno).

La Tabla 2.34 presenta las máximas velocidades admisibles por cada tipo de material de la tubería, considerando los posibles efectos de erosión provocadas por arenas y otros materiales acarreados por el escurrimiento.

La velocidad de escurrimiento en condiciones de diseño se encuentra relacionada con el caudal de diseño Q_D , definido para el tiempo de recurrencia T_r , es decir que dicha velocidad se repite con una frecuencia de T_r en años.

Tabla 2.34. Velocidades máximas admisibles para diferentes materiales de las conducciones

Material de la tubería	Velocidad máxima (m/s)
Tubería de hormigón simple hasta 60 cm de diámetro	4,50
Tubería de hormigón armado de 60 cm de diámetro o mayores	6,00
Hormigón armado en obra para grandes conducciones 210/240 kg/cm ²	6-6,5
Hormigón armado en obra 280/350 kg/cm ² . Grandes conducciones	7-7,5
PEAD, PVC, PRFV	7,50
Acero*	9,0 o mayor
Hierro dúctil o fundido*	9,0 o mayor
* A ser utilizado en rápidas y/o tramos cortos	

En terrenos con pendientes topográficas grandes en los que no se verifiquen las velocidades máximas permitidas, el proyectista deberá incluir en el desarrollo de la conducción saltos y disipadores de energía, según se indica en el numeral correspondiente de las presentes Normas.

Pendiente mínima

El objetivo de establecer límites mínimos para la pendiente es evitar, hasta donde sea posible, el azolve, para garantizar que el régimen hidráulico que se forme no ocasione sedimentación que reduzcan la capacidad del conducto y que requiera la implementación de un mantenimiento más continuo.

Siempre que sea viable, la pendiente de cada tramo de tubería debe ser lo más semejante posible a la del terreno de modo que las excavaciones sean mínimas; sin embargo, la pendiente mínima del proyecto será del 0,5% para tuberías de diámetro de 40 cm (16") en la red de drenaje cuando las condiciones topográficas y las conexiones que se hicieran lo permitan.

Asimismo, para asegurar el cumplimiento de las condiciones de no azolve, se deberá verificar el cumplimiento de las velocidades mínimas conforme a lo definido en el numeral 2.2.1.

Pendiente máxima

Las pendientes máximas serán aquellas que permitan verificar que no se supere en el tramo en estudio y en las condiciones de diseño, la velocidad máxima permisible, tal como se señala en el numeral 5.3.15. precedente, las cuales son función del tipo de material que se utilice.

En pendientes altas se recomienda no sobrepasar las velocidades máximas permisibles. En caso de que exista la posibilidad de deslizamiento, la tubería deberá anclarse a intervalos regulares, según se requiera.

Cuando la pendiente del terreno no permita disponer de conducciones pluviales con pendientes que generen velocidades admisibles, se deberá implantar estructuras especiales para limitar la

velocidad y reducir la energía cinética del escurrimiento y reducir el riesgo por escorrentía no controlada en las calles.

Profundidad hidráulica máxima

Para permitir aireación adecuada del flujo de aguas pluviales en conductos cerrados, el valor máximo permisible de la profundidad hidráulica para el caudal de diseño en un colector debe estar entre 60% y 80% del diámetro o altura real de éste, dependiendo del régimen de flujo.

Profundidad mínima a la cota clave

Los sistemas de alcantarillado pluvial deben estar a la profundidad necesaria para permitir el drenaje por gravedad de las aguas lluvias de su área tributaria. La profundidad del alcantarillado con respecto a la cota extradós de la tubería, no será menor de 1,8 m.

Para profundidades menores a las anteriores, el diseñador deberá justificar el tipo de cimentación y las obras de protección a utilizar en la instalación de la tubería, que garantice el relleno.

Profundidad máxima de los conductos

En general la máxima profundidad de los conductos es del orden de 6 m, aunque puede ser mayor siempre y cuando se garanticen los requerimientos geotécnicos de las cimentaciones y estructurales de los materiales durante y después de su instalación.

Los cruces subterráneos de lagos, ríos y corrientes superficiales deberán acompañarse de un diseño apropiado e idóneo que justifique las dimensiones, los anclajes y las profundidades empleadas y deberán proveerse de medios para impedir su destrucción por efectos de la socavación de la corriente atravesada. El trazado de los cruces será perpendicular al eje del cauce, procurando obtener una longitud mínima del cruce.

2.3.1.10 Estructuras de disipación de energía

Las estructuras de disipación de energía se construyen con la finalidad de disminuir la energía cinética que posee el agua hasta valores que no produzcan daños a las estructuras aguas bajo.

Donde se presenten fuertes y extensas pendientes de terreno y se verifiquen velocidades de escurrimiento en los conductos superiores a las máximas admisibles, se requiere la colocación de los conductos con pendiente menor a la del terreno y la instalación de estructuras de disipación de energía debido al desnivel generado.

Para todos los casos que involucren obras de gran magnitud, $h > 5$ m y/o $Q > 10$ m³/s el proyectista deberá efectuar estudios hidráulicos particulares que consideren las características propias del salto. En casos especiales se deberán prever estudios de modelo a escala reducida.

En casos de estructuras de importancia operativa en el sistema, deberá preverse la utilización de ramales de bypass o desvíos de seguridad que permitan la continuidad del servicio en caso de reparaciones u operaciones de emergencia. En términos generales la disipación de la energía puede obtenerse a partir de los siguientes métodos:

- Resalto hidráulico y turbulencia creada al producirse la descarga
- Impacto del escurrimiento en una pared sólida o bloques
- Aumento de la fricción.

a) Resalto hidráulico

La eficiencia de disipación por resalto hidráulico generalmente resulta baja en tuberías debido a la necesidad de disponer de una profundidad suficiente aguas abajo para garantizar la generación del resalto. Sin embargo, existe la posibilidad de producir resaltos en el colector, mediante sucesivos saltos de dimensiones tales que garanticen su funcionamiento para todas las posibilidades de caudales y tirantes.

Las estructuras de disipación mediante resalto hidráulico que pueden ser utilizadas son, entre otras, caída vórtice y Cuencos disipadores. La Figura 2.11 muestra un disipador mediante resalto hidráulico mediante un cuenco disipador tipo 3 del U.S. Bureau of Reclamation.

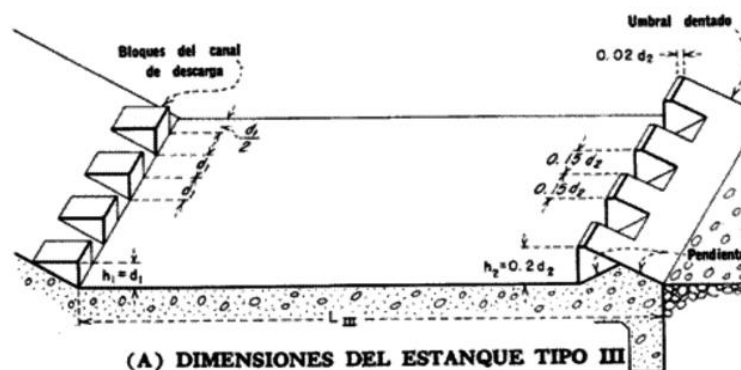


Figura 2.11. Cuenco disipador Tipo III (US Bureau of Reclamation)

b) Impacto del escurrimiento en una pared sólida o bloques

Es un tipo de estructuras de disipación eficaz que se ha adoptado muy generalmente. Presenta variaciones debidas al diseño de la estructura que recibe el impacto del flujo de agua. Las pérdidas de energía se producen por el impacto en la pared opuesta a la de ingreso del flujo y por los vórtices producidos por los cambios bruscos de dirección e ingreso al colector ubicado aguas abajo. Para mayores detalles de diseño y dimensionamiento de este tipo de estructuras

se puede consultar en USBR (1978)³⁹. Las estructuras más comúnmente usadas corresponden a los denominados pozos de caída, las que pueden clasificarse conforme a la altura de la caída y el diámetro hidráulico del conducto. Las figuras 2.12 y 2.13 esquematizan los pozos de caída Tipo II y Tipo III, respectivamente.

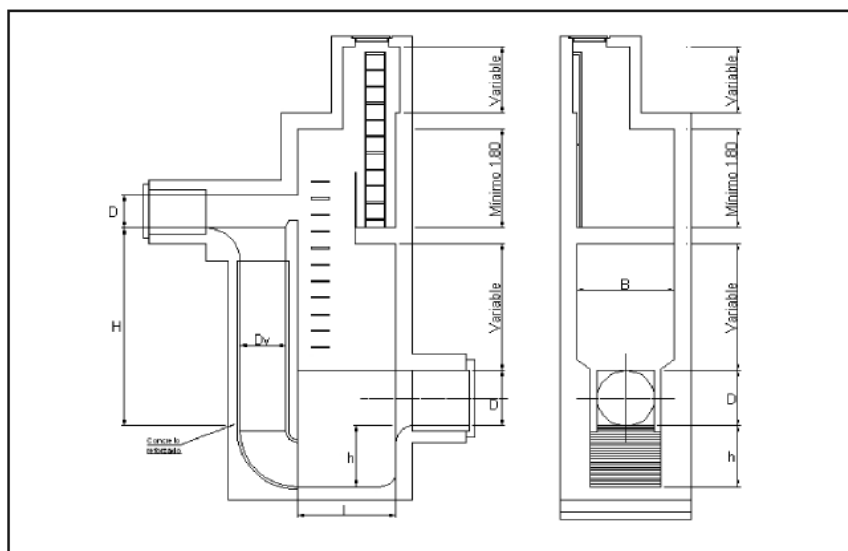


Figura 2.12. Esquema del pozo de caída

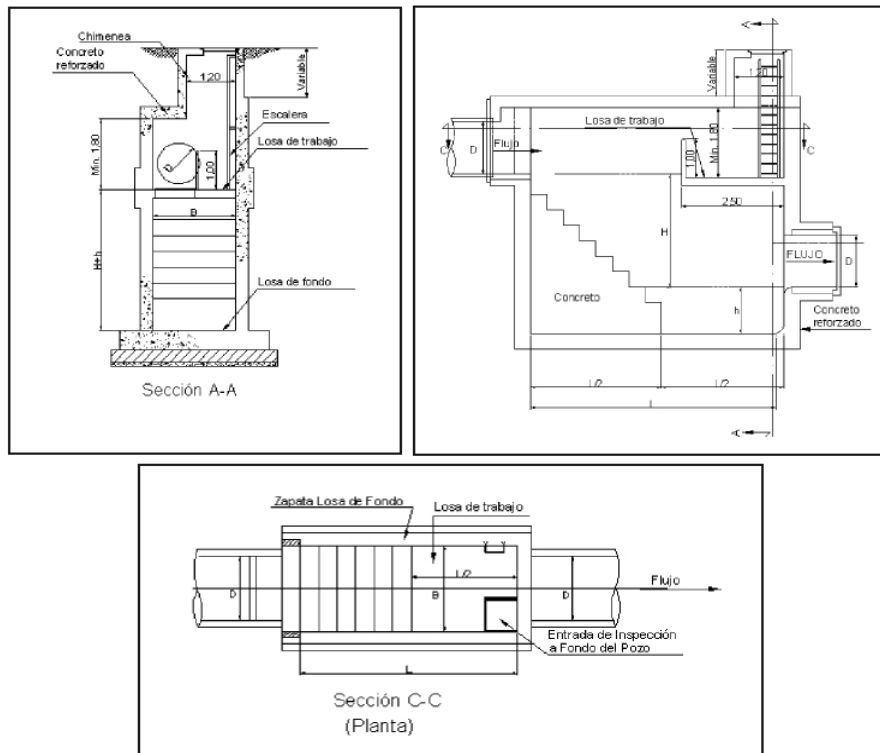


Figura 2.13. Esquema del pozo de caída

³⁹ USBR (1978), Design of Small Canal Structures, United States Department of the Interior, Denver Colorado.

Disipador de pantalla

Esta estructura es del tipo de impacto, se utiliza para números de Froude $Fr \leq 9$. Las pérdidas de energía son mayores que en un salto para el mismo número de Froude. Este disipador se encuentra compuesto por una estructura en forma de caja que contiene una pantalla colgante de hormigón y una solera final. La disipación de energía se produce por el choque del chorro que sale proyectado del tubo de conducción contra los muros de impacto colocados verticalmente y por los remolinos que se forman al cambiar la dirección del chorro después del choque. Para conseguir que el funcionamiento sea satisfactorio, deberá colocarse la parte inferior del deflector al mismo nivel que el canal o tubo de salida.

Este tipo de amortiguador está sometido a grandes fuerzas dinámicas y turbulencias que deben considerarse en su cálculo estructural. Por ello la estructura debe calcularse lo suficientemente resistente para no deslizarse por efecto del impacto de agua y para resistir las fuertes vibraciones que se producen, además de las grandes cargas dinámicas a que están sometidos cada uno de sus componentes. La solera y los laterales del canal de salida deben estar revestidos para reducir la erosión, que puede producir el agua al abandonar el amortiguador, sobre todo cuando el calado de aguas abajo es muy pequeño. La Figura 2.14 muestra una estructura de estas características.

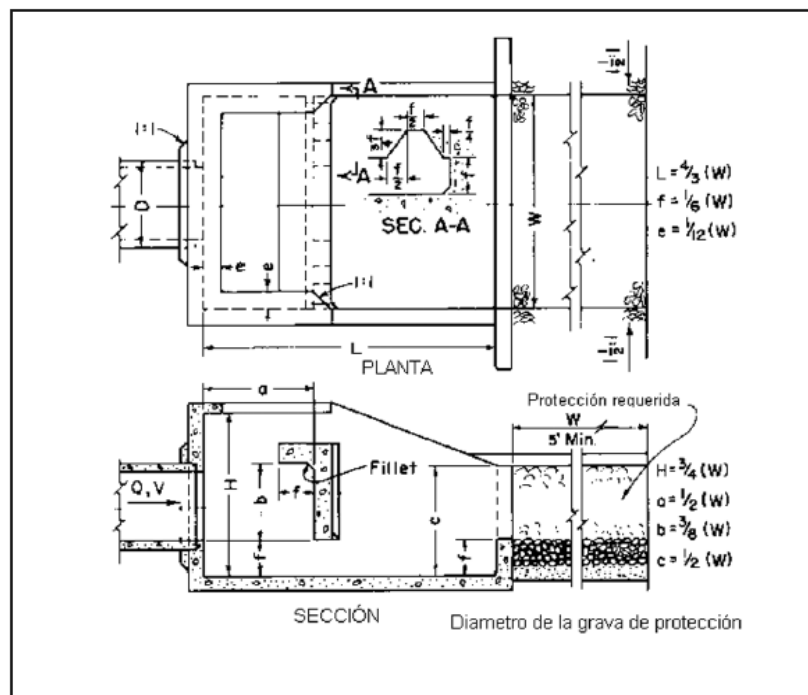


Figura 2.14. Esquema del disipador de pantalla del USBR para $Fr \leq 9$

Mayores detalles sobre la utilización, diseño y dimensionamiento de estas estructuras se pueden consultar en USBR (1978)⁴⁰

⁴⁰ USBR (1978), Design of Small Canal Structures, United States Department of the Interior, Denver Colorado.

Pozo de Bandejas y pozos de caída

El pozo de bandejas y el pozo de caída, son estructuras adecuadas para la disipación de energía producida por grandes caídas con un breve desarrollo horizontal. La primera se trata de una estructura en la que la pérdida de energía se produce por los sucesivos cambios de dirección del flujo y los impactos en las paredes y placas horizontales, por lo que tiene la desventaja de que la disipación de energía se produce mayormente por fricción a costa del hormigón y en menor proporción por turbulencia dentro de los filetes de agua; mientras que la segunda, la disipación de energía se produce por la presencia de un colchón de agua ubicado al final de la caída, previo a la salida horizontal del agua⁴¹

En el pozo de bandejas, el primer elemento que reduce la velocidad del flujo y consecuentemente su energía corresponde a una pared de impacto perpendicular al sentido del flujo, luego una serie de gradas sucesivas divide el desnivel total en varias caídas parciales de menor altura, conformadas mediante una secuencia alternada de placas de hormigón que obligan al flujo a sucesivos cambios de dirección que generan pérdidas de energía. El escurrimiento al bajar en cascada por las gradas se produce a superficie libre, es decir en contacto con la atmósfera, que permite que los vórtices dispongan de aireación. En el fondo del pozo se prevé una depresión adicional que permite amortiguar hidráulicamente la última caída, antes del ingreso a la conducción de salida. En el esquema de la Figura 2.15) se presenta el pozo de bandejas, el cual se recomienda para un caudal máximo de $15 \text{ m}^3/\text{s}$. Por sus limitaciones de funcionamiento hidráulico, esta estructura no debe ser utilizada indiscriminadamente. Es una estructura que requiere de muy poco espacio en sentido horizontal, por lo cual puede ser utilizada en calles estrechas de zonas urbanas. Tiene la limitación de que no admite cambios de dirección entre el flujo de entrada y el de salida, solo se puede invertir el sentido del flujo de salida dependiendo de si se utiliza un número par o impar de bandejas. En tanto que el pozo de caída romana puede presentar problemas para su mantenimiento por la posible acumulación de sedimentos en el colchón amortiguador (Fig. 2.16).

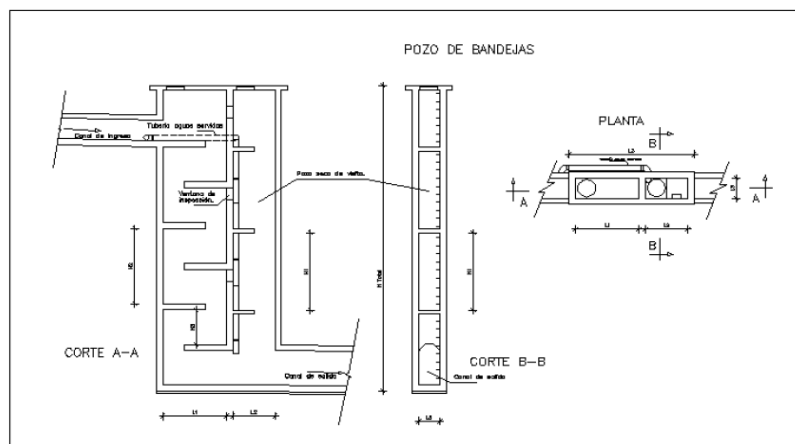


Figura 2.15. Esquemas de estructuras de disipación tipo pozo de bandejas

⁴¹ Chanson, H. (2004), Hydraulics of Rectangular Dropshafts, Journal of Irrigation and Drainage Eng., ASCE, Vol. 130, No. 6, pp. 523-529.

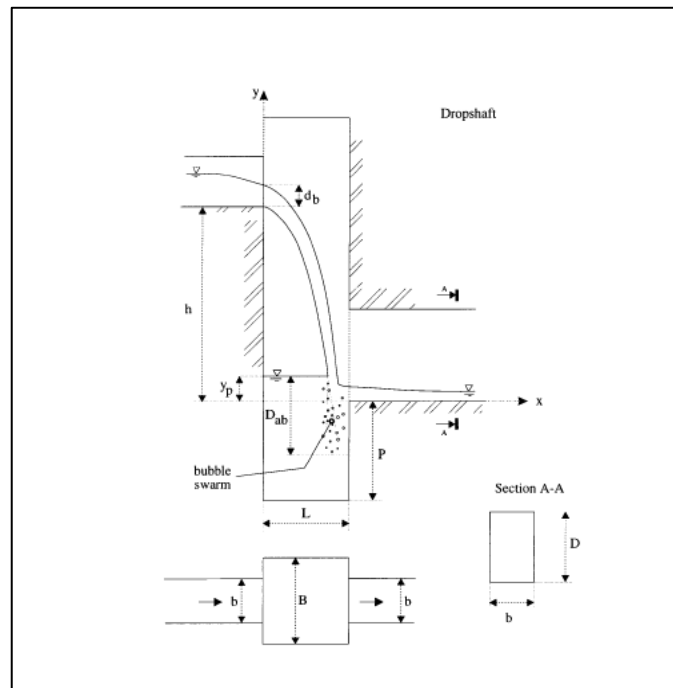


Figura 2.16. Esquemas de estructuras de disipación tipo pozo de caída romana.

Se recomienda una distancia vertical entre las bandejas no mayor a 2,50 metros. Además, es necesario considerar la construcción de un pozo paralelo que permita el ingreso para trabajos de operación y mantenimiento.

Para mayor información se puede consultar los trabajos de modelación hidráulica que se han hecho en los laboratorios de la Escuela Politécnica Nacional y en la Universidad Central del Ecuador. Se requiere que el ingreso del agua se realice en flujo subcrítico para un funcionamiento más estable de este tipo de estructura.

c) Aumento de la fricción

Una forma de disminuir la velocidad del flujo es aumentando la fricción del escurrimiento mediante la construcción de elementos que provoquen pequeños vórtices generalizados a lo largo de la conducción. Las nuevas características hidráulicas del escurrimiento se analizan como un aumento del coeficiente de rugosidad que permite la disminución de la velocidad, que podría ser de esta manera llevada a valores admisibles para las condiciones de proyecto. En forma general, la velocidad del escurrimiento podrá ser calculada mediante la aplicación de la ecuación de Manning:

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

Donde,

n representa la rugosidad artificial producida ($\text{s.m}^{-1/3}$)

Rh	Radio hidráulico (m)
j	Pendiente (m/m)
v	Velocidad (m/s)

Cascadas escalonadas tipo Chanson

El fondo de un canal en escalera se define por una serie de gradas que básicamente tienen una huella de longitud “b”, una contrahuella de altura “h” para una pendiente “a” de la superficie que une las esquinas de las gradas o fondo falso del canal. Las esquinas se encuentran separadas entre sí una distancia “λ”. (Ver esquema de la Fig. 2.17)

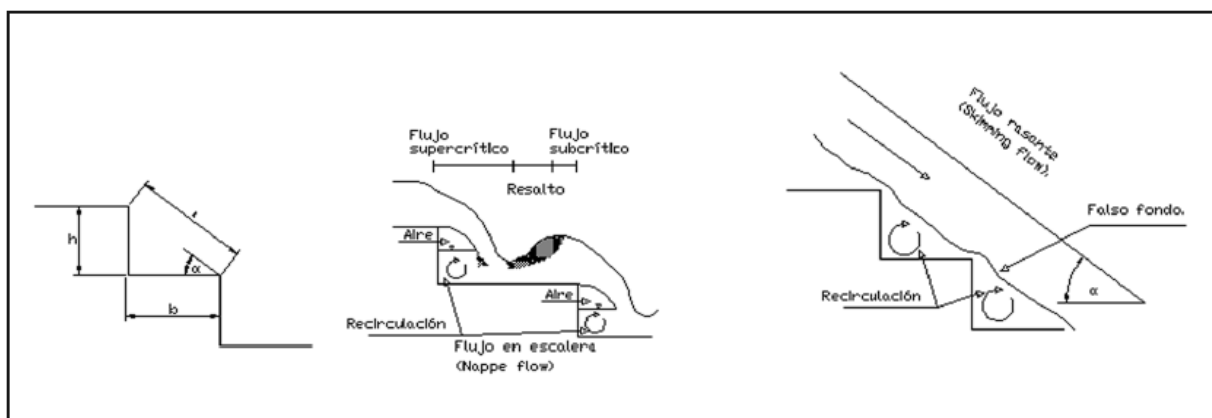


Figura 2.17. Esquema de un pozo de bandejas

Se distinguen dos tipos de flujos que pueden ocurrir para una misma geometría del fondo del colector: (a) “nappe flow” o flujo en escalera, para pendientes de fondo pequeñas y caudales relativamente pequeños; y (b) “skimming flow” o flujo rasante, para pendientes y caudales relativamente grandes. Existe una zona de transición entre los dos tipos de flujo.

Las características hidrodinámicas del flujo en escalera corresponden a una serie de láminas vertientes en gradas de paredes verticales, que originan un colchón de agua en la zona bajo la superficie inferior de la lámina y la profundidad contraída al pie; hacia aguas abajo se presenta el resalto hidráulico que permite la presencia del flujo subcrítico en la huella de la grada siguiente, donde se presenta una importante pérdida de energía y la presencia de bajas velocidades, cumpliendo con los objetivos del diseño hidráulico.

En función del grado de aireación de la lámina vertiente y del valor del caudal de diseño, se distinguen tres formas de flujo en escalera: (i) flujo con resalto hidráulico totalmente desarrollado, válido para pequeños caudales relativos y pequeñas pendientes longitudinales. (ii) flujo con resalto hidráulico parcialmente sumergido, y (iii) flujo supercrítico desacelerado sobre la huella de la grada.

El flujo rasante se caracteriza por la importante acción de los vórtices de eje horizontal que aparecen en cada una de las cavidades formadas en el espacio entre esquinas de los escalones.

Básicamente, desaparece la posibilidad de caída libre de la masa de agua y la vorticidad forma una barrera o superficie inferior límite del flujo de la mezcla homogénea de agua y de aire, el mismo que se desliza en forma rasante a lo largo de un falso fondo definido por la superficie de unión de las esquinas. En este tipo de flujo, las líneas de corriente son aproximadamente paralelas al fondo falso y por lo tanto la distribución de presiones es cuasi hidrostática.

Uno de los más importantes objetivos a ser alcanzados con el fondo escalonado consiste en lograr una eficiente disipación de energía. En este sentido es de mucha relevancia la selección de la altura del escalón. Para mayor información sobre el diseño y dimensionamiento de este tipo de estructuras se puede consultar Chanson (2001)⁴².

2.3.1.11 Sumideros

La precipitación periódica de la lluvia que cae sobre un área de aporte presenta un escurrimiento superficial que fluye sobre las calles de la ciudad. El drenaje superficial puede ocasionar problemas de inundaciones en la ciudad debido a la falta o ineficiencia de las obras de captación del agua lluvia, que derivan el flujo superficial hacia la red de colectores o hacia almacenamientos.

Los sumideros o bocas de tormenta son las estructuras destinadas a captar el agua que escurre por las “cunetas” de las calles, limitando así la presencia de caudales en superficie. La reducción de la lámina de agua sobre las calles permite mejorar la seguridad del tráfico vial y peatonal sobre las calles y las veredas. Los sumideros son captaciones superficiales en áreas impermeables que se acoplan al trazado vial y a las obras de almacenamiento, detención, filtración y conducción del agua lluvia en las vías públicas. En espacios públicos abiertos se puede preferir la captación dispersa del agua a través de superficies permeables, pero siempre se preverá la captación del exceso de escorrentía pluvial para su gestión segura y controlada.

La escorrentía superficial suelo transportar gran cantidad de sedimentos, sobre todo en los tramos iniciales de las redes de drenaje. Es de interés público el reducir esta carga de sedimentos en esas áreas y evitar su sedimentación posterior, evitando su incorporación a los colectores principales y en caso contrario una costosa labor de limpieza. De manera general, la implementación del sumidero debe considerar su integración en el funcionamiento de los elementos que conforman el drenaje pluvial:

- Análisis de escorrentía superficial en calles y espacios impermeables conectados al flujo superficial en la ciudad, ligados al riesgo presente.
- Selección del tipo de obra de captación y de los sumideros, asociados al sistema superficial de gestión del agua lluvia y al trazado vial.
- Cálculo de la capacidad de la red de alcantarillado existente y su relación con las obras de gestión del agua lluvia en superficie.

⁴² Chanson, H. (2001), The hydraulics of stepped chutes and spillways, Ed. Balkema.

- Implementación de estructuras superficiales complementarias utilizadas para reducir el riesgo de inundaciones, como es el caso de los SUDs, asociados y conectados con los sumideros en ingresos y salidas.

Los sumideros serán conectados a un pozo de visita. En sitios donde se presente inundación se ubicarán sumideros de mayor dimensión que podrán ser combinados con sumideros de ventana. Se calculará el caudal de ingreso por cada unidad de captación, y el caudal que pasa sobre la reja y/o la ventana de captación.

Los sumideros podrán ser utilizados como captaciones de agua lluvia derivada hacia los sistemas superficiales de drenaje sostenible, ubicados en el área verde azul, o en espacios públicos destinados al almacenamiento del agua lluvia, así como servirán como receptores de la descarga de los desbordes superficiales de los sistemas de drenaje, para su integración hacia la red pública existente.

La función principal del resalto vial integrado a la gestión del drenaje pluvial será la de servir como un pequeño borde que retendrá el agua para dirigirla a los sumideros, además de reducir la velocidad para que los peatones crucen la calzada con seguridad.

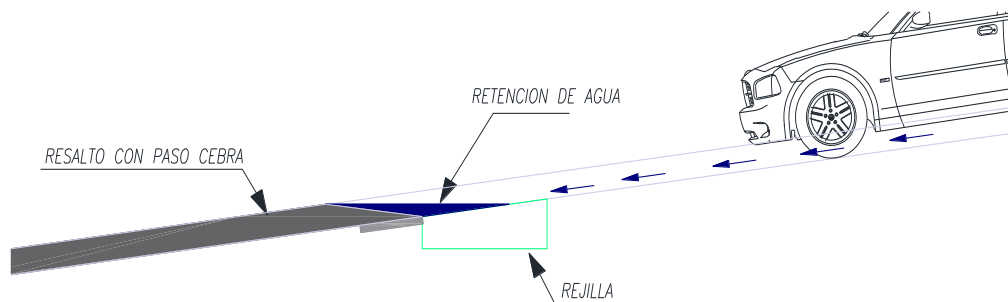


Figura 2.18. Función del resalto vial

Para garantizar que las aguas no desborden hacia las aceras, se deberá recuperar el diseño vertical original de la vía, para que no se produzcan retenciones de agua o encharcamiento en los extremos del reductor de velocidad. Los sumideros transversales deben tener el debido mantenimiento.

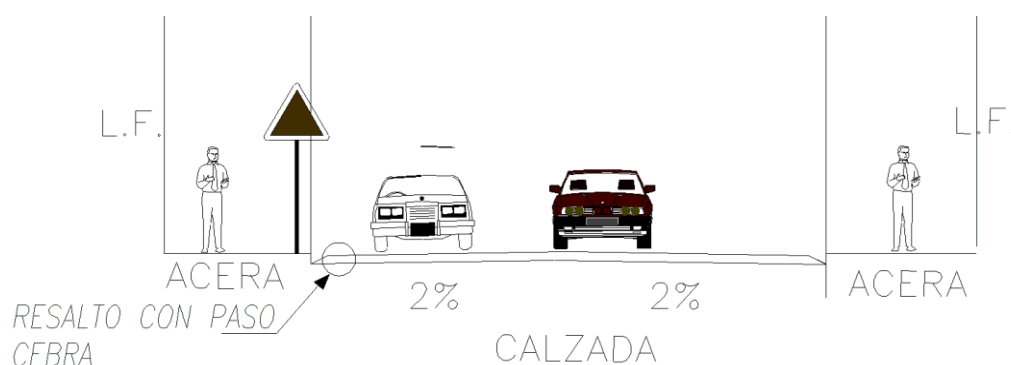


Figura 2.19. Esquema del paso cebra sobre el resalto vial

La descarga de los sumideros ubicados en vías no podrá ser conectada hacia redes de alcantarillado sanitario en los sistemas de drenaje separados. El primer lavado de calles y áreas impermeables será captado y tratado en lugares cercanos adecuados para el efecto o conducidos en la red secundaria para su detención y entrega controlada a las redes existentes luego de un tiempo de retención en almacenamientos temporales.

Independientemente del tipo y dimensiones del sumidero que se proyecte, el conducto de conexión entre la cámara del sumidero y la red de alcantarillado, deberá tener un diámetro mínimo de 200 mm para permitir su limpieza.

Para impedir la salida de gases y olores, todo sumidero deberá incluir las estructuras necesarias como clapeta, cierre hidráulico, etc.

Tipos de sumideros

En los sistemas de alcantarillado pluvial hay tres tipos de sumideros, en relación al ángulo de orientación con la solera de la vía:

- Horizontales: se encuentran en la solera de la cuneta longitudinal o transversal a la vía;
- Verticales: se abren en la pared vertical del bordillo; y
- Una combinación de ambos.

a) Horizontales

Este tipo de sumidero intercepta el escurrimiento que se extiende por el ancho de la calzada, presentándose en forma transversal. El sumidero transversal cuenta con una reja superficial de hierro fundido que permite captar el escurrimiento superficial que se produce en calzada, interceptando el flujo de manera que se vierte en un canal de recolección localizado bajo la rejilla.

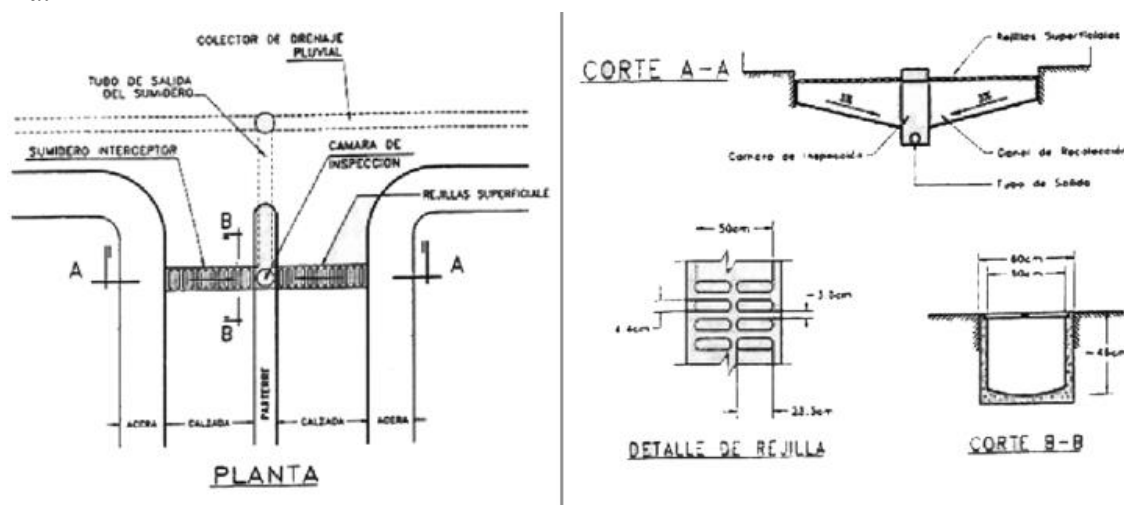


Figura 2.20. Esquema de un sumidero transversal

b) Sumideros en solera de cuneta

Consiste en una abertura rectangular implantada en la solera la cuneta, donde se dispone una reja a través de la cual el agua es admitida en el sistema de drenaje pluvial. El agua se vierte en una cámara desde la cual se la dirige hacia a través del tubo de drenaje hacia los SUDS o hacia la red existente.

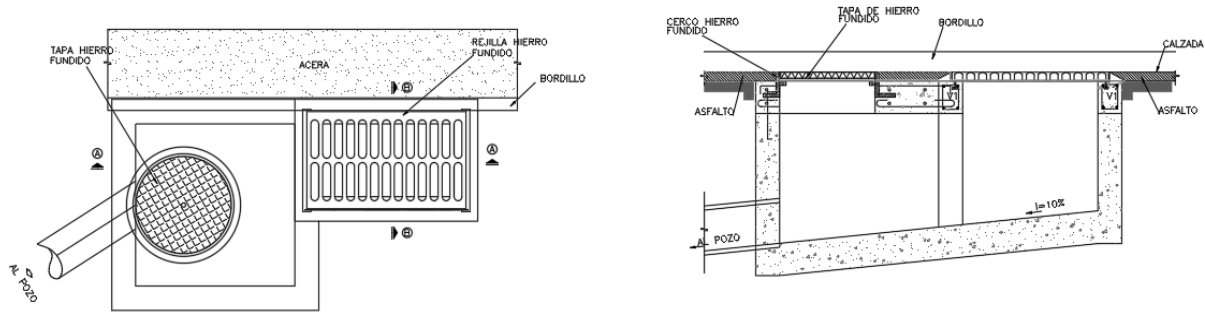


Figura 2.21. Esquema de un sumidero de calzada de mayor capacidad

c) Sumideros en bordillo

Este tipo de sumideros está localizado directamente en el bordillo, por ello genera menos dificultades en el tránsito que el colocado en la solera de la cuneta. Es también menos susceptible de taponamiento y puede ser utilizado en calles de poca pendiente. Usualmente se combina con los sumideros horizontales para optimizar la captación del escurrimiento superficial.

La abertura vertical localizada en el bordillo se presenta como la bocanoma por el cual ingresa el escurrimiento que viene por la cuneta. El agua se vierte en una cámara desde la cual ingresa al tubo de drenaje (o nexo) en dirección al sistema pluvial. Puede considerarse múltiples tomas laterales en serie que se integrarán a las soluciones de drenaje sostenible en vías y espacios públicos.

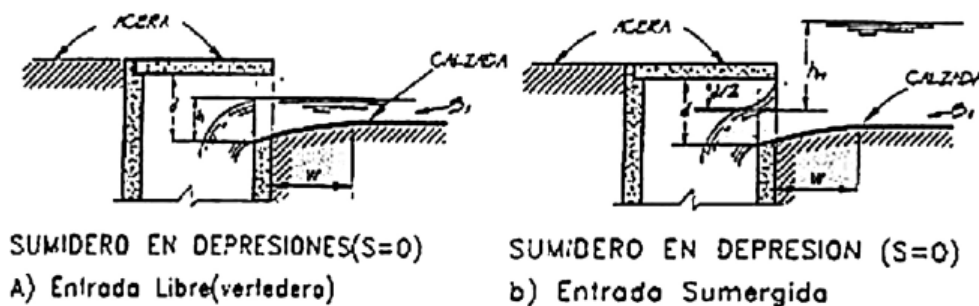


Figura 2.22. Esquema de un sumidero en bordillo

Consideraciones generales para el diseño

En todo diseño, el número y localización de sumideros será tal que se garantice el ingreso del caudal de escorrentía al sistema de drenaje pluvial, reduciendo al máximo la escorrentía superficial remanente en las calles, para lo cual tomará como base los siguientes criterios:

En puntos de pendiente continua:

- El espaciamiento de los sumideros deberá ser calculado para que el 90% a 95% de caudal que escurre por la cuneta sea interceptado por las rejillas o ventanas laterales.
- Cuando la pendiente longitudinal de la calle supere el 5% se utilizarán sumideros en solera de cuneta, pudiendo colocarse con depresión o resalte. Se recomienda en estos casos el uso de ventanas laterales, que pueden ser colocadas en serie y su conexión a almacenamientos y sistemas de drenaje tales como canales filtrantes en saltos o jardines de lluvia.
- Cuando los reductores de velocidad vial ocupan todo el ancho de la vía, se deberán ubicar los sumideros hacia aguas arriba del reductor de velocidad. El paño de la sección transversal de la vía será orientado hacia las veredas y parterres, donde se ubicarán los sistemas de detención, filtración y retención del primer lavado de las vías.
- En pendientes bajas, si existe riesgo de obstrucción con residuos se recomienda utilizar un sumidero con ventanas y posiblemente la conexión del flujo de las vías hacia los SUDS implantados en parterres y áreas verdes de uso público.

En puntos bajos:

- Los sumideros son necesarios en los cambios de pendiente longitudinal, tales como los sitios previos a cualquier intersección vial y en los ingresos o salidas de las soluciones viales a nivel (rotondas). Estos sumideros pueden ser horizontales, verticales o mixtos.
- En puntos bajos del perfil longitudinal de la vía se podrán utilizar en captaciones en bordillo o sumideros combinados por el riesgo que existe de obstrucción en los sumideros colocados en solera de cuneta.
- En estos sitios las dimensiones de las rejillas pueden ser ligeramente mayores a los sumideros de calzada. En estos casos, se usará un factor de seguridad de 2 (dos) cuando exista peligro de taponamiento de la rejilla.

En sitios para ingreso y descarga de los Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible:

La reducción de riesgo en sitios inundables requerirá la implantación de almacenamientos temporales acoplados en la superficie o enterradas bajo las áreas públicas y privadas expuestas a la amenaza por escorrentía superficial no controlada.

- En los sitios donde se consideren sumideros horizontales, transversales o longitudinales, la descarga del agua captada se realizará hacia almacenamientos temporales, jardines de lluvia, canales permeables, zonas permeables o zonas de infiltración, cuyos desbordes regresaran preferentemente hacia la red de alcantarillado pluvial o hacia la red existente.
- En los sitios de desbordes desde los SUDs o almacenamientos temporales hacia la vía, los sumideros deberán permitir captar estos caudales, evitando que la escorrentía ingrese a la vía.
- En vías con fuerte pendiente, donde sea necesario captar el agua para el ingreso a las estructuras de retención del primer lavado, será recomendable la implementación de resaltos viales para el paso peatonal, que permitan interceptar y captar el flujo de manera segura, siempre y cuando el diseño vial así lo permita.
- Los sumideros tendrán la capacidad para captar las aguas del primer lavado y sus conexiones permitirán la entrega de estos caudales contaminantes de manera segura hacia los sistemas de retención, filtrado y se ser posible infiltración en los suelos permeables.

Dimensionamiento

El dimensionamiento de los sumideros será distinto si se hallan ubicados en un punto bajo o en un punto de pendiente continua. Asimismo, el cálculo debe tener en cuenta si el sumidero se diseña o no con una zona de depresión. Las expresiones de cálculo serán distintas para cada uno de estos casos, los diseños se encontrarán en la literatura técnica especificada en la bibliografía.⁴³

2.4 Alcantarillado combinado

Una red de alcantarillado combinado o sistema unitario transporta aguas de origen pluvial y aguas residuales en un mismo sistema de conducción. El sistema combinado **no** considera el sistema de drenaje natural de la ciudad constituido por quebradas y ríos.

Los principales componentes de un sistema de alcantarillado combinado incluyen básicamente:

- Cuenca vertiente y fuente de aguas residuales (domiciliarias, comerciales, industriales, estatales, etc.)
- Conducciones de la red combinada
- Desvíos o derivaciones hacia canales de alivio de caudal
- Facilidades de almacenamiento del rebose del alcantarillado combinado

⁴³ Gómez (2007), Hidrología Urbana, Flumen, Barcelona

- Separadores
- Interceptores
- Descargas

De acuerdo con la normativa vigente, no se desarrollarán sistemas de drenaje combinados en proyectos constructivos y desarrollos urbanísticos nuevos. Los sistemas combinados o mixtos existentes serán gradualmente reemplazados por sistemas de alcantarillado separado. Con este objeto, se exigirá la separación de caudales para la rehabilitación de las redes actuales. La evaluación económico – financiera del proyecto determinará la mejor alternativa para el alivio y almacenamiento de caudales y su acople óptimo con el sistema existente.

2.4.1 Caudales de diseño

De acuerdo a lo señalado en el punto precedente, a más de los caudales pluviales de diseño de colectores en un sistema de alcantarillado combinado se requiere definir los caudales asociados con los reboses del sistema y consecuentemente con el diseño de los interceptores y de las estructuras de alivio. Los criterios de diseño para las facilidades de alivio e intercepción se indican en el numeral 2.7.

Debido a las dimensiones de los conductos combinados, se deberá también analizar las condiciones de escurrimiento en tiempo seco, con caudales sanitarios, de manera de verificar las velocidades mínimas de auto limpieza conforme a lo definido en el numeral 2.3.1

2.4.2 Evaluación de riesgos en sistemas combinados existentes

Los criterios básicos probabilísticos generales planteados en el numeral 2.3.1, para los caudales pluviales, son de aplicación a los sistemas combinados con las consideraciones que se señalan a continuación:

- Los períodos de retorno y de diseño a seleccionar, diferirán de los que se suelen determinar para el sistema separado de alcantarillado pluvial, ya que los riesgos que se deben considerar para los sistemas combinados incluyen, adicionalmente a los manejados en los sistemas pluviales, los riesgos asociados a la contaminación producida por los desbordes cloacales. Es decir que, si la norma exige que el período de retorno considerado para el diseño en redes principales separadas sea de 10 años, el sistema combinado existente deberá ser revisado para que funcione adecuadamente para un período de retorno de 25 años.
- Para el diseño de los interceptores, los períodos de retorno de las lluvias se asocian a dos tipos de eventos esencialmente contaminantes:

- a) El “primer lavado” de la cuenca de drenaje, que ocurren en los períodos de tiempo iniciales de hidrogramas derivados de lluvias que pueden ser de baja intensidad y alta frecuencia;
- b) Los reboses del alcantarillado combinado, que generalmente se relacionan con lluvias cuya intensidad, duración y período de retorno son sensiblemente menores a las que suelen resultar en los estudios de los alcantarillados pluviales.

Evaluación física de obras hidráulicas existentes

La evaluación de la red existente comprende el análisis técnico de los materiales de construcción, la condición estructural, y la estimación de la capacidad hidráulica de la red.

La evaluación física requiere determinar las características de las estructuras, estableciéndose las dimensiones y los niveles de cada elemento. Las tuberías y los canales serán relevados con las dimensiones que describan su sección transversal, los niveles de salida e ingreso a la estructura, y los materiales de las conducciones.

La evaluación *física* de las estructuras hidráulicas deberá establecer los sentidos de los flujos de ingreso y salida, definiendo cómo funciona el flujo en los diferentes niveles. Se establecerán en esquemas la ubicación en sitio de los tramos de entrada y salida del pozo o estructuras especiales. La evaluación física determinará el estado de los elementos de la red a través de la inspección física o de videos obtenidos directamente en los tramos.

La descripción del estado de los elementos establecerá el tipo de falla en el tramo estudiado, estudio que se realizará para determinar el posible arreglo o el reemplazo del tramo dañado. El análisis puede requerir una evaluación estructural de las cargas estáticas y dinámicas y de estabilidad del relleno sobre los conductos.

Evaluación hidráulica de redes y estructuras existentes

El objetivo de la evaluación hidráulica es determinar la capacidad hidráulica de los tramos y los caudales que se desbordan de los pozos para caudales de determinado período de retorno, de modo que sea posible establecer el peligro asociado a la escorrentía superficial peligrosa para cada período de retorno. La evaluación hidráulica se realizará para redes completas o para redes principales definidas a partir de cierto diámetro, en todos los tramos de la red, hasta su descarga.

El análisis hidráulico del sistema de drenaje existente será realizado en un modelo numérico de flujo no permanente unidimensional, para el cual se establecerán dos condiciones: la relación entre el caudal que conduce un tramo de la red y el caudal a sección llena del mismo tramo, estimado como la relación Q_{dis}/Q_{lleno} ; y el caudal que sale por un pozo cuando la red se encuentra funcionando a total capacidad. Las figuras 2.23 y 2.24 muestran un ejemplo de resultados del análisis hidráulico de un sistema mediante un modelo de flujo no permanente.

Capacidad de la red de alcantarillado en el colector La Prensa TR=25 años

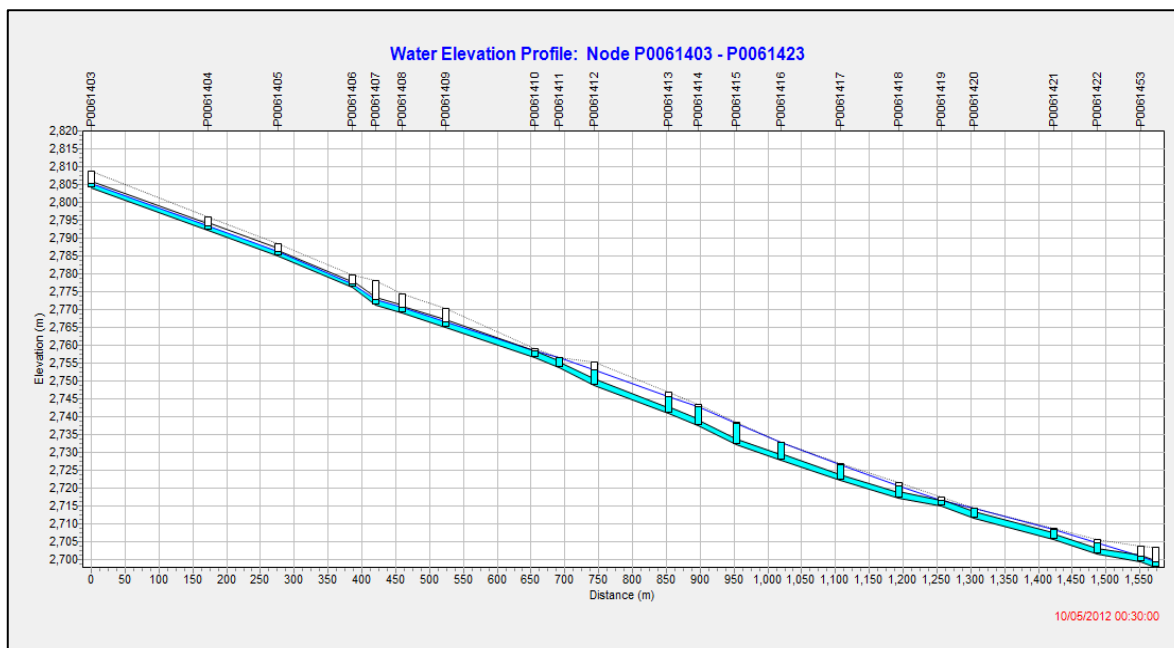


Figura 2.23. Perfil de la capacidad hidráulica de un tramo de la red de alcantarillado

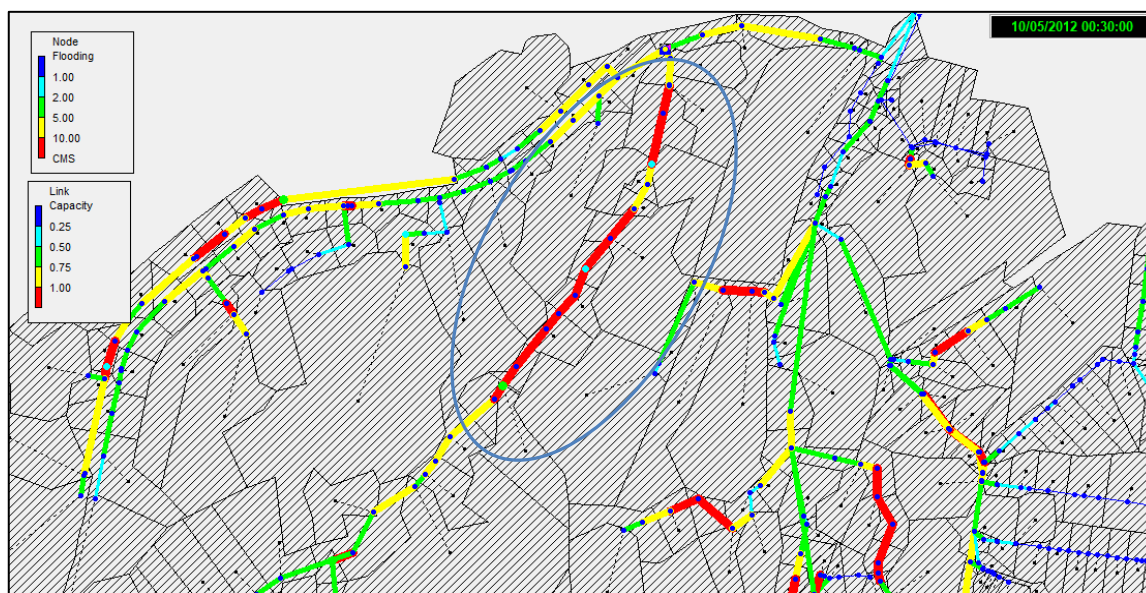


Figura 2.24. Análisis de la capacidad hidráulica de una red de alcantarillado

El análisis hidráulico de estructuras existentes establecerá también las condiciones de funcionamiento para caudales mínimos, de modo que se establezca si existe o no la autolimpieza de la solera, y se definan las posibles soluciones a la operación actual de la estructura.

Análisis de escorrentía superficial peligrosa

La evaluación de los flujos superficiales no controlados será presentada mediante mapas de peligrosidad de escorrentía superficial, para diversos caudales máximos anuales, con períodos de retorno de 2, 5, 10 y 25 años. El cálculo hidráulico se realizará a partir del camino que sigue el caudal superficial que sale a través de los pozos, cuando la red existente funciona a presión. Los resultados del análisis de escorrentía superficial peligrosa serán los caudales no controlados, las velocidades de arrastre y los calados peligrosos sobre las vías.

El camino que sigue la escorrentía peligrosa será determinado en cada cruce de calle por el tramo de mayor pendiente. Los resultados del análisis efectuado con el mapa de pendientes y los niveles en los ejes de las vías en el sistema de información geográfica serán contrastados con observaciones directas en la cuenca. La Figura 2.25 muestra un ejemplo de esquema de la distribución superficial, obtenida del modelo de escorrentía superficial no controlada, analizada con el modelo SWMM.

Velocidad superficial del modelo de escorrentía superficial no controlada. TR 25 años

Fuente: Modelo SWMM, EPMAPS, 2019

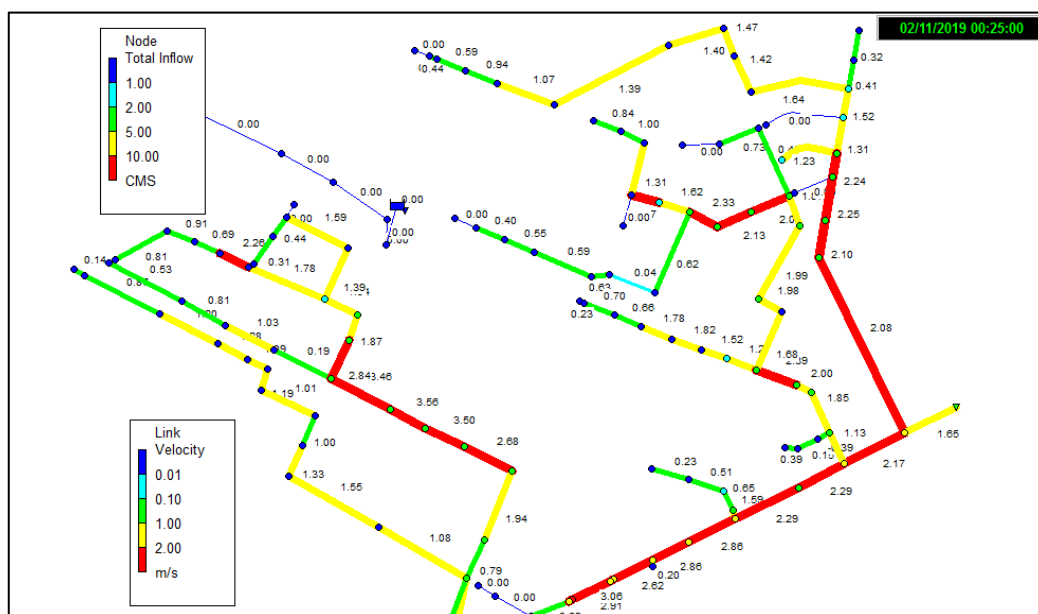


Figura 2.25. Análisis de la velocidad superficial en una red de alcantarillado

Los resultados del modelo de flujo superficial permiten estimar la peligrosidad de la escorrentía no controlada, estableciendo las áreas de amenaza alta, media y baja. Los resultados del cálculo del flujo superficial serán procesados mediante dos criterios:

- la altura del agua mayor a 0,10 m, es decir que el flujo supere la acera; y,

- la velocidad del flujo mayor a 2 m/s, valor a partir de cual se considera que el flujo es capaz de producir el arrastre de personas⁴⁴.

Los criterios de peligrosidad consideran que, cuando no se supere ninguno de estos umbrales, la peligrosidad es baja, si se supera uno de los dos valores, la peligrosidad es media; y, si se superan los dos criterios al mismo tiempo, la peligrosidad del flujo superficial es alta.

Tabla 2.35. Rangos de amenaza por inundación en calles

Amenaza	Baja	Media	Alta
Velocidad [m/s]	<2	>2	-
Calado [m]	<0,10	>0,10	-
V*d [m3/s/m]	<0,20	<0,20	>0,20

Estos criterios, ubicados espacialmente, permitirán elaborar mapas con *manchas de peligrosidad*.

Las manchas de peligrosidad obtenidas con estos criterios servirán para estimar los montos de daños evitados, que ocasionarían los flujos peligrosos a propiedades, personas y equipamiento urbano, para cada período de retorno. El análisis de los daños en las viviendas, edificios, equipamientos, hospitales, etc., ubicados dentro de los polígonos de escorrentía peligrosa permitirán establecer el monto del daño evitado, que corresponderá a uno de los beneficios directos de la ejecución de medidas de reducción del peligro.

La relación entre amenazas, consecuencias y decisiones de planificación fue desarrollada por Plate (2002)⁴⁵, con la siguiente definición de riesgo:

$$\int_0^{\infty} K(x|D)f_x(x|D)dx$$

Siendo, $K(x|D)$ la función consecuencia, que depende de x , que representa la magnitud del evento que causa la carga (caudal específico) y D es el vector de decisiones que influye en las consecuencias del evento x . La función $f_x(x|D)$ es la función de probabilidad de la ocurrencia de x .

Las medidas de control de la amenaza (arrastre o inundación) pueden modificar esta función de probabilidad puesto que K depende de x y D . En la definición se consideran dos tipos de decisiones: aquellas que modifican las consecuencias de la amenaza o las que modifican la probabilidad de ocurrencia del evento. La magnitud del evento x es también un vector, que puede ser considerado en el análisis de forma continua o discreta, total o parcial, pero debe considerar todo el rango de valores de x . El análisis requerido servirá para establecer

⁴⁴ Gomez, M. (2007), Hidrología Urbana, Flumen, Barcelona.

⁴⁵ Andreas H. Schumann, A. (2011), Flood Risk Assessment and Management: How to Specify Hydrological Loads, Their Consequences and Uncertainties, Springer Dordrecht Heidelberg, London New York, 291 p.

priorizaciones de inversiones e informar las decisiones técnicas a través del uso del análisis de riesgo.

La elaboración de los estudios de amenaza por escorrentía superficial se realizará en todas las subcuencas del área de diseño, para establecer la prioridad de las inversiones basada en el análisis de varias alternativas que consideren el daño evitado, el incremento de vida útil de la red y la reducción del riesgo hidrológico a lo largo del ciclo de vida del proyecto.

Los análisis realizados para el escenario de uso actual del suelo, tipo de suelo permeable y cobertura superficial serán contrastados con la propuesta de solución para conocer el peligro remanente con la alternativa escogida. La ubicación de estructuras de retención superficial, separación y tanques de tormenta permitirán gestionar el agua lluvia para reducir el daño ocasionado en cada una de las alternativas planteadas.

Es necesario conocer la vulnerabilidad del área en estudio frente a la amenaza presente. La respuesta del sistema permitirá establecer las consecuencias esperadas y clasificarlas, de modo de no sesgar el estudio únicamente hacia las amenazas. Se utilizará la opinión experta para caracterizar la vulnerabilidad en las estructuras existentes.

Los análisis de priorización de medidas estructurales y no estructurales en cada situación de riesgo serán establecidos bajo los criterios de eficiencia y equidad.

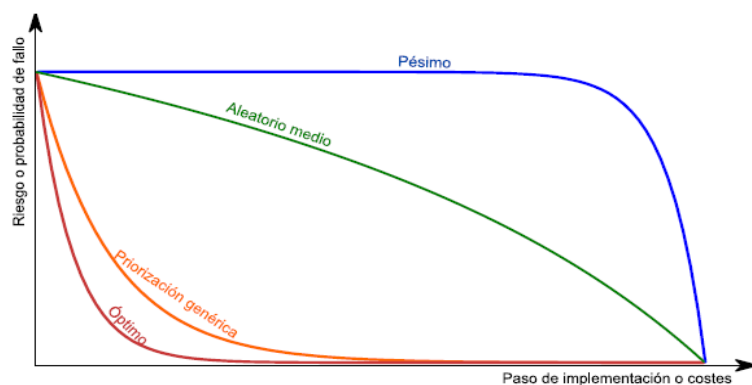


Figura 2.26. Representación genérica de un gráfico de variación representando cuatro casos diferentes de priorización

Fuente: Morales, 2012 ⁴⁶

Por otra parte, los costos de rehabilitación de las redes existentes, cuyos costos anuales serán traídos a valor presente, serán adicionados a los costos iniciales de construcción y costos de reposición, y servirán para ejecutar los balances económicos y financieros que permitirán escoger la alternativa optima. También se podrán seleccionar sub alternativas proponiendo diversos materiales para los elementos del sistema.

⁴⁶ Morales, A. (2012), Herramienta de gestión continua de actuaciones en seguridad de presas con indicadores de riesgo, UPV.

2.5 Alcantarillado separado

2.5.1 Definición

Son sistemas separados son facilidades de drenaje de aguas de diferente origen que son gestionados de manera separada, mediante instalaciones independientes. Los sistemas serán separados para garantizar la calidad del agua lluvia almacenada, su reúso de ser el caso o su entrega a redes y cauces será en condiciones de cantidad y calidad regulada.

La separación entre caudales de aguas residuales y pluviales se realizará gradualmente en el sistema de alcantarillado, a través de la implementación y mejoramiento de los almacenamientos, las redes y las descargas.

Las edificaciones públicas o privadas, de vivienda, comerciales e industriales, cuyos diseños sean aprobados después de que entre en vigencia la presente norma técnica, deberán contar con sistemas separados y diferenciados; es decir, con tuberías diferentes para aguas lluvias y para aguas residuales.

Los sistemas de instalaciones y drenaje internos de la edificación contarán con al menos dos (2) cajas de descarga hacia la red pública: una sanitaria y otra pluvial. La descarga de agua sanitaria será obligatoria en todos los casos. La descarga directa de agua lluvia hacia redes existentes o cauces, puede ser evitada siempre y cuando se disponga de los mecanismos técnicamente adecuados de reúso o sea posible su infiltración al suelo. La conexión a la red pública desde las cajas finales deberá contar con el aval técnico de la EPMAPS.

En el caso de que el proyecto urbanístico plantee el reciclaje de aguas negras para un uso determinando, se deberá garantizar un tratamiento para asegurar que la calidad de la misma cumpla con la norma ambiental vigente.

Se regulará el caudal de entrega de agua lluvia desde las edificaciones hacia los cauces naturales para mitigar el daño por erosión de bordes de quebrada o del lecho del cauce, por lo que se exigirá la implantación obligatoria de un volumen de almacenamiento en cada predio o edificación y el desarrollo de almacenamientos en la red pública existente.

2.5.2 Conexión a Redes

Los sistemas intradomiciliarios separados dispondrán de dos cajas de conexión a la red existente. La red de drenaje pluvial interna será conectada a tanques de retención implantados antes de la caja de conexión a red existente. Los sistemas de impulsión, almacenamiento y conducción serán diseñados por el proyectista para períodos de retorno de 5 años. En el caso de edificaciones de especial riesgo, este período de retorno será de 10 años (industrias, centros

comerciales, edificios con más de tres pisos en subsuelos, edificios de gobierno, etc). Los volúmenes de almacenamiento y los diámetros de conexión serán utilizados según el Estándar de Edificabilidad, establecido por la STHV.

La red de drenaje sanitaria interna será separada de la red interna de alcantarillado pluvial en todo su recorrido. La red sanitaria será conectada mediante una caja independiente a la red pública existente, con un diámetro mínimo de 150 mm. En caso de niveles de terreno inferiores a los niveles de la red pública, se implantará un sistema de impulsión, cuyo diámetro mínimo será de 63mm o 2 pulgadas, para incorporar el agua servida a las redes existentes. En caso de viviendas aisladas, se establecerá el nivel de servicio y, de requerirse una red de alcantarillado sanitario, se construirá un tratamiento de aguas residuales independiente con accesos adecuados previstos para facilitar su mantenimiento.

2.5.3 Operación y Mantenimiento de redes separadas

Los valores asociados a la operación y mantenimiento serán llevados a valor presente, considerando los ingresos de obras en el año correspondiente, y formarán parte de la evaluación y selección de la alternativa óptima. Se recomienda la elaboración de manuales técnicos de operación y mantenimiento incorporados al diseño de los sistemas de gestión de aguas lluvias, los cuales deberán ser establecidos por el proyectista, relacionados a la alternativa que fue escogida como la solución óptima.

2.5.4 Cambio gradual de redes combinadas existentes a redes separadas

2.5.4.1 Sistemas de drenaje urbanos en áreas de importancia histórica

Los sistemas existentes ejecutados en áreas urbanas antiguas presentan secciones pequeñas con baja capacidad de conducción del agua. En década anteriores, las cuencas de aporte de las zonas altas de los sistemas de alcantarillado del centro histórico de Quito, fueron analizadas y evaluadas. Dicha evaluación incluyó el análisis de la operación de las captaciones y de las redes existentes, la cual se puede considerar como el primer paso para su intervención, de cara a la implementación de la separación de caudales pluviales y sanitarios que establece la Ordenanza 048.

La estimación de la vida útil remanente de estos sistemas antiguos, depende del material con el que fueron construidos, de la topografía de las vías y de la implementación de obras especiales que permitan su operación adecuada. Estas condiciones de operación requieren ser

estudiadas con dos criterios: (i) separar las aguas sanitarias y pluviales del sistema de drenaje; y (ii) reducir el caudal de aguas lluvias que alcanza las redes de alcantarillado.

Una primera alternativa para cumplir con los criterios anteriores es la de mantener las redes existentes en su lugar, lo que dependerá de los resultados de los estudios que se realicen para rehabilitarla, de acuerdo al diámetro y a la forma de la sección de la red. Los problemas de tráfico vial e interrupción de procesos económicos en la urbe son parte de las consideraciones para la rehabilitación de redes existentes. Las obras de las diferentes entidades municipales deberán coordinarse para reducir su impacto y los tiempos de ejecución.

Una segunda alternativa, consiste en definir si la red existente puede convertirse en red sanitaria, o pluvial. Así, por ejemplo, las redes pequeñas con baja capacidad hidráulica podrán ser convertidas en redes sanitarias, incluidas aquellas cuya sección fue disminuida porque fueron rehabilitadas, ya que, frecuentemente la rehabilitación reduce la rugosidad del tramo intervenido, exigiendo el análisis de pérdidas de carga en los pozos de inspección para conocer los caudales que saldrían desde las redes hacia las calles y espacios públicos. Si la red en estudio no tiene capacidad para conducir el agua lluvia de un período de diseño de al menos 10 años, entonces se deberán establecer las obras de reducción, almacenamiento y operación de caudales en origen y de alivio en línea, que reduzca los riesgos asociados a la escorrentía y descargas no controladas.

Si una vez incorporada la detención de aguas lluvias en el drenaje urbano las redes aún son insuficientes, se deberán establecer alternativas para ejecutar derivaciones adicionales hacia grandes tanques de retención ubicados técnicamente a través del análisis realizado con la ayuda de un modelo hidráulico del sistema de drenaje.

Una tercera alternativa, para lograr que los sistemas futuros no sean combinados, requiere un análisis más profundo, para definir el cambio gradual de los sistemas combinados en el tiempo, conforme se incorporan al sistema de drenaje las estructuras de derivación y detención de aguas lluvias. En este caso, se requiere incorporar una red de alcantarillado sanitario independiente y una red mínima de alcantarillado pluvial que considere los riesgos asociados y daños evitados en la ciudad. Para esta transición, se podría aceptar que ciertos tramos de la red funcionen combinados durante un tiempo, siempre que tengan la suficiente capacidad hidráulica, y que se construyan nuevas redes sanitarias, que serían utilizadas para desconectar el agua servida de las redes existentes de gran dimensión y garantizar su conducción hacia los interceptores sanitarios. Este caso implica que la red sanitaria se construye desde los interceptores de los cauces hacia aguas arriba. La ubicación de las nuevas redes deberá ser ubicada en vías de bajo tránsito y bajo esquemas de construcción que permitan reducir los impactos a la ciudad.

2.5.4.2 Sistemas urbanos de drenaje en áreas de desarrollo y centros urbanos de las parroquias rurales

En áreas en desarrollo con sistemas nuevos, se exigirán sistemas separados y reducción del caudal de agua lluvia a los niveles correspondientes al drenaje sin impermeabilización (condiciones pre desarrollo urbano). Las áreas de crecimiento urbano serán reguladas de acuerdo al Plan de Gestión y Uso del Suelo, la Ordenanza Verde Azul, la Ordenanza de Accidentes Geográficos, Riesgos Naturales y de Áreas Protegidas. La EPMAPS dotará de redes de drenaje con nivel de servicio 3 a barrios regulados. En el caso de no recomendarse el desarrollo urbano en cierta zona, se establecerán las razones que serán comunicadas a la respectiva Administración Zonal y secretaría respectiva, de acuerdo a las ordenanzas vigentes.

En áreas en desarrollo con sistemas existentes, la EPMAPS establecerá el nivel de servicio, transformando al mínimo la red existente en red de alcantarillado sanitario. La gestión de agua lluvia será compartida con los usuarios para desconectar el agua lluvia y promover su reúso.

2.5.4.3 Redes existentes convertidas en redes sanitarias

Una vez rehabilitada la red combinada existente, ésta será convertida en una red de alcantarillado sanitario de acuerdo al análisis de factibilidad económica realizado para el efecto. Se recomienda que la red de alcantarillado existente se convierta en red de alcantarillado sanitario en los casos en que sus diámetros son menores a 600mm. Estas redes podrán aceptar agua lluvia con caudales correspondientes a períodos de retorno menores a los 2 años. Gradualmente, la red existente ira reduciendo la cantidad de agua lluvia que recibe y transporta.

2.5.4.4 Sistemas obsoletos

Las redes existentes de mayor edad fueron ejecutadas en tuberías de hormigón centrifugado de hasta 600mm y de hormigón armado entre 600mm y 1000mm. Las secciones más antiguas de colectores de mayor dimensión fueron ejecutadas inicialmente en rocas y argamasa. En la actualidad, las tuberías se implantan en PVC y los colectores en hormigón armado.

Una red se declara obsoleta porque: (a) no cumple su función, pues ha sido reemplazada por otra que la hace innecesaria, en tal caso se procederá a su levantamiento o derrocamiento; (b) el nivel de daño exige la ejecución de una nueva línea; y, (c) representa una amenaza a las viviendas a las que presta servicio. Caso contrario, se procederá a su rehabilitación y puesta en operación de acuerdo a los criterios de diseño de redes de alcantarillado.

2.6 Separación de caudales en redes de alcantarillado combinado existentes

En la presente norma se establece una diferencia en la definición de las estructuras de derivación: se denomina separadores, a aquellas obras que permiten conducir los caudales mínimos hacia los interceptores de cauces de quebradas y ríos; y denomina desvíos, a los vertidos superiores que permiten conducir el agua lluvia hacia los tanques de tormenta o a una red con suficiente capacidad hidráulica para su conducción. En este acápite se desarrollan los criterios de diseño de los interceptores sanitarios y de los separadores de caudales.

2.6.1 Interceptores Sanitarios y Combinados

El objetivo fundamental de los interceptores es llevar las aguas residuales domésticas con una pequeña dilución, y los caudales del primer lavado hacia la planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR).

Un separador de caudal es una estructura especial implantada en la red de saneamiento urbano, cuya operación permite descargar aguas lluvias durante las tormentas y transitar los caudales sanitarios, o los caudales del primer lavado, desde la red hacia los interceptores sanitarios y finalmente hacia la planta de tratamiento de aguas servidas. Se podrán desarrollar derivaciones adicionales para el mantenimiento de estas estructuras, especialmente para el manejo de basura.

No se podrán descargar efluentes sanitarios sin tratamiento a cauces secos o a quebradas con flujo semipermanente, debiéndose proyectar un separador de aguas sanitarias de las aguas de lluvia y el respectivo interceptor primario a una planta de tratamiento, a un secundario o a otro interceptor, de conformidad a la propuesta contenida en el Plan Maestro y el Plan de Descontaminación de los Ríos de Quito. Descargas sanitarias temporales a un curso de agua podrán efectuarse mientras se implementan los respectivos interceptores y tratamientos.

2.6.1.1 Ubicación de los separadores e interceptores de caudales mínimos en alcantarillados combinados

Los interceptores sanitarios serán implantados en el área de amortiguamiento de los bordes de quebrada, donde se demuestre que se ha reducido el nivel de amenaza por roturas ocasionadas por erosión al pie o por deslizamientos en masa del talud en el borde de la quebrada. La ubicación será establecida en espacio público, caminería o vías. De no ser posible implantar una vía o acceso para el mantenimiento, el interceptor se implantará en la vía más cercana al borde de quebrada. No se implantarán marginales dentro del cauce, excepto que se lo vaya a atravesar, en cuyo caso se lo hará en tramos rectos y con la menor longitud posible. Los cruces elevados o subterráneos serán encamisados de modo que se garantice la vida útil del cruce. La Figura 2.27 muestra la ubicación de los interceptores con relación a los cauces existentes.

Para los interceptores de caudales mínimos implantados en sistemas existentes, se requieren diseñar y construir estructuras de separación de los caudales pluviales y sanitarios. Estas estructuras de separación tienen ingresos por los que recibe los caudales combinados; y dos salidas, una para la evacuación del caudal sanitario que continúa hacia la conexión de red existente, y otra para el caudal pluvial que, en condiciones de ocurrencia de una precipitación que genere escorrentía superficial, es desbordado desde el interior del separador y conducido hacia el cauce natural más cercano o hacia la red existente.

En todos los casos, la separación de los caudales sanitarios de los sistemas combinados se debe realizar mediante estructuras hidráulicas adecuadas, las cuales se ubicarán convenientemente en sitios cercanos a las descargas existentes, lo suficientemente alejadas de los bordes de las quebradas o cuerpos receptores, para evitar que se generen problemas de estabilidad en estas estructuras.

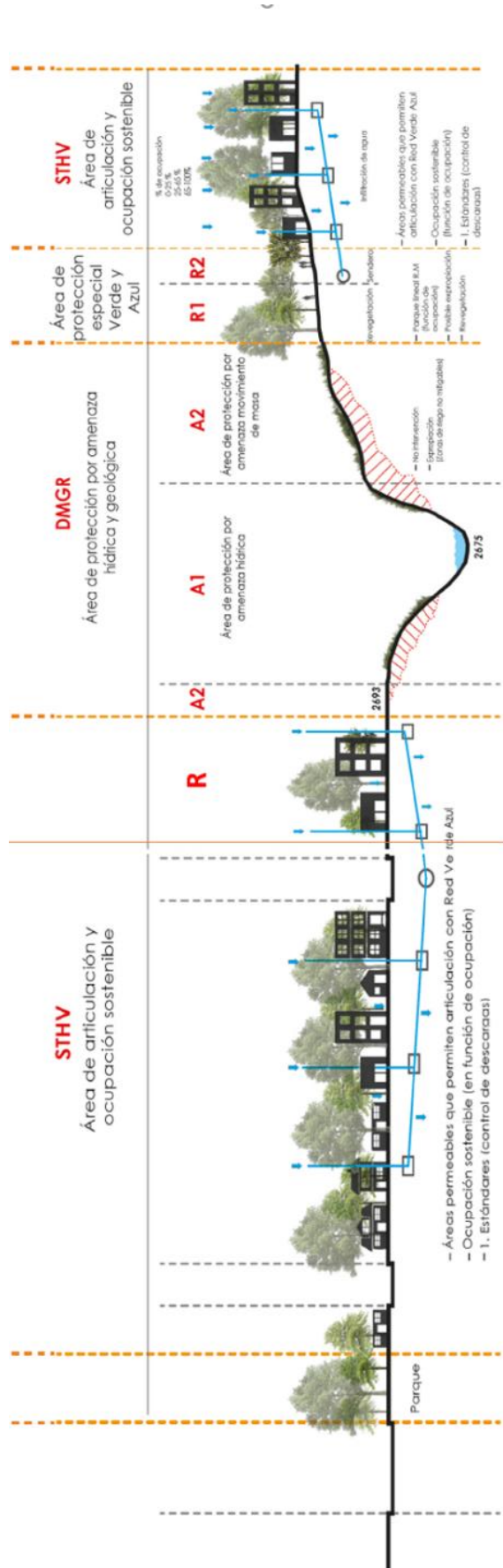


Figura 2.27. Ubicación de las estructuras con relación a los cauces existentes
Fuente: Plan Urbanístico complementario, 2023⁴⁷

⁴⁷ SHTV, SA, SGSG, EPMAFS. (2023), Plan Urbanístico Complementario, documento en proceso de aprobación.

2.6.2 Criterios de diseño de los separadores de caudal

Los criterios que rigen el diseño de los separadores de caudal se clasifican en: (i) ambientales; (ii) hidráulicos; y, (iii) operación y mantenimiento, y se describen a continuación:

2.6.2.1 Criterios ambientales

El cuerpo receptor es el cauce natural de una quebrada o un río, laguna o cuerpo de agua, que recibe la descarga de residuos líquidos. Se distingue en esta definición a los cuerpos artificiales de agua que serán regulados según la Norma Técnica y que dispondrán de su propia descarga hacia un cuerpo receptor. Los parámetros de calidad del agua residual doméstica se muestran en la tabla 2.15, que corresponde a los valores máximos permisibles de descargas desde el sistema de alcantarillado público hacia cuerpos de agua dulce.

Balance de Masa en Separadores de Caudal

El análisis se realizará en relación a la concentración media normada en el cuerpo receptor y a la concentración en el cauce que permitirá la recuperación de la vida acuática en el cauce. No se permitirá que existan descargas de aguas residuales durante los períodos secos a los cuerpos receptores. Durante el período lluvioso, el balance de masas se realizará tanto para el descargador en el sitio de la separación, así como en el sitio de entrega en el cauce.

$$Q_s C_s + Q_L * C_L = Q_d * C_d + Q_e * C_e = (Q_d + Q_e) * C_d \text{ (en el separador)}$$

$$Q_d C_d + Q_1 * C_1 = Q_2 * C_2 \text{ (en el río)}$$

En estas expresiones, Q_L , C_L , Q_s y C_s son los caudales y concentraciones que se establecerán en los tramos de ingreso, mientras que Q_e y C_e corresponden al emisario o red existente, Q_d y C_d corresponden al canal de salida del desborde en lluvia.

Monitoreo de la calidad del agua en los cauces y descargas

La condición de comparación o línea base corresponde a las concentraciones naturales de los solutos en el agua sin descargas antrópicas. La calidad natural del agua se define como la condición natural del agua, que corresponde a la situación original sin intervención antrópica más las situaciones irreversibles, o permanentes de origen antrópico. La determinación se realizará en función de los datos actuales de monitoreo a cargo de la SA (utilizando estaciones base), estudios de calidad del agua en las cuencas (EIA) y muestras específicas en sitios, que serán adecuados para el monitoreo permanente.

La determinación considera la calidad del agua en el cauce, los impactos de la actividad antrópica en la cuenca y la variabilidad anual del ciclo hidrológico, que tome en cuenta tanto las aguas superficiales como las subterráneas, y los procesos geológicos que influyan en su

ubicación dentro de la red de drenaje. Las series sintéticas serán generadas según el acápite 2.3.1 para su uso en la planificación técnica y el diseño. Las facilidades para el monitoreo serán establecidas según las directrices indicadas en 2.6.2.5.

Caudal de aguas residuales

El cálculo del caudal de agua residual doméstica, industriales, comerciales e institucionales se realizará de acuerdo a lo establecido en el numeral 2.2. Los caudales de agua residual serán estimados para un horizonte de diseño de 30 años.

Las estructuras de ingreso y procesos de tratamiento preliminar de las PTAR son invariablemente diseñadas para el caudal máximo horario de aguas residuales al final del período de diseño, más el caudal de infiltración. Los procesos de tratamiento primarios y secundarios son generalmente diseñados para caudales medios, con comprobación de bordes libres de las estructuras para absorber caudales superiores al medio diario. En procesos con altos períodos de retención es común la determinación de caudales posteriores por ruteo de flujo.

Tanto la tecnología, como el grado de tratamiento de las PTAR serán determinados por un proceso de modelación del cuerpo receptor para cargas contaminantes futuras y caudales mínimos, en donde se consideren aspectos como el grado de dilución de las aguas residuales, las características hidrológicas de la cuenca, la capacidad de depuración del cuerpo receptor y la funcionalidad hidráulica requerida en el tratamiento.

Caudal de conducción en emisarios y caudal de tratamiento de aguas residuales

En los tramos iniciales, los interceptores sanitarios conducirán caudales de agua lluvia con un período de retorno de 2 años, y hasta un período de retorno de 5 años, reduciéndose a lo largo de la línea de intercepción la relación de caudales sanitarios hasta niveles admisibles en el ingreso a la PTAR. El criterio para dimensionar la línea será conducir la basura y los sedimentos hacia zonas controladas para su remoción, deshidratación y transporte, y reducir los períodos de mantenimiento en la línea de los interceptores.

En los tramos finales del interceptor, la capacidad de evacuación de caudales sanitarios hacia la planta de tratamiento, debe estar acorde con la población de saturación esperada en la zona servida, o con el horizonte de diseño de los sistemas de separación y en concordancia con el diseño de la planta de tratamiento de aguas servidas a la que serán conducidos los caudales sanitarios; de ser posible, esta capacidad debe ser regulable para adaptarse fácilmente a eventuales cambios en la población servida futura. En todo caso, se determinará la influencia del caudal durante los períodos de lluvia, en los procesos de tratamiento. Las obras de llegada a la planta de tratamiento son el conjunto de facilidades ubicadas entre el punto de llegada del interceptor y los procesos de tratamiento preliminar. Las obras de aproximación a la PTAR deben dimensionarse para el caudal máximo instantáneo en el interceptor y comprobarse para

que no exista septicidad (períodos de retención mayores a 4 h) en condiciones de funcionamiento correspondiente a los caudales mínimos del primer año de operación.

Para el control de la contaminación del rebose del alcantarillado combinado, el diseño de las facilidades de intercepción y alivio de caudales por encima del máximo horario sanitario más la infiltración y el caudal del primer lavado de la cuenca, requiere de un análisis detallado que justifique su selección. La evaluación de alternativas de solución para control de la contaminación se debe efectuar con apoyo de un modelo de cálculo, para lo cual los pasos a seguir son los siguientes:

- La definición de las áreas de drenaje y selección del área de análisis detallado.
- El desarrollo de los datos de entrada para uso del modelo.
- El estudio de registros de precipitaciones de largo plazo para obtener un patrón de los eventos de lluvia.
- El desarrollo de lluvias sintéticas (12 meses) e intervalos de recurrencia de 2 años, para determinar la cantidad y calidad de varias alternativas de alivio para control de la contaminación, las cuales deben considerar posibilidades existentes de almacenamiento y tratamiento.
- La subdivisión del área típica y desarrollo de datos en función de uso del suelo, longitud de calles, población, y prácticas de limpieza, para ingreso al modelo de cálculo.
- El desarrollo de datos de caudal en tiempo seco en cantidad y calidad.
- Muestreo de campo para la determinación de la cantidad y calidad de las aguas combinadas y para calibración del modelo;
- El establecimiento de las características de la escorrentía (en cantidad y calidad), para varios eventos de lluvia, reales o sintéticos.
- Los modelos comúnmente usados en este análisis (SWMM, STORM, INFOWORKS, etc.) permiten establecer alternativas de diseño y almacenamiento del agua lluvia.
- Datos de costos de los componentes de las alternativas de estructuras de separación y líneas de marginales.

Los caudales de diseño de las estructuras de separación resultan de conciliar, para las condiciones de la tormenta o lluvia de diseño de la red, los caudales de diseño del interceptor, la máxima capacidad de la planta de tratamiento y los caudales de desvío o derivación desde el interceptor hacia puntos apropiados de vertido o instalaciones de almacenamiento, limpieza, remoción y/o tratamiento de los desbordes y residuos sólidos transportados por el sistema.

Las estructuras de almacenamiento adjuntas o parte de los marginales serán implantadas para su operación independiente de los separadores de caudal. Se recomienda su implantación en una ubicación posterior al separador, para manejar agua de mejor calidad y reducir los tiempos de mantenimiento. Las estructuras de separación permitirán separar y controlar los caudales mínimos dirigidos hacia los marginales; mientras que los almacenamientos serán dimensionados para entregar controladamente los caudales de demasía hacia el cauce. Este

esquema propuesto se puede lograr mediante la implantación de desbordes ubicados entre la salida del separador y el ingreso del almacenamiento y en la salida del almacenamiento.

El caudal de diseño del almacenamiento implantado fuera de la línea del interceptor corresponderá al caudal de lavado del área de aporte para un período de retorno de 2 años. La entrega desde estos almacenamientos será hacia la red existente o proyectada sanitaria, o hacia los interceptores de caudales mínimos. El volumen y diámetro de entrega de los almacenamientos será calculado según lo establecido en el acápite 2.9.

Diámetro mínimo del interceptor de aguas residuales

Definido el caudal de diseño, los restantes aspectos de diseño de los conductos interceptores mantendrán la normativa indicada en los numerales 2.2 y 2.3 de las presentes Normas. El interceptor sanitario tendrá un diámetro inicial de 600 mm, con una pendiente mínima que garantice el transporte de sólidos de fondo a través de todos los tramos.

Aguas subterráneas en los interceptores sanitarios

El acuífero de Quito constituye una reserva estratégica de agua dulce para la ciudad, su aprovechamiento requerirá el control de los niveles freáticos, eliminando las afectaciones a los subsuelos de grandes edificaciones. Los colectores e interceptores implantados en profundidad deben evitar la conducción permanente de estos caudales hacia el tratamiento de aguas residuales. Los caudales de infiltración serán regulados para que no superen el máximo establecido en la tabla 2.8.

2.6.2.2 Criterios hidráulicos

Implantación de separadores de caudal en los interceptores

Las ubicaciones de las descargas de las redes de drenaje y de los separadores corresponderán a la optimización de la red de drenaje, definida en un modelo numérico integrado de calidad del agua y flujo a gravedad en canales.

De acuerdo al esquema de solución previsto por el proyectista, los separadores de caudal serán implantados con el objeto de evitar durante los períodos secos el derrame de agua residual hacia los cauces, y permitir el paso del agua lluvia sin generar saltos hidráulicos en la estructura de separación o curvas de remanso hacia la red de ingreso.

Tanto en redes existentes, como en ramales de intercepción, se establecerá un número óptimo de separadores de caudales, de manera que se reduzcan los costos de operación y mantenimiento de la red de drenaje, considerando para el efecto un caudal a separar y una distancia mínima para la implantación de los separadores, de modo de garantizar siempre el cumplimiento de la normativa vigente.

Los separadores deberán ser conceptualizados como obras hidráulicas grandes, de modo que en los nuevos desarrollos se busque agrupar varias descargas pluviales, y en el caso de las redes existentes, se considere el límite de la capacidad hidráulica de la red y la posible implantación de un alivio de la red orientada a reducir el número de descargas y de separadores. En casos específicos, el proyectista recomendará la elaboración de modelos hidráulicos físicos de los esquemas de derivación, para establecer las dimensiones adecuadas, de ser necesario.

Debido a la topografía del Distrito Metropolitano de Quito, muchas de las estructuras de separación de caudales han sido construidas en sitios de fuerte pendiente, donde se presentan flujos con régimen supercrítico, con altas velocidades y gran turbulencia, condiciones que no son recomendables para el correcto funcionamiento de estas estructuras. En estos casos, se exigirá una aproximación en flujo subcrítico generado mediante una estructura de disipación de energía ubicada aguas arriba. De ser el caso, se realizará una modelación matemática o física de los separadores de caudal propuestos para evaluar el funcionamiento hidráulico, conocer cómo afecta la pendiente de la conducción de aproximación y el flujo de entrada en régimen supercrítico a la separación de caudales y realizar los ajustes correspondientes.

2.6.2.3 Criterios de operación y mantenimiento

Problemática de los separadores

Los principales inconvenientes de los separadores de caudal existentes en el DMQ, observados por el área de operación y mantenimiento de la EPMAPS y que deben ser evitados en los nuevos separadores a ser diseñados y construidos, o que deben ser solucionados mediante intervenciones en los separadores existentes, se describen a continuación:

Ausencia de Catastro Técnico. - Es necesario realizar un catastro de los separadores para ubicar e identificar, el tipo de separador de caudales existentes y su estado; de modo que sea posible ejecutar un apropiado plan de mantenimiento de las obras con la finalidad de permitir su funcionamiento correcto y minimizar el riesgo de descargar el caudal sanitario a los cuerpos receptores.

Fuertes pendientes. - En ciertos casos se ha identificado que los separadores de caudales existentes están implantados en tramos de fuerte pendiente, lo que genera que los desbordes no funcionen apropiadamente; y que, en algunos casos, se produzcan daños de las obras de desvío.

La operación del separador se modifica según la condición de flujo al ingreso de la estructura. Los orificios y vertederos requieren un flujo lento para una adecuada operación. En cuencas de montaña, las redes de alcantarillado funcionan en flujo supercrítico. El flujo rápido no podrá ser cambiado únicamente con el cambio de pendiente del tramo. La estructura de separación deberá considerar un dissipador de energía previo o integrado a la derivación de los caudales.

Sección del orificio insuficiente. - Cuando el orificio tiene un área transversal muy pequeña, esta se obstruye rápidamente ante la presencia de basura, sedimentos, piedras, escombros, etc.

Conducción del caudal de primer lavado. – Los diseños de los marginales construidos requieren mantener condiciones de flujo a gravedad en las conducciones, considerando la capacidad hidráulica instalada. El requerimiento de desbordes implica además la entrega controlada de caudales hacia la conducción, lo que genera la necesidad de tanques de retención implantados en línea con el marginal.

Manejo de la basura. – El principal problema en la operación y mantenimiento de los separadores es el manejo de la basura que ingresa a la red y que termina taponando las salidas del caudal mínimo. El primer criterio propuesto es llevarse toda la basura que trae la red hacia sitios de acopio y evacuación de residuos, ubicados en áreas públicas controladas. Estos sitios pueden también coincidir con los espacios destinados a manejar el primer lavado de las calles en áreas públicas. En este sentido, los separadores deben contar con accesorios para el mantenimiento, tales como placas de calibración, rejas gruesas y rejas finas, de modo de garantizar que la basura no se descargue a los cuerpos receptores. El criterio de reducir el número de descargas y de separadores también responde a la necesidad de establecer dimensiones adecuadas para el manejo de la basura en los separadores de caudal. El estándar técnico de los separadores debe desarrollarse también con el objeto de generar autolimpieza en las estructuras.

Geometría de las obras

El diseñador establecerá la ubicación de los conductos de ingreso y salida en niveles adecuados para evitar reflujos y cortocircuitos. Se evitará que las bocatomas funcionen en la transición de flujo a gravedad a flujo a baja presión, la formación de bolsas de aire o la obstrucción de las bocas de canales, por lo que se fijaran dimensiones adecuadas para conducir la basura, o en su defecto, pasos laterales, rejas y geometrías amplias, para la limpieza directa de la estructura. La geometría propuesta facilitará estas labores.

Labores de Mantenimiento de separadores

Mantenimiento Correctivo: Comprende aquellas actuaciones que se realizan al producirse averías; comprende tres tipos de acciones (detección, diagnóstico y solución de la avería). El mantenimiento correctivo de emergencia o bajo demanda, en cambio, se realiza como resultado de un problema observado o de la recepción de una queja específica; este requiere la implementación de una acción inmediata para resolver la emergencia. Además de conseguir la resolución de la incidencia, es importante que la información resultante del mantenimiento correctivo sea utilizada en el establecimiento de los programas de mejora/reposición del servicio para reducir el número de posibles emergencias en el futuro.

Mantenimiento Preventivo: Consiste en una serie de acciones planificadas que permiten disminuir las averías. Un buen mantenimiento preventivo permite anticiparse a las averías, mejorando el servicio y disminuyendo el costo de mantenimiento.

Esta planificación se debe realizar teniendo en cuenta los objetivos fijados o la calidad de servicio y los recursos disponibles y definiendo las acciones de forma selectiva; es decir, incidiendo en los puntos o elementos más críticos y los más probables de averiarse. El mantenimiento preventivo suele utilizar como herramientas la inspección y el análisis de los datos existentes sobre las áreas problemáticas detectadas en el pasado, lo cual servirá como guía a los equipos de mantenimiento para identificar la localización y la frecuencia con la que se tendría que realizar el mantenimiento preventivo; una correcta programación del mantenimiento preventivo asegura una atención integral al sistema y una adecuada frecuencia de mantenimiento.

Para el mejoramiento del funcionamiento hidráulico de los separadores de caudal existentes, que así lo requieran, durante el período de operación de los separadores se deberán implementar las siguientes acciones:

- **Realizar inspecciones y trabajos de mantenimiento después de eventos de lluvia importantes.** - Se deben realizar inspecciones y, de ser el caso, el mantenimiento de las estructuras, después de la ocurrencia de eventos climatológicos intensos, así como, con posterioridad a la ocurrencia de una lluvia de limpieza, para evitar la obstrucción de las estructuras e impedir que el caudal sanitario se descargue a los cuerpos receptores.
- **Facilidades de acceso.** - Se debe dotar a las estructuras de las facilidades de acceso expedito para las actividades de mantenimiento y limpieza de los separadores de caudal.
- **Campañas de concientización y control.** - Se debe realizar campañas de concientización y de control, para evitar que se deposite basura al interior de los pozos de revisión del sistema de alcantarillado; y realizar el control en fábricas, restaurantes, mecánicas, camales, etc. a fin de exigir que se implementen obras de retención de grasas y previo a incorporar las aguas al sistema de alcantarillado.
- **Actualización del Catastro Técnico.** - Es necesario que se regularice la actualización del catastro de los separadores existentes, para su integración en el Plan Anual de Operación y Mantenimiento.
- **Monitoreo.** – Los sitios de separación pueden ser utilizados como sitios de muestreo de calidad y cantidad de agua servida y agua lluvia. La línea base obtenida a partir de medidas durante al menos cinco años, permitirá la toma de decisiones para mejorar la operación de los sistemas de drenaje y de la calidad del agua descargada hacia los cauces y cuerpos receptores.

Facilidades de limpieza de sedimentos y material flotante

Un aspecto importante que debe tenerse en cuenta en los sistemas combinados es la variación de la calidad del agua combinada en relación con el hidrograma de escorrentía pluvial. Las primeras etapas del limbo ascendente del hidrograma tienen asociado normalmente el lavado de la escorrentía superficial de las áreas de drenaje, por lo tanto, tienen la mayor concentración de contaminantes urbanos. En períodos posteriores del hidrograma, las concentraciones disminuyen. El diseño de estructuras de control y alivio de caudales debe, por lo tanto, tener consideraciones respecto a este aspecto.

En lo que hace al control de sedimentos ya que el mismo es una fuente significativa de problemas en los drenajes combinados, el control en la fuente del mismo puede ser ventajoso. Un ejemplo de control en la fuente incluye el implementar y mantener prácticas efectivas de control de la erosión para construcciones en el área de drenaje. Estas prácticas previenen que sedimentos sean transportados a la entrada del alcantarillado durante eventos de lluvia. El barrido frecuente de las vías también ha probado ser efectivo para reducir la carga de sedimento al sistema de alcantarillado. El producto de limpieza de los aportes sólidos deberá disponerse conforme a la legislación ambiental vigente.

Un aspecto que se debe tomar en cuenta en el diseño de los colectores combinados es que se debe considerar un canal para el flujo permanente en condiciones óptimas de aguas servidas y un andén seco para que pueda circular el personal de operación y mantenimiento. Esto cuando las dimensiones del colector lo permitan.

Facilidades de medición y muestreo

Para una eficiente operación de los alcantarillados combinados resulta importante contar con puntos de seguimiento en distintos sectores del sistema de los valores tanto de caudales como de la calidad de las aguas residuales. En el Esquema de la Figura 2.28 se presenta una instalación tipo en una cámara de separación instalada en tuberías de redes de alcantarillado de diámetros menores.

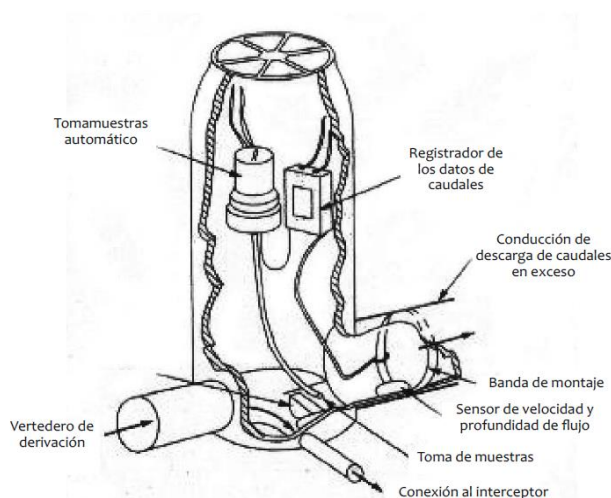


Figura 2.28. Facilidades de medición en redes de alcantarillado

Si bien lo óptimo es contar con instalaciones fijas y permanentes de medición y muestreo de los caudales, que permitan un control centralizado, lo más frecuente es instalar temporalmente equipos portátiles registradores de caudales, sensores de velocidad y profundidad de flujo y toma muestras automático.

En caso de redes principales de alcantarillado, las instalaciones para instalar instrumental deberán ser proyectadas particularmente. Se presentan en las figuras 2.29 y 2.30 algunas instalaciones tipo.

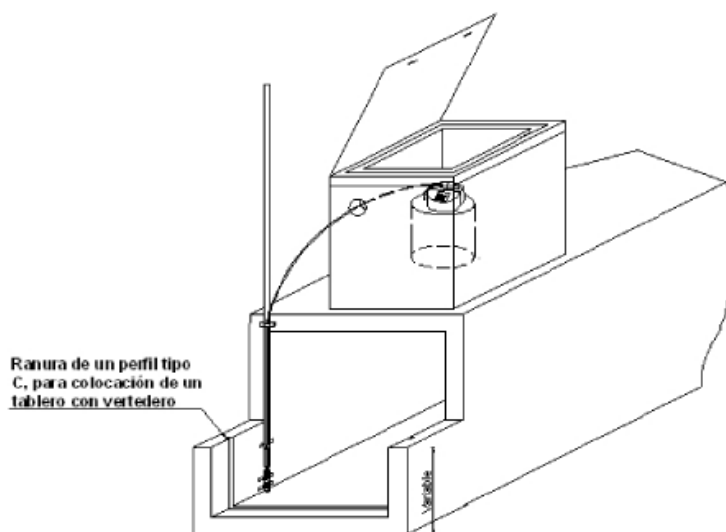


Figura 2.29. Facilidades de medición en redes principales

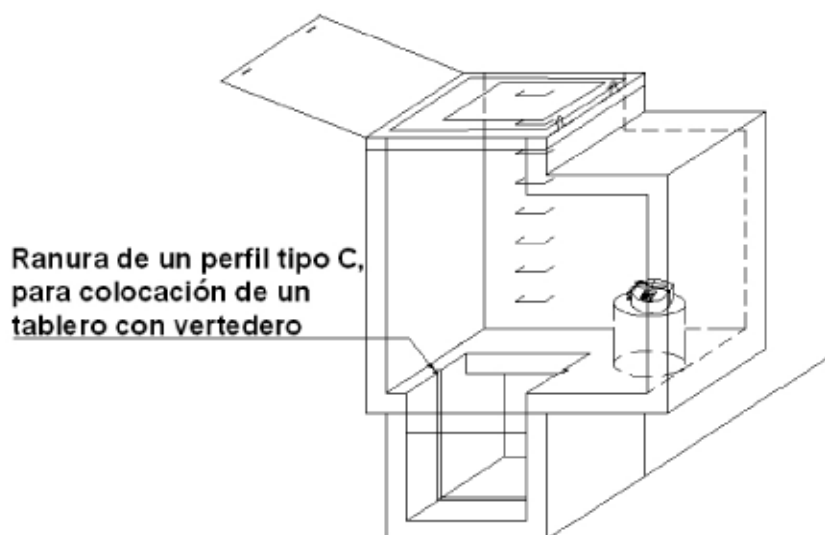


Figura 2.30. Facilidades de acceso en redes principales

Asimismo, para la operación de grandes separadores deberán proyectarse las instalaciones para la instrumentación de registro de caudales y niveles, como también las instalaciones que posibiliten su regulación. Para conocer las relaciones lluvia - caudal del sistema de alcantarillado combinado, se debería, además instalar, en caso de no contar con información

pluviométrica en la cuenca de aporte, pluviógrafos que registren contemporáneamente con los registros de caudal y calidad del agua residual

Otras Facilidades

En grandes colectores o embaulamientos contruidos in situ con dimensiones superiores a 2,50 metros de altura, se deberá prever facilidades de operación y mantenimiento tales como accesos cómodos y seguros, andenes, iluminación, monitoreo electrónico, etc.

Para fines de mantenimiento, en estructuras especiales se debe prever en los diseños un bypass, dos estructuras o una estructura con doble cámara, etc., buscando un balance entre economía y operación eficiente de la estructura.

Mantenimiento de las facilidades

Las operaciones de mantenimiento, necesarias, son las siguientes:

- **Mantenimiento Correctivo:** Comprende aquellas actuaciones que se realizan al producirse las averías. Existen al menos tres tipos de acciones: detección, diagnóstico y solución de la avería.
- **Mantenimiento Correctivo de emergencia:** El mantenimiento correctivo, de emergencia, o bajo demanda, se realiza como resultado de un problema observado o de la recepción de una queja específica. Requiere una acción inmediata para resolver la emergencia. Además de conseguir la resolución de la incidencia, es importante que la información resultante del mantenimiento correctivo sea utilizada en el establecimiento de los programas de mejora/reposición del servicio, reduciendo así en el futuro el número de emergencias.

Mantenimiento Preventivo: Consiste en una serie de acciones planificadas que permiten disminuir las averías. Un buen mantenimiento preventivo permite anticiparse a las averías, mejorando el servicio y disminuyendo el costo de mantenimiento. Esta planificación se ha de realizar teniendo en cuenta los objetivos fijados o de calidad de servicio y los recursos disponibles, definiendo las acciones de forma selectiva, es decir, incidiendo en los puntos o elementos más críticos y los más probables de averiarse.

El mantenimiento preventivo suele utilizar como herramientas la inspección del tanque y el análisis de los datos existentes sobre las áreas problemáticas detectadas en el pasado, lo cual servirá como guía a los equipos de mantenimiento sobre la localización y la frecuencia con la que se tendría que realizar el mantenimiento preventivo, obteniendo así unos resultados más efectivos. Una correcta programación del mantenimiento preventivo asegura una atención a todas las partes del tanque con la frecuencia suficiente para que los problemas puedan ser descubiertos y corregidos.

Plan de Mantenimiento

El Plan tiene que contemplar al menos los siguientes puntos:

- Política de stocks de recambios
- Evaluación y adquisición de equipos y herramientas necesarias
- Determinación del peso del mantenimiento por grupos de equipos
- Determinación de los grados de mantenimiento correctivo y preventivo a aplicar
- Medida de la fiabilidad y el tiempo técnico de reparación
- Generación de los documentos de seguimiento del plan y evaluación de resultados
- Mejora de equipos y de los sistemas

Para hacer un correcto mantenimiento preventivo es necesario llevar una planificación y control del mismo mediante la definición de un plan de mantenimiento preventivo, incluyendo la elaboración de un cronograma de las tareas a realizar; el registro de las revisiones realizadas, las anomalías detectadas y de las acciones correctoras para la revisión, actualización y mejora de los planes de mantenimiento preventivo y para el estudio de las averías y sus causas.

Inspección

Para las inspecciones deberá utilizarse un formulario o un check-list que el operario irá completando de forma ordenada. Los elementos a inspeccionar en cada visita, que deberán constar en el check-list como mínimo son:

- Comprobar la instalación eléctrica.
- Examinar el funcionamiento de los actuadores (bombas compuertas, clapetas, válvulas, etc.)
- Comprobar que las salidas no estén obstruidas.
- Registrar los sedimentos acumulados en el tanque y eliminarlos de ser posible.
- Examinar el correcto funcionamiento de los sensores.
- Buscar deterioros por corrosión.
- Buscar otras señales de deterioro.

Limpieza

En los tanques de cualquier tamaño la limpieza es una prioridad. La carga de contaminantes que arrastra el agua hacia estos tanques es muy importante; y, aunque no es habitual encontrar sedimentos gruesos de gran tamaño, el carácter cohesivo de los materiales en suspensión que decantan en los tanques puede llegar a formar depósitos importantes y difíciles de remover. En este sentido, una limpieza periódica y enérgica es la única forma de mantener limpios los depósitos. Esta limpieza puede automatizarse mediante diversos sistemas, sin embargo, normalmente hay que acompañar esta limpieza automática con una limpieza manual.

Referencias bibliográficas sobre separadores e interceptores

Para la utilización, diseño y dimensionamiento de estructuras de intercepción y separación, etc. se puede consultar las siguientes referencias:

- Hager, W.(1999), Waste Water Hydraulics: Theory and Practice, Springer-Verlag, New York
- ASCE (1992) “Design and Construction of Urban Storm Water Management Systems”. Manual of Practice, ASCE No. 60- WEF No. FD-20, published jointly by the American Society of Civil Engineers (ASCE) and the Water Environment Federation (WEF).
- EPA (1978) “Conventional and Advanced Sewer Design Concepts for Dual Purpose Flood and Pollution Control”. USEPA report No. EPA-600/2-78-090, Mayo de 1978.
- Federal Water Pollution Control (1978) “Combined Sewer Regulator Overflow Facilities”. Clean Water, Water Pollution Control Research Series, APWA, FWPCA Report 11022 DMU 07/70.
- EPA, (1979) “Verification of Water Quality Impacts of Combined Sewer Overflow. USEPA report EPA-600/2-79-155.
- Federal Water Pollution Control (1970) “Combined Sewer Temporary Under Water Storage Facility”. Clean Water, Water Pollution Control Research Series, FWPCA Report 11022 DPP 10/70.
- Biggiero, V. (1969), Scargatore di piena per fognature, criteri de progettazione, Estrato da Ingegneri, Periodico dell Ordine degli Ingegneri della provinza di Napoli, No. 57, Italia (en italiano).
-

2.7 Sistemas de alivio de caudales

En la presente norma, los sistemas de alivio de caudal se definen como obras de derivación del caudal pluvial en sistemas separados o como desbordes de agua lluvia desde sistemas combinados existentes hacia almacenamientos o redes con suficiente capacidad. Este criterio se diferencia de los separadores de caudal que derivan los caudales mínimos permanentes hacia los interceptores.

Durante los eventos de precipitación los aliviaderos de caudal permitirán que los caudales mínimos continúen dirigiéndose hacia la red existente; mientras que el caudal excedente se deriva hacia un colector pluvial, tanque de regulación o a un cauce natural siempre y cuando se cumpla con la normativa ambiental vigente.

Las estructuras de alivio serán implantadas en tramos que descargan hacia redes existentes con suficiente capacidad, que cuenten con almacenamientos superficiales de agua lluvia, o directamente hacia tanques de tormenta, cuyos volúmenes serán calculados para almacenar, durante un cierto tiempo de retención, los excesos de caudal de la tormenta de diseño. Los ductos de entrega de caudales desde el tanque de tormenta hacia la red principal o hacia los cauces, serán dimensionados para garantizar un tiempo lento de vaciado del tanque. Los tanques de almacenamiento de agua lluvia dispondrán de desbordes superiores para manejar el caudal de diseño cuando el tanque esté lleno.

La complejidad de los sistemas de alcantarillado combinado, determina que, para el análisis de la solución técnica más eficiente para el alivio de los caudales en redes, se utilicen modelos de simulación hidráulica que permitan manejar en conjunto, tanto el flujo de los caudales de tiempo seco, como los caudales de pico de las aguas de lluvia, la operación de las estructuras de alivio y de los canales de derivación, así como las descargas de las estructuras de vertido. Estos análisis deberán ser complementados con las evaluaciones ambientales y económico-financieras correspondientes. Los modelos comúnmente usados en este análisis son los siguientes: SWMM, STORM, INFOWORKS, etc.

2.7.1 Almacenamientos a ejecutarse en el futuro

El cambio gradual de la operación de las redes existentes permitirá planificar la ejecución sucesiva de varios tanques de tormenta en las cuencas urbanas. Los primeros tanques permitirán reducir la peligrosidad de la escorrentía no controlada en vías y espacios públicos. En primer término, se aceptará el funcionamiento en condiciones de presión de redes que tengan condiciones estructurales aceptables, para ejecutar retenciones posteriores que mejoren su capacidad hidráulica, siempre que no existan caudales de desborde en los pozos de visita. Sin embargo, si las redes han presentado roturas en el pasado o en las inspecciones realizadas se determina que evidencian la posibilidad de colapso, el proyecto contemplará la priorización y optimización del almacenamiento necesario para la rehabilitación, operación y mantenimiento de la red existente.

2.7.2 Riesgos remanentes en el sistema (alcantarillado pluvial)

Las redes serán diseñadas para los períodos de retorno establecidos en esta norma; sin embargo, la variación acelerada del área impermeable en la ciudad, el incremento de temperatura asociada a las áreas asfaltadas, la reducción del área verde urbana, etc., requerirán que el proyectista establezca las manchas de peligrosidad para el riesgo remanente no cubierto por las medidas estructurales propuestas para la gestión del agua lluvia urbana. El proyectista establecerá en sus recomendaciones varias medidas no estructurales y estructurales que puedan ejecutarse en el futuro para reducir estas amenazas hidrológicas. De existir medidas preliminares que se pueden adelantar, estas serán incorporadas al diseño propuesto.

2.7.3 Alivio de caudales en redes principales de alcantarillado

Los parámetros de diseño serán respaldados por el proyectista en la memoria técnica correspondiente. El período de diseño de los aliviaderos de caudal en redes principales corresponderá a 30 años, al igual que el correspondiente período de diseño de las redes principales. Se evitará implantar alivios de caudal en redes secundarias.

El caudal a derivar corresponde a la diferencia de caudal entre el caudal de diseño del desvío, calculado para un período de retorno de 25 años y el caudal que permanecerá en la red principal existente.

Los desbordes en redes principales se ejecutarán mediante vertederos que funcionarán en régimen de flujo subcrítico. El proyectista implantará las obras con las estructuras de disipación de energía cinética adecuadas al sistema de drenaje propuesto con el fin de asegurar un flujo lento en la derivación de caudales. Se verificará que el régimen de flujo en el tramo de alivio cumpla un número adimensional de Froude menor a 0,70.

Los vertederos y los canales de desvío implantados en las redes principales serán diseñados para períodos de retorno de 25 años, mientras que las condiciones para su operación segura serán evaluadas para períodos de retorno de 50 años. Los vertederos serán calculados para obtener en las redes aguas abajo del desborde relaciones de caudal menores a 0,60 en flujo permanente gradualmente variado.

El nivel de implantación del vertedero permitirá que la carga de sedimento de fondo que arrastra el canal existente continúe hacia aguas abajo. No se permitirán derivaciones de fondo hacia almacenamientos.

Canal en línea con la red

Según la evaluación hidráulica de las redes principales existentes, el proyectista revisará que la red ubicada aguas abajo funcione en términos económicos y seguros. Se evaluará la operación del canal de salida hacia la red para que funcione con una relación de capacidad máxima de 0,60.

Las estructuras implantadas a la salida hacia la red existente permitirán que el caudal de la red principal pase a través de un control hidráulico. La sección final de la estructura de salida se dimensionará de modo que permita el paso de basuras del sistema de alcantarillado, así como todo el caudal de tiempo seco y parte del caudal de tiempo de lluvia, para reducir la carga de sedimento derivada hacia el almacenamiento.

La pendiente de la solera en el eje de la red principal existente dispondrá de una pendiente adecuada para permitir la limpieza continua del tramo, se sugiere una pendiente de mínima del 5% en la solera del canal. No se permitirá la presencia de resaltos hidráulicos en el tramo de desvío, o sobre el vertedero. Se evitarán flujos ondulares sobre el vertedero, por lo que no se aceptarán tramos de canal en flujo crítico o resaltos débiles rechazados de la disipación de energía hidráulica previa.

Canal de derivación de caudales en exceso

Se recomienda que el canal de salida hacia el almacenamiento disponga de una pendiente adecuada para generar un flujo rápido, que permita el transporte continuo del sedimento, con una solera implantada en niveles que permitan mantener un flujo libre en la condición aguas abajo del vertedero. Si no es posible evitarla, la sumergencia en el extremo del canal aguas abajo modificará las expresiones de cálculo, y se verificará la operación a flujo libre del vertedero y los tramos de salida aún para el siguiente período de retorno. La evaluación se realizará en flujo gradualmente variado.

La línea de derivación podrá recibir caudales en su recorrido únicamente desde una estructura de derivación y no se permitirá el ingreso de caudales directamente de las redes existentes o proyectadas.

Evaluación de alternativas

La evaluación de alternativas de solución para control de la contaminación del rebose del alcantarillado combinado se debe efectuar con el apoyo de un modelo de cálculo, para lo cual se sugiere seguir la siguiente metodología:

- Definición de las áreas de drenaje y selección del área de análisis detallado.
- Selección y obtención de los datos de entrada para el modelo.
- Obtención del patrón de lluvia representativo a partir de los registros de precipitación histórica. El desarrollo de lluvias sintéticas de intervalos de recurrencia de 2, 5, 10, 25 y 50 años, para determinar la cantidad y calidad de varias alternativas de alivio para el

control de la erosión y la contaminación, considerando las posibilidades de almacenamiento y tratamiento existentes.

- Caracterización del coeficiente de escorrentía, en base a una subdivisión del área típica y desarrollo de datos en función de uso del suelo, longitud de calles, población, y prácticas de limpieza.
- Obtención de datos de caudal y calidad del agua en tiempo seco.
- Muestreo de campo para determinar el caudal y la calidad de las aguas combinadas para la calibración del modelo;
- Establecimiento de las características de la escorrentía (en cantidad y calidad), para varios eventos de lluvia, reales o sintéticos.
- Diseño hidráulico de las obras; considerando que, para el diseño de los aliviaderos es necesario que el flujo de aproximación sea en flujo subcrítico.
- Definición de los costos de los componentes de las alternativas
- Evaluación económica, financiera, ambiental y social.

Manejo de flotantes

Las dimensiones de las estructuras de alivio deberán considerar un factor de seguridad para evitar el taponamiento por basura y arrastres de sólidos. Los aliviaderos serán ubicados en tramos de la red principal con suficiente capacidad para reducir los tiempos de limpieza, disminuyendo en lo posible al mínimo el número de alivios. Al ingreso de los desvíos, el proyectista desarrollará sistemas de retención y limpieza de flotantes e implantará las facilidades para su deshidratación y acarreo vertical.

Monitoreo

Al tratarse de estructuras de control hidráulico, los inicios de derivaciones son sitios de mantenimiento periódico y son puntos adecuados para ubicar instrumentos de medida de niveles y muestreo de calidad del agua, sólidos suspendidos, etc. El proyectista preverá facilidades de operación y mantenimiento tales como accesos cómodos y seguros, andenes, iluminación, monitoreo electrónico, etc. Para fines de mantenimiento, en estructuras especiales se debe prever en los diseños un by-pass seco o húmedo, etc.

Para obtener detalles sobre los sistemas de alivio, se pueden consultar las siguientes referencias:

- Sotelo Ávila (1997), Hidráulica General Vol. I y II, Limusa, 562 p.
- May, R , C. Bromwich, C., Gasowski, Y., Rickard, C., (2003), Hydraulic Design of Side Weirs, ASCE press, 134 p.
- Hager, W. (2010), Wastewater Hydraulics, Springer-Verlag, 652 p.
- Yi Pan, Lin Li, et al, (2020), Hydraulics of Levee Overtopping, CRC press, 219 p.
- Chaudry, M. (2022), Open Channel Flow, 3rd ed, Springer Nature Switzerland, 563 p.

2.8 Sistemas de Drenaje Pluvial Sostenible

2.8.1 Funciones de los sistemas de drenaje pluvial

El drenaje Pluvial es un sistema constituido por tuberías, colectores e instalaciones complementarias que recolectan el agua de escorrentía producto de las precipitaciones pluviales con el objeto de controlar y manejar el agua de la lluvia que cae sobre las zonas urbanas; el agua captada es drenada hacia los cauces naturales para su vertido controlado, para evitar daños materiales y humanos; o es conducida hasta lugares adecuados para su almacenamiento y tratamiento para ser reutilizada para riego de jardines, cultivos o con fines estéticos en fuentes, lagos, etc.

Los sistemas de drenaje tradicionales incluyen redes de conducción y algunas instalaciones complementarias que facilitan su operación, mantenimiento y reparación. Una de las funciones más importantes de los sistemas de drenaje pluvial es evitar que se produzcan acumulaciones de agua en sitios no adecuados, lo que puede dar lugar a la acumulación y descomposición de materia orgánica, produciendo gases tóxicos que, además de tener un olor desagradable, son causantes de enfermedades. Asimismo, la función de los sistemas de drenaje es la de evitar que se produzcan daños materiales y pérdidas o afectaciones a los seres humanos producto de la escorrentía proveniente eventos de tormenta de cierta magnitud.

Los componentes básicos de un sistema de drenaje pluvial son los siguientes:

- Estructuras de captación que recolectan las aguas pluviales a través de sumideros, evitando que el agua circule de manera descontrolada.
- Estructuras de conducción que transportan las aguas captadas y recolectadas a través de conductos a gravedad hasta las estructuras de descargas.
- Estructuras de conexión que permite la unión de las tuberías de conducción
- Cámaras verticales para el acceso del personal de mantenimiento.
- Estructuras de descarga que permiten el vertido de las aguas captadas hacia los cuerpos receptores.
- Disipadores de energía para no generar daños en la parte final del alcantarillado, controlando los riesgos de erosión y sedimentación de los cuerpos receptores.
- Disposición final de las aguas pluviales que no requieran de tratamiento antes de su descarga a los cuerpos receptores; o sistemas de almacenamiento para el uso del agua para fines agrícolas o para reutilización en otros usos, en los que el agua pluvial puede requerir tratamiento.

Por otro lado, cuando se urbaniza un entorno natural, una parte importante de las superficies se impermeabiliza mediante las edificaciones, caminos, estacionamientos, entre otros; lo cual provoca que el agua, que antes se infiltraba, ahora escurra por la superficie y sea necesario recogerla, almacenarla, transportarla y verterla al entorno natural en puntos concretos. Como consecuencia de esta impermeabilización del terreno, el ciclo natural del agua se altera, produciéndose mayores volúmenes de escorrentía y mayores caudales. Además, el área

impermeable impide que la lluvia se infiltre en el terreno y que se recarguen los acuíferos. Como se observa en el esquema de la Fig. 2.31, mientras que, en condiciones naturales, el mayor porcentaje del agua producto de la precipitación se infiltra, debido a la impermeabilización del suelo producto de la urbanización, la mayor parte de la precipitación se convierte en escorrentía superficial.

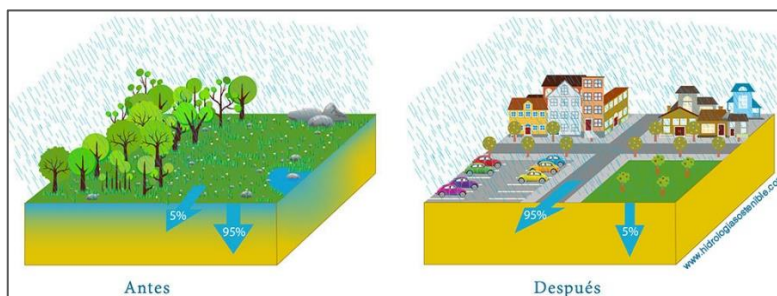


Figura 2.31. Modificación de la escorrentía debido a la impermeabilización del suelo

Fuente: www.hidrologiasostenible.com

La respuesta hidrológica de una cuenca urbanizada se ve modificada de manera importante con relación a sus condiciones naturales previas, debido al incremento de las zonas impermeables en su superficie y debido a la construcción de colectores, cunetas y canales que aumentan la velocidad del agua que fluye hacia aguas abajo de la cuenca produciendo una alteración del drenaje artificial y natural. El criterio tradicional de drenar lo más eficiente y rápidamente posible el área urbanizada afecta a las zonas situadas aguas abajo, pues el hidrograma de respuesta a un determinado evento de lluvia se ve modificado con el incremento del volumen de escorrentía y del caudal máximo; así como con la reducción del tiempo de concentración. Como consecuencia, la frecuencia de inundaciones provocadas por la escorrentía también se incrementa.

2.8.2 Funciones del drenaje urbano sostenible

La gestión sostenible del agua lluvia está orientada a dotar a los sistemas de drenaje urbano de funciones adicionales para promover diferentes objetivos, tales como: revertir los daños ocasionados por la escorrentía no controlada, reducir la inversión en infraestructura de drenaje, promover el mejoramiento de la calidad del agua utilizada en las ciudades y racionalizar el uso del recurso hídrico en las ciudades. Estos múltiples objetivos pueden obtenerse mediante la aplicación de diversas estrategias para dotar a los sistemas de drenaje urbano de funciones adicionales orientadas a lograr sostenibilidad en el desarrollo urbano, los recursos naturales y el medio ambiente.

La estrategia a aplicar está enfocada en facilitar la reintroducción de los componentes del ciclo del agua del proceso lluvia – escorrentía natural al medio urbano; en el marco de la estrategia mencionada, el drenaje pluvial sostenible tiene las siguientes funciones: Retrasar, Retener,

Almacenar, Reutilizar, y sólo cuando sea necesario, Drenar⁴⁸. La Tabla 2.36 muestra la descripción de estas funciones. Es importante tener en cuenta que la aplicación de estas funciones debe ser compatible con el uso actual y/o deseado del espacio público, de manera que el manejo sostenible del drenaje no compita con las funciones del espacio público, sino que se integre a ellas.

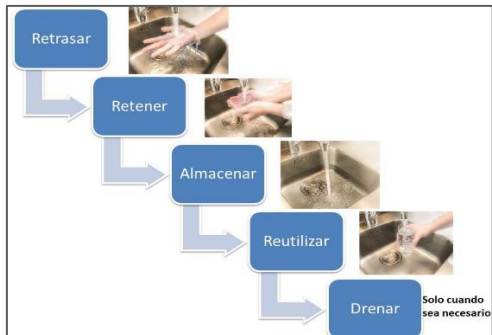


Figura 2.32. Funciones del drenaje urbano sostenible
Fuente: *Hacia una Ciudad de México Sensible al Agua*

Tabla 2.36. Funciones del drenaje urbano sostenible

<u>Retrasar:</u>	El diseño de infraestructura para retrasar la escorrentía, está asociado al tipo de superficie con el cual tienen contacto los primeros milímetros de lluvia. Superficies rugosas y absorbentes (como la vegetación) son las más idóneas para aplicar esta función. Por el contrario, superficies duras y lisas transformarán inmediatamente la lluvia en escorrentía superficial.
<u>Retener:</u>	La retención del agua lluvia en espacio público se consigue mediante la creación de espacios de acumulación temporal de escorrentía, de manera que se para retrasar su ingreso al sistema de drenaje urbano. Las estrategias de retención temporal de agua lluvia deben ser aplicadas en el momento y lugar donde cae la lluvia; el diseño debe permitir que el volumen de agua que se ha logrado retener temporalmente, tenga la posibilidad de infiltrarse a capas subterráneas del suelo, o volver a la atmósfera por evapotranspiración.
<u>Almacenar:</u>	El almacenamiento de agua lluvia depende de la escala de aplicación de las estrategias previstas. Por ejemplo, promoviendo su infiltración hacia los acuíferos para su posterior y potencial explotación a escala regional; o mediante el almacenamiento del agua lluvia en tanques y cisternas a una escala local o barrial.
<u>Reutilizar:</u>	La reutilización está orientada a suplir las necesidades de agua para diferentes usos, como riego de áreas verdes en épocas de estiaje o para fines recreativos en el espacio público, reduciendo al mismo tiempo el uso de agua potable para dichos fines. La infraestructura destinada a almacenar agua lluvia debe contar con una serie de interceptores de residuos sólidos y partículas que pueden ser acarreadas por la escorrentía urbana, de manera que no se bloqueen los sistemas que facilitan la reutilización del agua. La reutilización tiene un límite en la cantidad y la calidad disponible del agua.
<u>Drenar:</u>	El drenaje hace referencia a la acción de evacuar las aguas pluviales lo antes posible al ramal de alcantarillado existente. Si bien se considera al drenaje como la última opción para el drenaje sostenible, se debe tomar en cuenta que la infraestructura de drenaje sostenible utilizada para retrasar, retener, almacenar y reutilizar el agua, tiene un caudal máximo de funcionamiento, por lo que el diseño debe incluir soluciones para que, una vez alcanzado dicho caudal máximo, el agua se dirija a las redes existentes de drenaje.

⁴⁸ http://www.urbanisten.nl/wp-content/uploads/2016.07.21_Reporte_CAF_Urb-EP_Ir-2.pdf

El diseño de drenajes sostenibles es un concepto de cooperación interdisciplinaria entre la gestión del agua, la gestión de riesgos, el diseño urbano y la planificación territorial, que incorpora componentes del ciclo del agua en estrategias de sostenibilidad ecológica, social, económica y cultural⁴⁹. Específicamente, para efectos del diseño de SUDS, se adoptarán aquellos criterios del concepto, asociados a la reintroducción de componentes del ciclo natural del agua en el manejo de la escorrentía superficial y el drenaje urbano, que sean aplicables.

El resultado esperado de la aplicación de los criterios mencionados, en el orden propuesto, busca tener los siguientes impactos positivos en el entorno urbano:

- Prolongar el tiempo de respuesta del sistema de drenaje urbano existente.
- Promover la evapotranspiración.
- Promover la infiltración.
- Incrementar el área de cobertura vegetal.
- Incrementar los índices de biodiversidad en el entorno urbano.
- Reintroducir ecosistemas que han sido desplazados por el proceso de urbanización.
- Remover contaminantes acarreados por la escorrentía urbana.
- Promover el uso y la apropiación de espacio público.

La aplicación de estos criterios dependerá de muchas variables tales como la topografía, la disponibilidad de espacio público, la intensidad del evento de precipitación, el caudal máximo de diseño, etc.

2.8.3 Gestión sostenible de los sistemas de drenaje urbano.

El desarrollo de los Sistemas de Drenaje Pluvial Sostenibles tiene por objeto incorporar la gestión del agua lluvia dentro del funcionamiento y la dinámica de las ciudades desde enfoques eco-sistémicos, cuyas medidas propuestas tengan por referencia las cuencas hidrográficas en que se encuentran insertas las áreas urbanas. El diseño de los sistemas de drenaje pluvial requiere incorporarse en el análisis la red de drenaje natural, para armonizar y complementar su operación con la red de drenaje artificial.

La intervención urbana propuesta tendrá por meta ejecutar planes locales de construcción y rehabilitación de sistemas de drenaje urbano para la gestión integral del agua lluvia en términos de cantidad, calidad y utilidad social. El objetivo de los estudios de drenaje pluvial será el establecer como gestionar el incremento de caudales máximos generados por una lluvia intensa, ocasionado por la urbanización propuesta o regulada. Esta gestión del exceso de caudales pluviales será propuesta en términos de respeto y recuperación del drenaje natural, previsión y reducción del impacto que ocasionaría la descarga de caudales a los cuerpos receptores, en términos de cantidad y calidad del agua lluvia descargada. Además, la red, pretratamientos y

⁴⁹ Hoyer, J., W. Dickhaut, L. Kronawitter, B. Weber (2011). Water Sensitive Urban Design – Principles and Inspiration for Sustainable Stormwater Management in the City of the Future – Manual. HafenCity Universität, Hamburg.

tanques de almacenamiento del agua lluvia serán dimensionadas para reducir el riesgo asociado a la escorrentía no controlada sobre las vías, ocasionada por la ausencia o insuficiencia de la red de drenaje.

Hasta hace pocos años, los proyectos de drenaje urbano estaban centrados únicamente en la “*cantidad*” a evacuar de agua de escorrentía, sin tener en cuenta la “*calidad*” del agua drenada que era vertida al medio.

Los sistemas de alcantarillado tradicional estaban diseñados con el objetivo de evitar inundaciones, sin considerar el potencial daño ambiental intrínseco al vertido al medio de un agua de escorrentía que arrastra una cantidad considerable de carga contaminante. Para solucionar este vacío, actualmente se promueve una modificación en el planeamiento urbanístico considerando nuevas técnicas de drenaje que gestionen de forma eficiente tanto la cantidad como la calidad de las aguas de escorrentía urbana para promover que la respuesta hidrológica de una zona urbanizada sea lo más parecida posible a la que tenía en su estado original.

El diseño actual está orientado a la implantación de sistemas de drenaje que utilicen soluciones alternativas complementarias a la evacuación directa; utilizando el almacenamiento temporal del agua de la escorrentía, ya sea para restituir los volúmenes con gastos menores, una vez que pasan los períodos críticos de mayores caudales o de mayor concentración de contaminantes, ya sea, mediante la disminución de los volúmenes de escurrimiento por medio de la infiltración en el suelo⁵⁰ o bien, mediante una combinación del almacenamiento y la infiltración.

El almacenamiento permite retener temporalmente un cierto volumen de la escorrentía y diferir el tiempo de ingreso de estas aguas lluvia a la red de drenaje o la descarga de dichos caudales a los cauces receptores. Este diferimiento, dependiendo del volumen retenido, permite reducir el caudal máximo del hidrograma y evacuar el mismo volumen en un tiempo más largo.

Los sistemas de drenaje para el manejo de las aguas pluviales constituidos, de forma complementaria o alternativa, por los sistemas urbanos de drenaje sostenible (SUDS). puede realizarse a través de medidas estructurales o no estructurales; las primeras, manejan la escorrentía a través de algún elemento constructivo o mediante la adopción de criterios urbanísticos específicos; mientras que las segundas, no requieren la construcción de infraestructura ni tampoco incluyen actuaciones directas sobre la red de drenaje. La Tabla 2.37 muestra algunos ejemplos de medidas estructurales y no estructurales para el manejo sostenible del drenaje urbano.

Las medidas estructurales incluyen áreas de bio-retención, cubiertas verdes, cunetas verdes, depósitos de lluvia, depósitos enterrados de detención, depósitos superficiales de detención, depósitos y estanques de infiltración, drenes filtrantes o franceses, estanques de retención,

⁵⁰ Ministerio de Vivienda y Urbanismo de Chile,(1996), Técnicas Alternativas para Soluciones de Aguas Lluvias en Sectores Urbanos, Guía de Diseño, Santiago.

filtros de arena, franjas filtrantes, humedales artificiales, pozos y zanjas de infiltración, así como la construcción de superficies urbanas permeables. Varias de estas medidas requieren actuaciones de entes privados en sus predios o de otras instituciones encargadas de las obras públicas (como el uso de pavimentos permeables, tanques o dispositivos de tormenta en edificios, utilización de materiales y superficies permeables, diseño urbanístico inspirado en el concepto de infraestructura verde o sistemas naturales de captación de agua); mientras que otras, tienen una escala mayor y deben ser implementadas a nivel público. La Tabla 2.37. presenta una descripción de los elementos de diseño de este tipo de desarrollos y sus objetivos.

Tabla 2.37. Algunas medidas estructurales y no estructurales para el manejo sostenible del drenaje urbano

Manejo Sostenible del Drenaje Urbano⁵¹	
<i>Medidas estructurales</i>	- Mejoramiento de la calidad del agua de escorrentía para recuperar las funciones ambientales de los cauces receptores del agua lluvia a través de infraestructura verde, o elementos de pretratamiento biológico del agua lluvia. - Estanques de bioretención o alcorques, canales vegetados o elementos de transición, pavimentos permeables, lechos de infiltración subsuperficial y distribuidores de caudales a nivel.
<i>Medidas no estructurales</i>	- Minimizar los impactos del desarrollo previsto - Preservar los patrones naturales y flujos naturales - Proteger áreas sensibles relacionadas a la naturaleza, la cultura o geológicas - Minimizar el movimiento de tierras y la compactación del suelo tras la intervención - Reducir áreas impermeables e incrementar el área verde y permeable.

Las medidas no estructurales en cambio, se circunscriben a la ejecución de programas de educación y concientización, tienen una fuerte componente de participación ciudadana; e incluyen la operación y mantenimiento de colectores, cunetas y canales, limpieza de calles para reducir la acumulación de contaminantes que pueden ser arrastrados por el agua de escorrentía superficial; así como la implementación de incentivos para el re uso de las aguas pluviales por parte de la ciudadanía.

La Figura 2.33 muestra la clasificación del drenaje sostenible y en la Tabla 2.38 se presentan algunos elementos de drenaje aplicables a nivel público y sus objetivos.

Para efectos de la presente Norma, se describen las actuaciones estructurales a nivel público, constituidas por los depósitos de almacenamiento de lluvias y los sistemas de infiltración concentrados. Las actuaciones a nivel privado son motivo de otra normativa complementaria⁵²

⁵¹ Adaptado de USACE (2013), Army LID Technical User Guide, BA, 364 p.

⁵² Estándar de recolección y reutilización de aguas lluvias, documento en trámite de aprobación

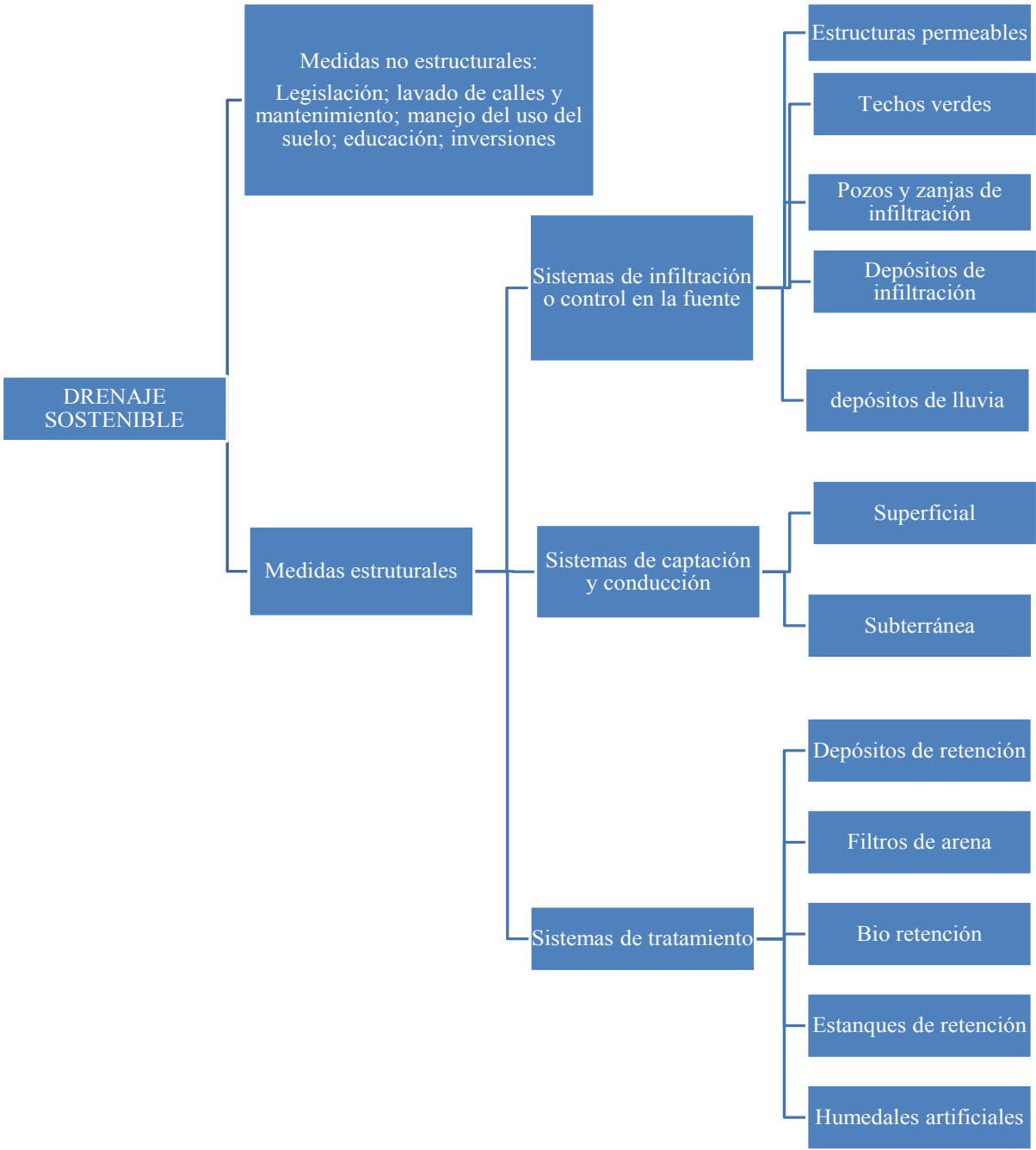


Figura 2.33. Clasificación de los sistemas de drenaje sostenible

Fuente: Adaptado de Sánchez-Sabau et al., 2018⁵³

⁵³ Sánchez -Sabau, S., Sabau M., Montero, L., González-Coneo, J., Abellán, A., Osorio, C. (2017), A look to the sustainable draining systems: criteria of sustainability and successful cases, International Journal of Conservation Science, Volume 8, Issue 3, July-September 2017: 453-464

Tabla 2.38. Elementos de diseño aplicables a nivel público y sus objetivos

Tipo de desarrollo	Elemento de diseño	Descripción y objetivos
Espacio abierto, llanura de inundación, infraestructura verde y área de infiltración	Pavimento modular	Superficie modular para infiltrar el agua de lluvia
	Pavimento natural	Superficie natural para infiltrar el agua de lluvia
	Cenagal, terreno pantanoso	Área con vegetación para transportar e infiltrar el agua de lluvia
	Filtro drenante	Zanja de grava para drenar el agua de lluvia y mejorar su calidad
	Estanque de infiltración	Depresión con área de vegetación para infiltrar el agua de lluvia
	Humedal	Estanque de retención con vegetación acuática para tratar el agua de lluvia
	Estanque de retención	Estanque artificial para almacenar agua y liberarla lentamente
	Bio-retención	Depresión rellena con una mezcla de suelo con vegetación para retener el agua de lluvia
Espacios entre infraestructuras	Estanque de infiltración	Depresión con vegetación para infiltrar el agua de lluvia
Zonas de pendiente	Retención natural	Zona de pendiente con vegetación para infiltrar el agua de lluvia

Fuente: Adaptado de: Rodríguez et al, 2014⁵⁴

2.8.4 Criterios mínimos e instalaciones complementarias

Los elementos de la red de drenaje permitirán recoger, transportar, descontaminar, retener, infiltrar y evacuar el agua de lluvia desde las áreas de drenaje local, directamente relacionadas al micro área a intervenir. Los criterios de diseño combinan conceptos de manejo sostenible del drenaje urbano y de incorporación del agua en el espacio público. Es imprescindible la integración de estos dos conceptos al momento de proponer el diseño de la infraestructura y es importante recalcar que las propuestas de intervención en el espacio público son complejas y deben tomar en cuenta distintas variables para equilibrar el efecto deseado de manejar la escorrentía de una manera sostenible, pero asegurando que no se comprometa la seguridad de los ciudadanos, la función recreativa y la movilidad en el espacio público.

Se prevén cuatro estrategias de gestión sostenible del agua lluvia en la ciudad de Quito:

- 1) Retención obligatoria de caudales pico en todos los niveles de edificabilidad;
- 2) Separación de redes y prohibición de redes combinadas en nuevos desarrollos;
- 3) Conversión gradual de las redes existentes en redes sanitarias o pluviales rehabilitadas

⁵⁴ Rodríguez, M., Cuevas, M., Martínez, G. (2014), Planning criteria for Water Sensitive Urban Design, The Sustainable City IX, Vol. 2, Transactions on Ecology and The Environment, Vol 191, p. 1579-1592

- 4) Desarrollo de interceptores de las descargas de aguas residuales domésticas que actualmente se drenan hacia los cauces, para que sean conducidas a una planta de tratamiento antes de su descarga al ambiente.

El sistema de drenaje en su conjunto debe ser eficiente y respetuoso con el medio ambiente circundante, para lo cual debe considerar los siguientes criterios:

- La frecuencia de eventos que superen la capacidad de la red debe ser económicamente compatible con el daño causado por tales eventos a los asentamientos residenciales y productivos atendidos;
- Los caudales máximos suministrados a las masas de agua receptoras no deberán superar su capacidad hidráulica natural;
- Las cargas contaminantes de efluentes procedentes de vertidos de aguas pluviales y del tratamiento deben cumplir con las regulaciones ambientales vigentes, debido a la acumulación de los mismos.

Estos criterios deben ser respetados, para cualquier tipo de sistemas de alcantarillado, sean combinados (unitarios) o separados, para lo cual, estos deben estar equipados con sistemas adecuados de separación, almacenamiento y descarga. En particular, la retención de agua lluvia será dimensionada para regular el caudal de descarga a los cauces y redes. En atención a las regulaciones legales (Ordenanza 048⁵⁵), los nuevos desarrollos deben contar con una red separada; mientras que, para los sistemas combinados existentes, se deberán introducir los cambios necesarios, justificados con el análisis de las condiciones de ingeniería, condiciones ambientales y factores económicos para cada situación específica. La conversión gradual de las redes existentes en redes separadas requerirá reducir los caudales drenados desde las áreas de aporte, mediante almacenamientos temporales. Para efectuar la rehabilitación de la red existente, se recomienda la implantación de alivios de caudales de agua lluvia hacia tanques de almacenamiento y el desvío temporal de los caudales durante la ejecución de las labores de mejoramiento de la red existente. La solución propuesta en el diseño del drenaje pluvial buscará la combinación óptima de las medidas propuesta para reducir los costos de ejecución y mantenimiento, y maximizar los beneficios esperados.

El desarrollo de los marginales sanitarios en los bordes de las quebradas requerirá el desarrollo de separadores de caudales y sistemas de limpieza del material retenido, con el objeto de reducir las descargas de aguas servidas a los cauces.

Parámetros de calidad del agua Lluvia

La gestión sostenible del agua de lluvia puede plantearse tanto desde la minimización de los vertidos a cuerpos receptores en tiempo de lluvia, como desde los posibles usos del recurso donde la calidad del agua no demande su potabilización.

⁵⁵ Ordenanza Metropolitana No. 048-2022, Reformatoria al Libro III.5 del Título V del Código Municipal, que incorpora el Capítulo IV.1 de la Contribución Especial de Mejoras de Alcantarillado Pluvial y Drenaje Pluvial.

Para la definición de los parámetros de calidad de agua lluvia, se considera el recorrido del agua desde la precipitación, seguido del primer contacto con la superficie, su paso por tejados y tránsito por la superficie de la ciudad, su paso por los SUDS, así como el ingreso a colectores e instalaciones asociadas (como, por ejemplo, tanques tormenta).⁵⁶

En esta norma se consideran los parámetros más significativos derivados de estudios internacionales⁵⁷, dichos parámetros son los siguientes:

1. Sólidos suspendidos totales (SST)
2. Nitrógeno total Kjeldahl (N)
3. Fósforo total (P)
4. Demanda bioquímica de oxígeno (BBO)
5. Demanda química de oxígeno (DQO)
6. Potencial de hidrógeno (pH)
7. Coliformes fecales (NMP)

Mientras el agua lluvia avanza en su recorrido, el volumen de captación incrementa, así como incrementa la carga contaminante, ya que a su paso aumenta el número de fuentes de aporte de contaminación.

2.8.5 Captación superficial de agua lluvia en áreas urbanas

La gestión integrada del agua lluvia en áreas urbanas requiere la captación del agua lluvia en edificaciones, áreas naturales, áreas verdes, espacios públicos y vías.

2.8.5.1 Captación en viviendas y espacios públicos

El agua que cae directamente sobre techos de viviendas deberá ser almacenada de acuerdo al estándar de edificación emitido por la Secretaría de Territorio Hábitat y Vivienda⁵⁸. El agua captada de patios puede ser separada del agua de techos por su nivel de contaminación y remitida directamente al sistema de alcantarillado existente (sanitario o combinado). El agua almacenada será entregada a la red a través de una tubería cuyo diámetro permita detener el agua al menos 30 minutos. La conexión se realizará mediante una caja separada de conexión domiciliar de aguas lluvias, ubicada fuera de la línea de fábrica, que descarga la red interna hacia la red pública existente.

⁵⁶ Llopart-Mascaró, A., Gil, A., Martínez, M., Puertas, J., Suárez, J., Del Río, H., Paraira, M., Caracterización analítica de las aguas pluviales y gestión de las aguas de tormenta en los sistemas de saneamiento, Barcelona.

⁵⁷ Llopart-Mascaró, A., Gil, A., Cros, J., Alarcón, F., & Goytisolo, J.A. (2008). Guidelines for on-line monitoring of wastewater and stormwater quality.

⁵⁸ Secretaría Técnica de Hábitat y Vivienda (2023) Estándar de edificabilidad en proceso de actualización

Las urbanizaciones nuevas desarrollarán drenajes separados y tanques de almacenamiento de agua lluvia. Los tanques de almacenamiento serán dimensionados de acuerdo al estándar de permisos de edificabilidad emitidos por la STHV. En lo que no conste en el referido estándar, se procederá de acuerdo a lo establecido en esta norma técnica. El reúso del agua lluvia no será obligatorio, aunque será motivo de incentivos y exenciones regulados por las empresas públicas municipales y las secretarías metropolitanas. Del mismo modo, el reúso del agua gris tampoco será obligatorio.

La Figura 2.34 muestra algunos ejemplos de jardineras inundables y en la Figura 2.35 se observan ejemplos de cisternas de agua lluvia para su reutilización. Esta estrategia permite retener, almacenar y reutilizar el agua lluvia para un posterior uso, sea para riego en época de estiaje, como para recreación y paisajismo; cuando se utilizan estas estructuras, es importante que el diseño incluya interceptores de residuos sólidos y partículas sólidas para evitar su acumulación en la cisterna.



Figura 2.34. Jardineras inundables



Figura 2.35. Cisternas de agua lluvia para retener, almacenar y reutilizar el agua para riego en época seca

2.8.5.2 Captaciones en quebradas ubicadas al final de áreas naturales para proteger redes

Al inicio de las áreas urbanas, al pie de las quebradas de las cuencas altas se implantarán captaciones para proteger la infraestructura de la red de drenaje existente. La infraestructura de protección de las redes existentes será desarrollada en el área cercana al inicio de las redes.

El volumen de retención de agua lluvia y lodos será estimado determinando los volúmenes de sólidos que se desplazarán hacia la captación en el escenario de amenaza alta. El nivel de amenaza permitirá ubicar las ventanas en las torres de captación para generar redundancia, mantener la función de la captación durante los eventos y reducir los riesgos para los operadores, durante las labores de vaciado y limpieza de los cuencos.

Los criterios de seguridad exigen además la implantación de rejas gruesas en las bocatomas, puentes de acceso, caminería de acceso para la maquinaria, etc.



Figura 2.36. Captación quebrada Caicedo

2.8.5.3 Captación en espacios públicos urbanos

El agua lluvia que cae directamente en espacios públicos urbanos será retenida al interior de estos espacios en diferentes modos, que van desde deprimir los niveles de terreno para almacenar y luego evaporar el agua lluvia, almacenar el agua de escorrentía en tanques enterrados, con prefiltros para el agua captada para mejorar su calidad antes de descargarla a la red pública, o almacenar el agua para infiltrarla hacia los acuíferos, cuando la permeabilidad del subsuelo lo permita. La Figura 2.37 muestra ejemplos de captaciones en espacios públicos urbanos.



<https://i.pinimg.com/originals/6c/40/2a/6c402aeecf7fbbe8a267a8a7fc9881.jpg>



fuelle: EPMMOP
extremo sur antiguo aeropuerto (parque Bicentenario)

Figura 2.37. Captación en espacios públicos urbanos

2.8.5.4 Captación de agua lluvia en vías públicas

La captación de caudales hacia las ventanas laterales será establecida a través de la discontinuidad del bordillo, cuya capacidad será calculada de la misma forma que un sumidero de ventana, y su formulación dependerá si se implanta con depresión o sin depresión.

Una condición adicional resultará de colocar la captación antes de un resalto vial, de altura reglamentada. La pendiente longitudinal máxima para captar el agua lluvia sin depresión será del 2%, y sin resalte vial del 4%. Los criterios de reducción de capacidad serán aplicados de acuerdo a la tabla desarrollada para los sumideros. Adicionalmente, el agua captada podrá ser dirigida fuera de las vías hacia los espacios públicos, a través de deflectores ejecutados sobre la rasante final de las vías.



Figura 2.38. Ejemplos de captación en vías públicas

Fuente: <http://www.statecollegepa.us/2502/Allen-Street-Rain-Gardens>

2.8.5.5 Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible en áreas verdes

Una meta de la captación de agua lluvia desde las vías hacia áreas públicas, parterres, etc., será que el agua de la calle ingrese en tiempos mínimos, incluido el primer lavado de las calles, para su almacenamiento, y la basura acarreada, para su remoción, fuera de la vía. Una vez que el agua recorra el pretratamiento (canal drenante, cobertura vegetal deprimida en cunetas o canales, jardines de lluvia, etc.), el agua será devuelta hacia los sumideros de las vías o directamente a la red.

En la sección transversal del jardín de lluvia o del canal filtrante se podrá captar el agua hacia capas inferiores mediante un filtro grueso, ubicado de forma vertical al inicio del elemento, o mediante captaciones con sumideros de reja y campana, que conducirán el agua de desborde del agua lluvia hacia el filtro invertido inferior. Si se esperan grandes cantidades de agua que

ingresen a los espacios verdes, se ubicarán tuberías de drenaje en la capa inferior de los jardines de lluvia o del canal drenante deprimido.

Si se trata de áreas de influencia de acuíferos, se podrá captar el agua lluvia de las capas inferiores y conducirlas hacia las capas del aluvial para su infiltración, mediante filtros verticales gruesos. Caso contrario, se devolverá el agua pretratada a la red o para su reúso en las áreas verdes. Los recorridos del agua serán estudiados para reducir las interferencias y para establecer los tiempos de retención, cuyo valor mínimo será de 30 minutos.

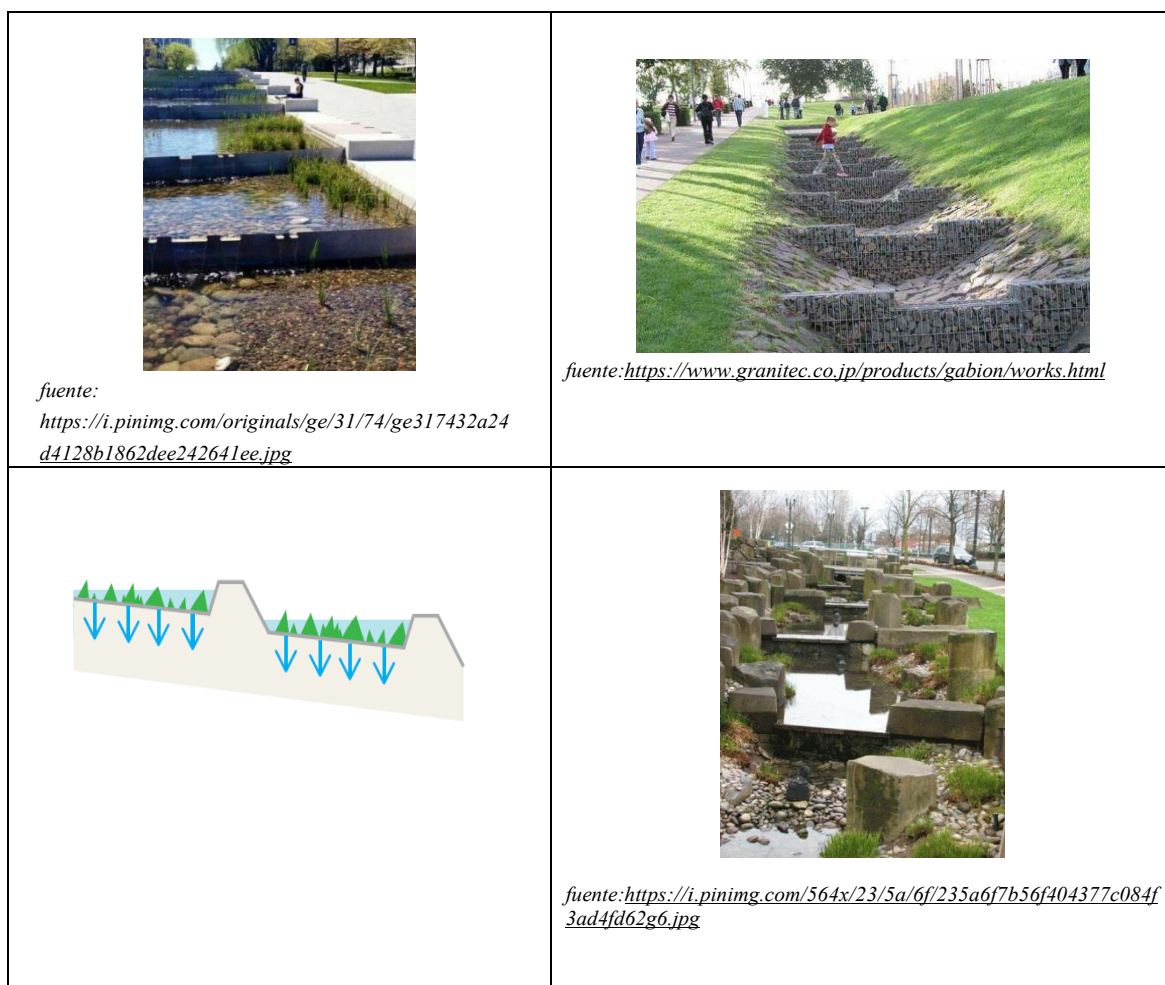


Figura 2.39. Ejemplos de SUDS en áreas verdes

2.8.5.6 Pasos de alcantarillas, cruces de agua bajo vías y pasos deprimidos

Los cruces viales sobre los cauces permiten el paso de vehículos sobre quebradas y ríos en condiciones seguras. Las alcantarillas de paso vial serán diseñadas y construidas con protecciones contra flujos de escombros, captaciones similares a los volúmenes de retención y

disipación de energía al pie de la descarga aguas abajo del paso de aguas. Los cruces viales serán implantados de acuerdo a la gestión planificada del agua lluvia en las vías a ciertos intervalos de longitud a lo largo de la vía. Las cunetas de las vías, cruces viales y alcantarillas serán complementadas con obras de retención y control de erosión ocasionada por las aguas lluvias, cuyo diseño, construcción y mantenimiento será responsabilidad de la entidad a cargo de las obras publicas en el DMQ (Ordenanza Metropolitana 048).

El agua lluvia de los pasos viales deprimidos, construidos en el área urbana, será captada y conducida a la red pública de drenaje pluvial a través de sumideros, para reducir los tiempos de retención de agua lluvia en los puntos más bajos y la interrupción del tráfico vial. Su diseño será ejecutado por la entidad a cargo de las obras públicas del DMQ en coordinación con la EPMAPS.

2.8.6 Separación del caudal del primer lavado

Debido a la alta carga contaminante del primer lavado de las calles, este caudal requiere ser gestionado de acuerdo a las condiciones locales de pendiente, tipo de suelo, edad y capacidad de la red, crecimiento urbano, riesgo asociado, etc.

En aquellos sitios donde se disponga de espacios abiertos o públicos, el primer lavado de las calles será conducido hacia pretratamientos que almacenen, filtren y, de ser posible, infiltren el agua lluvia. Se trata de reducir la carga contaminante y el caudal que se entrega, o de retardar su ingreso a las redes existentes. El desborde de los SUDS será entregado a las redes existentes de alcantarillado.

En el caso de parterres centrales, sus niveles serán deprimidos y se conducirá el primer lavado a través de canales filtrantes hasta donde se requiera la entrega de su desborde a los sumideros de calzada o a cajas construidas con válvulas de clapeta que impidan el retorno de olores a la superficie.

En sitios donde no se disponga de espacios verdes, la captación del primer lavado se realiza en los sumideros. El primer lavado será derivado en los separadores de caudal hacia los marginales sanitarios hasta su entrega en las PTAR.

2.8.7 Almacenamiento superficial del agua lluvia

El almacenamiento de agua lluvia permite disminuir el caudal máximo y volumen de escorrentía, mejorar la calidad del agua pluvial que va al drenaje público, además de permitir combinar con otras técnicas alternativas. El almacenamiento de agua lluvia se realiza a través de tanques o estanques de retención. Estas son infraestructuras diseñadas de tal manera que se

vacíen en un período determinado después de un evento de precipitación. El principal objetivo de estos tanques, es entregar un caudal controlado a red de alcantarillado ⁵⁹

El almacenamiento de agua lluvia puede ser difuso o localizado. El almacenamiento es difuso cuando el volumen retenido por unidad de superficie es bajo, entre estos almacenamientos se consideran techos, tejados, terrazas, estacionamientos, veredas, parques y similares. En tanto que los almacenamientos localizados son obras diseñadas para almacenar volúmenes considerables de agua. Los tanques para almacenamiento de aguas lluvias deben colocarse en lugares seguros, ya sea bajo tierra, en el interior de edificios, junto a ellos o en los techos, dependiendo de los usos previstos para el agua almacenada; sin embargo, es preferible que su ubicación sea subterránea, para conseguir un mejor desempeño con respecto al control de la temperatura del agua, reduciendo el crecimiento bacteriano (CIRIA, 2015)⁶⁰; además, independientemente de su ubicación, estos deben ser impermeables y tener una estructura que impida el ingreso de insectos, o de la luz sol y del polvo; así como contar con accesos para su fácil mantenimiento y limpieza.

A manera de referencia, a continuación, se enumeran algunas condiciones generales y criterios de diseño utilizadas por el Ministerio de Vivienda y Urbanismo de Chile (1996) que son aplicables para el DMQ:

- El espacio requerido está entre un 0,5 y un 2% del total del área aportante.
- Pueden instalarse en cualquier tipo de suelos.
- En el caso de zonas con niveles de agua subterránea muy altos, es mejor considerar una laguna de retención que puede tener su fondo bajo estos niveles permitiendo manejar zonas con agua permanente.
- Se requieren ensayos de suelos y la excavación de calicatas para verificar las condiciones del subsuelo.
- Es preferible instalarlos en pequeñas depresiones, o en el inicio de quebradas o elementos menores del sistema de drenaje natural.
- Debe contar con un vertedero de seguridad para caudales grandes con una revancha o borde libre que evite el vertido del agua por sectores no preparados para ello.
- Se debe evitar el ingreso de aportes adicionales de cuencas laterales, por la urbanización de sectores ubicados aguas arriba o por trasvases desde otras urbanizaciones.

Se deberá evitar el efecto cortocircuito, para ello la forma en planta del tanque tendrá que considerar una expansión gradual desde la zona de entrada del flujo y una contracción hacia la salida. La relación entre el largo y ancho máximo del tanque no debe ser menor de 2, y cuando sea posible, al menos del orden de 4 (Ministerio de Vivienda y Urbanismo, 1996).

El diseño del tanque preferentemente será en dos niveles de manera que la parte más profunda se llene frecuentemente. El nivel superior debe tener profundidades del orden de 0,5 a 1,5

⁵⁹ Ministerio de Vivienda y Urbanismo. (1996). Técnicas Alternativas para Soluciones de Aguas Lluvias en Sectores Urbanos. Santiago de Chile.

⁶⁰ CIRIA (2015). The SuDS Manual, Vol. No. 5, British Library Cataloguing in Publication Data, Londres

metros con su fondo en pendiente del 2% hacia un canal para flujos bajos. El nivel inferior debe estar 0,4 a 1 metro más profundo que el anterior y ser capaz de almacenar del 10 al 25% del volumen mínimo de regulación necesario para la crecida de diseño.

La magnitud de los tanques de retención, guardará relación directa con los hidrogramas a que estarán expuestas, particularmente a los caudales pico y volúmenes de escurrimiento. El "hidrograma de diseño" es aquel que se corresponde con el período de retorno (Tr) elegido para dimensionar estas estructuras.

2.8.8 Estanques de retención para control de la calidad del agua

Un estanque de retención es una pequeña laguna diseñada para remover contaminantes de la escorrentía urbana. El proceso de tratamiento básico en estas estructuras se puede apreciar esquemáticamente en la Figura 2.40.

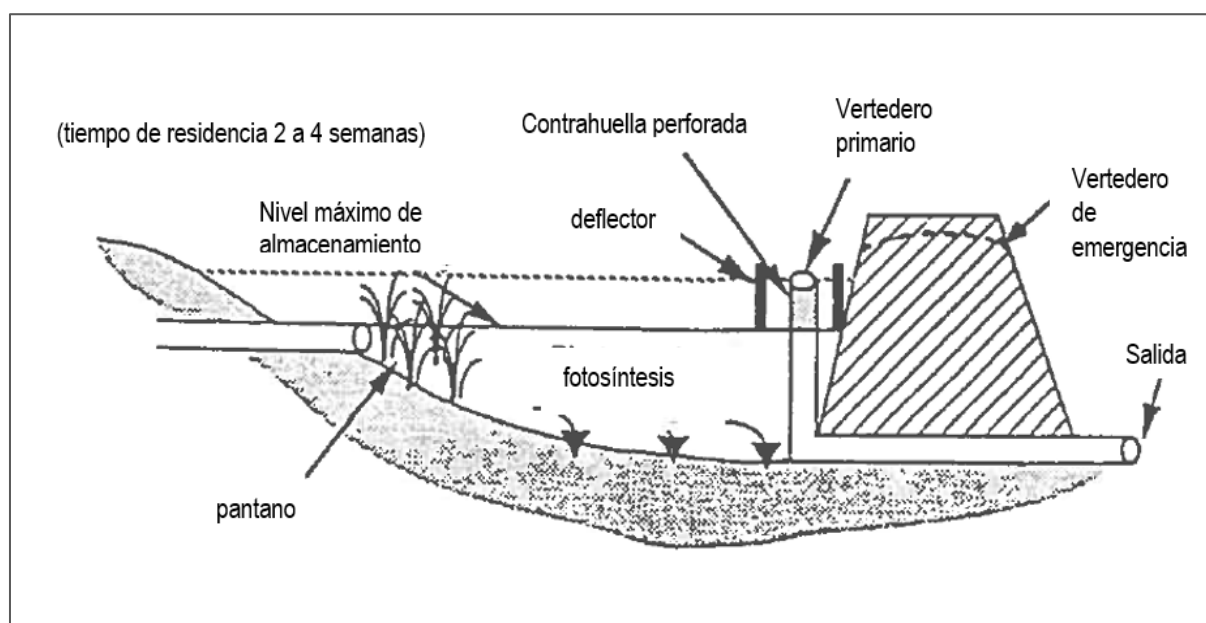


Figura 2.40. Elementos del estanque de retención para control de la calidad del agua, tratamiento básico

En el cuerpo principal de la laguna, los contaminantes son removidos por la sedimentación y los nutrientes se remueven por el crecimiento del fitoplancton en la columna de agua. Las plantas acuáticas de aguas bajas que crecen en el perímetro de la laguna también remueven los nutrientes. Un pequeño muelle o bahía, entre la entrada de la laguna y el cuerpo principal, ayuda a remover los sedimentos gruesos que pueden ser extraídos durante los procesos de mantenimiento.

La estructura de salida estará diseñada para permitir una lenta salida del agua proveniente de eventos de tormenta pequeños, resultando en una sobrecarga temporal sobre el nivel permanente del agua en el estanque, el cual captura el agua de todas las tormentas pequeñas y la primera parte de las tormentas grandes.

En algunos casos, los estanques de retención pueden ser diseñados con una estructura de salida que se descargue directamente a través del sistema de drenaje primario y con un vertedero de excedencias, diseñado sin un volumen específico para la calidad del agua. Cuando se requiere controlar los fosfatos disueltos, el volumen de agua permanente en el estanque puede ser calculado como el volumen de la escorrentía promedio de los 14 días más húmedos de la época lluviosa (Hartigan, 1989⁶¹). Si la remoción de los fosfatos no es requerida, el volumen de agua permanente en el estanque puede ser mucho menor. El suelo, bajo el nivel del agua permanente, puede tener una baja permeabilidad o puede estar revestido. Cuando el agua subterránea está a la misma elevación que el agua permanente, la exfiltración desde el estanque no representa un problema; sin embargo, en este caso puede existir una potencial contaminación del agua subterránea.

El agua permanente en el estanque debe ser lo suficientemente profunda para minimizar el ingreso de la luz del día al fondo del estanque, de este modo se reduce la maleza que puede crecer. Por otro lado, la profundidad del agua debe ser suficientemente baja para permitir un efecto de aireación y mezcla por el viento; pues, si se permite que el fondo sea demandante de oxígeno, el sedimento se vuelve anóxico y libera nutrientes y elementos como metales nuevamente hacia la columna de agua, esto impide cumplir el propósito del estanque; por lo que la profundidad del estanque deberá estar entre 1 y 4 m.

El estanque debe tener una relación entre el largo y el ancho, mayor que 2 a 1; con el ingreso y salida localizados en los extremos del eje longitudinal mayor. Esto amplía la posibilidad de que se forme un flujo pistón a través del estanque, es decir que se produzca la mezcla hacia aguas abajo y facilita la posibilidad de que el viento cree oleaje. Los taludes laterales deben tener pendientes menores que 4H:1V, y deben estar cubiertos por vegetación nativa o por césped.

Se deberá incluir una franja litoral de alrededor de 3m en horizontal y unos 60 cm de profundidad, la cual ayudará para la captura de nutrientes y servirá como filtro de la escorrentía directa que ingresa al estanque, así como para aumentar la seguridad del público. Para lograr unas condiciones ecológicas balanceadas del estanque, la zona litoral deberá ser de entre el 25 y el 50% del área de la superficie del agua en el estanque, con el remanente 75 a 50% de aguas abiertas. La salida deberá estar protegida de taponamiento mediante rejillas, clapetas de superficie con canastillas (skimmers) u otros dispositivos, puesto que el agua puede acumular desechos como hojas y ramas de árboles, pasto, basura u otros; así como flores y capullos de las plantas acuáticas; si no se evacúan estos desechos, eventualmente se hundirán hasta el fondo

⁶¹ Hartigan, J. (1989), Basis for design of Wet Detention Basin BMPs, Design of Urban Runoff Quality Controls, American Society of Civil Engineers, New York.

y comenzarán a descomponerse. A diferencia de un río, que se renueva constantemente con agua dulce, un estanque es un sistema cerrado, lo que significa que cualquier cosa que se introduzca en el agua afectará su equilibrio hídrico si no se filtra. Las clapetas de superficie del estanque se instalarán en la superficie del agua para capturar cualquier hoja/palizada u otros desechos flotantes. Dependiendo de la cantidad de desechos que floten en la superficie del agua, se determinará la frecuencia con la que se deberá vaciar la canasta o el filtro. La Figura 2.41 muestra un esquema de estos dispositivos.

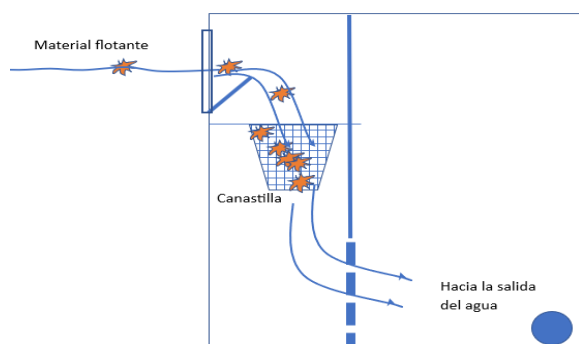


Figura 2.41. Esquema de las clapetas superficiales para material flotante

Por otro lado, para asegurarse que se contará con el nivel de agua permanente en el estanque, como parte de su diseño preliminar, se deberá realizar un balance hídrico para asegurarse de que el estanque no pierda demasiada agua a través de la evapotranspiración o de la exfiltración durante los períodos secos.

2.8.9 *Estanques de retención para control de la cantidad y calidad del agua*

Los estanques para cantidad del agua están diseñados para capturar y tratar pequeñas tormentas que tiene un período de retorno de 1 a 0,5 años. Por otro lado, el control de las márgenes de los cauces también requiere control de hasta tormentas con período de retorno de 2 años, mientras que la práctica para el drenaje y control de inundaciones, generalmente apunta a regular la escorrentía de tormentas con períodos de retorno mayores a 5 años o mucho más (tanques de tormenta). Para conservación del suelo, todas esas funciones pueden ser combinadas en una única facilidad multi propósito en línea.

En primer lugar, las obras de salida del estanque multipropósito deben ser ubicadas a niveles, de modo que el nivel del agua para el diseño de la calidad del agua sea evacuado muy lentamente. Los niveles subsecuentes, deben proveer el volumen de agua requerido y la tasa de salida del agua para capturar los caudales pico para las funciones de control de inundaciones y erosión.

La Figura 2.42 muestra un esquema del perfil de un estanque de retención multipropósito. El nivel 1 y su salida, están diseñados para capturar el volumen necesario para el control de la calidad del agua y evacuarlo de forma lenta.

La salida al nivel 2, controla el volumen de una tormenta de 5 años de período de retorno de modo que la salida de la crecida del área urbanizada para ese período de retorno, no supere el caudal máximo de salida para las condiciones previas al desarrollo urbano.

El nivel 3 en cambio, limita la suma de los flujos sobre el vertedero y a través de la salida del nivel 2, de modo que no se exceda el caudal pico con período de retorno de 10 a 100 años en condiciones previas al desarrollo.

El vertedero de exceso es diseñado de modo que el caudal de 100 años de período de retorno o mayores puedan ser evacuados, evitando que el dique o presa de represamiento del estanque sea sobrepasado.

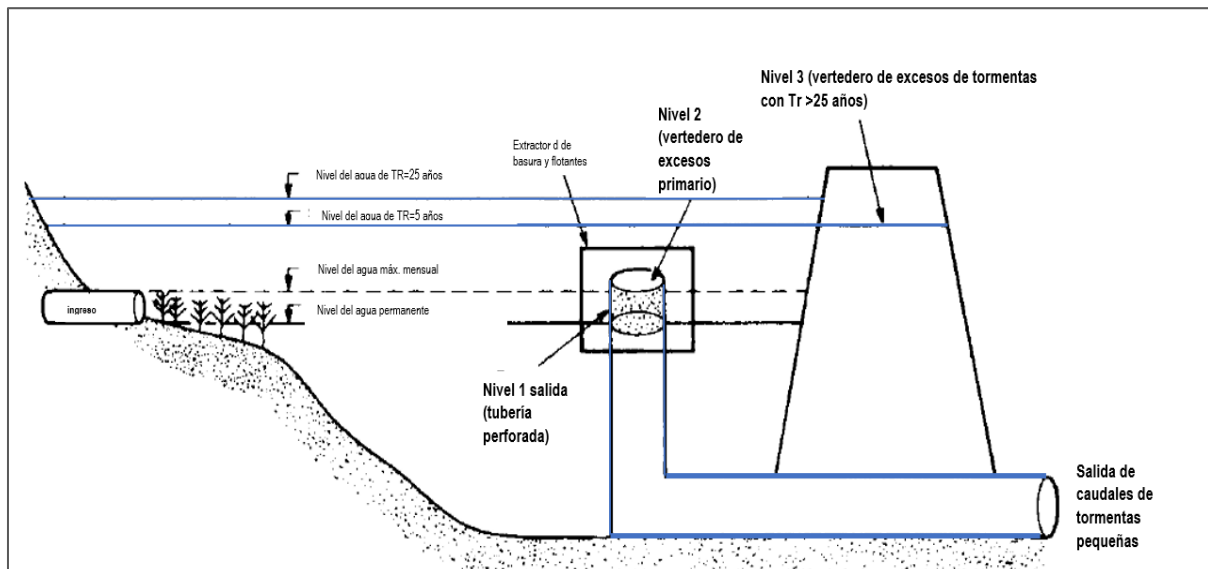


Figura 2.42. Esquema conceptual de un estanque multipropósito

El dique que forma el estanque y su vertedero de excesos deben ser diseñados adecuadamente para prevenir fallas catastróficas. La rotura de presas es a menudo juzgada por las cortes como responsabilidad absoluta del dueño de la obra cuando se puede demostrar que la falla causa más daños que causaría el evento si no existiese la presa. Este simple principio de la ley común debe ser considerado en el diseño de cualquier tipo de facilidad de detención de agua en urbanizaciones.

2.8.10 Tanques de Tormenta y redes de alcantarillado pluvial

2.8.10.1 Generalidades

Los tanques de tormenta son estructuras que permiten almacenar un cierto volumen de agua lluvia durante un evento meteorológico, para su posterior descarga controlada hacia la red de alcantarillado existente cuando se trata de un sistema unitario o a un cuerpo hídrico natural receptor, en el caso del alcantarillado pluvial. El objetivo fundamental de estas estructuras es almacenar, retener y regular los caudales máximos que se dirigen hacia aguas abajo de la red pluvial o en las descargas a un cuerpo receptor.

La implementación de tanques de tormenta en los sistemas de drenaje urbano, permitirán:

- Mitigar los riesgos de inundaciones y de escurrimiento superficial.
- Optimizar la capacidad hidráulica de las redes de alcantarillado existente.
- Extender la vida útil de la infraestructura existente.
- Descarga de los caudales pluviales a ríos y quebradas en función de la capacidad de recepción del cuerpo receptor.
- Evitar afectaciones a los cauces naturales con poca capacidad de transporte de caudales
- En redes de alcantarillado combinado, permitirá controlar el caudal que se direcciona hacia el interceptor sanitario o planta de tratamiento.
- Retener el incremento de los caudales pluviales futuros debido al crecimiento urbano de la ciudad.

Los tanques de tormenta pueden ser a cielo abierto y/o subterráneos, hacia donde deben confluir las aguas de escorrentía superficial.

2.8.10.2 Componentes Tanque de Tormenta

Un tanque de tormenta consta de las siguientes partes principales:

- Obra de entrada, corresponde a la estructura para la captación del caudal pluvial o caudal combinado con cierto grado de dilución.
- Cámara de retención, donde se almacena el caudal durante el evento de precipitación
- Cámara de alivio, por donde se conducen los excesos de la tormenta al medio receptor.
- Cámara de salida, en donde se deberá considerar la estructura de regulación de caudales
- Obras complementarias, se puede incluir separadores de caudal previo el ingreso a la cámara de alivio

Las figuras 2.43 y 2.44 muestran la configuración típica de un tanque de tormenta y sus componentes

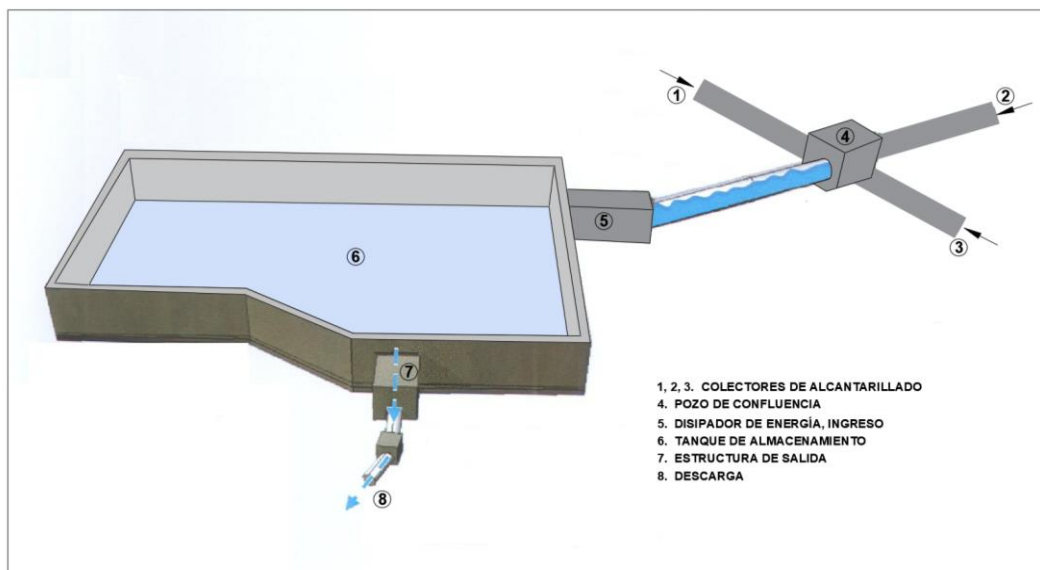


Figura 2.43. Componentes del tanque de tormenta

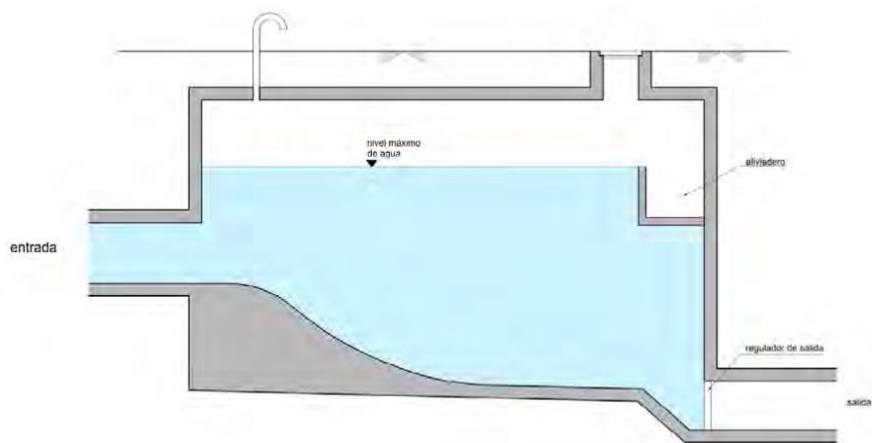


Figura 2.44. Perfil de flujo tanque de tormenta

Fuente: Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente, España (2014), ⁶²

2.8.10.3 Tipos de tanques de tormenta

Los tanques de tormenta pueden ser superficiales o subterráneos. En el caso de los superficiales, las áreas destinadas para este fin pueden ser utilizadas como zonas de recreación (por ejemplo, como parques, caminerías, canchas deportivas, etc.), previo análisis del riesgo existente y planificación de su uso.

⁶² Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente, España (2014), Manual Nacional de Recomendaciones para el Diseño de Tanques de Tormenta.

Su ubicación con respecto a la red de alcantarillado puede ser en línea o fuera de línea; su ubicación dependerá directamente de las dimensiones y configuración de los colectores.

2.8.10.4 Caudal de diseño

Para reducir el riesgo de inundaciones o de afectaciones hacia las estructuras o cauces aguas abajo, el dimensionamiento del tanque de tormenta debe permitir retener la diferencia de volumen entre los hidrogramas de entrada y de salida de la estructura.

El volumen total de agua almacenada para un tiempo de retención está dado por el área entre las curvas de los hidrogramas de ingreso y de salida (Fig. 2.45)

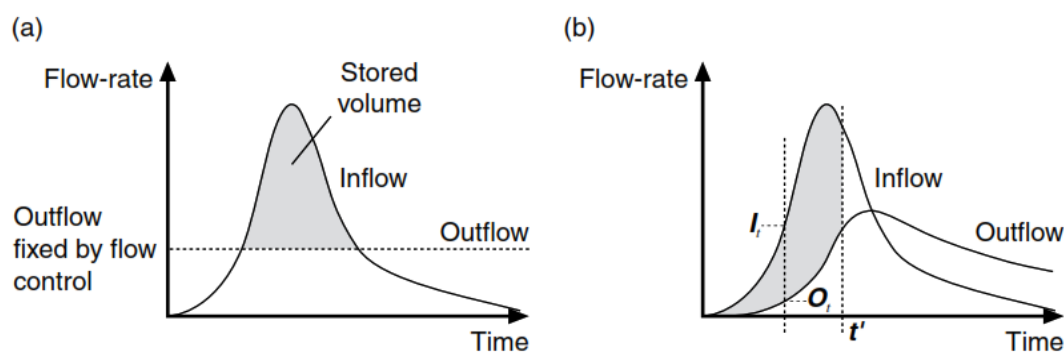


Figura 2.45. (a) Hidrograma de ingreso, volumen almacenamiento; (b) Hidrogramas de ingreso y de salida

(Fuente: Butler et al., 2018)

El hidrograma de ingreso corresponde a los caudales de escurrimiento superficial que confluyen hasta el tanque de tormenta mediante el sistema de alcantarillado pluvial o combinado, los caudales estarán asociados a las curvas de duración, intensidad y frecuencia (I-D-F) para un período de retorno similar o mayor respecto al cual está diseñada la red de alcantarillado, deberá considerarse el diseño del tanque de tormenta para precipitaciones con período de retorno igual o mayor al de 30 años⁶³.

El hidrograma de salida depende básicamente de la capacidad de recepción y/o de transporte de caudales que tengan las obras de alcantarillado o cuerpos naturales de agua.

En el caso de sistemas combinados el diseño se debe considerar que los caudales del primer lavado deben ser desviados hacia la red de alcantarillado sanitario o a la red existente. Los caudales de primer lavado no pueden ser descargados directamente al cuerpo receptor sin ningún tipo de tratamiento.

⁶³ Butler D., Digman C., Makropoulos C., Davies J., (2018), Urban Drainage, Taylor & Francis Group, 4ta Edición, New York

2.8.10.5 Implantación

Los tanques permitirán reducir el riesgo de inundaciones producto de la concentración de altas precipitaciones; en ese sentido, su implementación corresponde a un análisis integral de la cuenca de aporte, para lo cual, inicialmente se deberá realizar una evaluación y un diagnóstico de la cuenca de drenaje, a fin identificar los sitios más aptos y convenientes para la ubicación de la infraestructura; además, la planificación de la ubicación de estas estructuras debe realizarse de manera integral, tanto para las presentes condiciones, como para las futuras condiciones de la zona de estudio. Los criterios fundamentales a considerar en la ubicación de los tanques de tormenta son los siguientes:

- La determinación del volumen del tanque debe incluir un análisis económico que considere el grado de mitigación del riesgo hacia aguas abajo de su ubicación; este análisis de riesgo puede incluir las posibles zonas de inundaciones, afectaciones a la red de alcantarillado y a los cuerpos de agua naturales. La determinación de ubicación y número de tanques de tormenta a implementar deberá incluir un análisis costo - beneficio.
- A fin de obtener mayores volúmenes de almacenamiento con un menor número de tanques, estos se ubicarán a nivel de red de colectores principales, es decir en redes con diámetros mayores a 600 milímetros. Los tanques de tormenta a implementarse en redes secundarias o terciarias deberán justificarse técnica y económicamente basados en el grado de mitigación del riesgo de inundaciones, erosiones de cauces u otros problemas propios del escurrimiento superficial. En todo caso, la implementación y ubicación final de los tanques de tormenta debe ser el producto del análisis global de la cuenca, en el marco del Plan Maestro correspondiente y su análisis hidráulico debe ser integral, es decir considerando todos los tanques y sus efectos.
- El espacio disponible debe permitir almacenar un volumen de agua suficiente, para evitar que los pozos hacia aguas abajo en la red sufran el desborde de caudales y las redes de alcantarillado remanentes hacia aguas abajo del tanque no deberán trabajar a más de un 60% de su capacidad hidráulica.
- El sitio de implantación del tanque debe ser el resultado de la planificación integral a futuro de la zona de estudio; más aún cuando se trate de un tanque superficial, debe verificarse la disponibilidad del espacio entorno de la red pluvial existente, en el caso de tanques superficiales puede optarse por utilizar espacios destinados a recreación como canchas, parques, etc.
- Deberá analizar la posibilidad de ubicar varios tanques en paralelo a fin de no concentrar el volumen en un solo lugar; en todo caso, la ubicación dependerá de las condiciones reales en cada zona de estudio.

- Para la implantación del tanque se considerará el área hidrológica de mayor aporte posible, siempre y cuando los colectores no superen su capacidad para transportar caudales con períodos de retorno de 25 años, considerando las condiciones futuras de uso de suelo.
- La descarga del volumen retenido en el tanque debe ser a gravedad.

2.8.10.6 Criterios de diseño

Previo al diseño definitivo de los tanques de tormenta, se realizará un análisis de factibilidad de implantación de la infraestructura, en dicho análisis se tomarán en cuenta las condiciones locales y climáticas, las características del suelo, la existencia de agua subterránea, así como consideraciones urbanísticas, incluyendo la disponibilidad de espacio. El dimensionamiento de los tanques de retención y de sus elementos principales requiere disponer de las características del terreno y del suelo base, así como también de estudios hidrológicos e hidrogeológicos.

El diseño de los tanques deberá enfocarse en dos objetivos fundamentales: en el almacenamiento de los caudales máximos y en la calidad del agua; es decir que se deberá prever almacenar las aguas contaminadas (del primer lavado) y verter las aguas menos contaminadas que no afecten a los cuerpos receptores.

La profundidad de un tanque de tormenta debe ser mayor que 4,0 m; pues, cuando se construyen tanques con profundidades menores a este valor, se tienen bajas eficiencias hidráulicas y mayores dificultades en las tareas de mantenimiento y explotación. En la selección de la geometría, la relación óptima de sus dimensiones es aquella en la que la longitud está entre 1,5 y 2 veces el ancho.⁶⁴

Cuando sea posible, es conveniente destinar los espacios ocupados por estos estanques a otros fines, como la recreación pasiva o activa, o como hábitat de vida silvestre. Cuando se opte por la recreación, es indispensable realizar un diseño en dos niveles, limitando la frecuencia de inundación del nivel superior a pocas ocurrencias durante un año. Mientras que, en el área ocupada por el volumen mínimo del nivel inferior, es recomendable que no se emplee para recreación activa, como canchas deportivas, zonas de juegos infantiles o picnic; esta parte del estanque puede inclusive estar frecuentemente llena de agua durante la temporada de lluvias.

2.8.10.7 Dimensionamiento del volumen de retención

⁶⁴ Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente, España (2014), Manual Nacional de Recomendaciones para el Diseño de Tanques de Tormenta.

El volumen de agua de la tormenta, que es retenido por el tanque durante la tormenta, es función del volumen de esorrentía, de las características y de la disponibilidad de volumen de almacenamiento en el tanque. El objetivo del diseño es definir un volumen de almacenamiento que concuerde con los límites de descarga del tanque para un conjunto de tormentas de diseño. Para lo cual, básicamente se debe resolver la siguiente ecuación, que establece que el volumen de almacenamiento es la integral en el tiempo, de las diferencias entre los hidrogramas de ingreso y de salida:

$$V_{max} = \int_0^{t_*} (Q_{in} - Q_{out}) dt$$

Donde:

V_{max}	Volumen de almacenamiento (m^3)
t_*	Tiempo (s) desde el inicio de la esorrentía hasta el punto de máximo almacenamiento, donde $Q_{in} = Q_{out}$ en la recesión del hidrograma (Fig. 2.32)
Q_{in}	Caudal de ingreso (m^3/s)
Q_{out}	Caudal de salida (m^3/s)

La Figura 2.46 muestra la representación gráfica del cálculo anterior. Para determinar el volumen requerido, el diseñador debe transitar uno o más hidrogramas de diseño a través del tanque de tormenta pre dimensionado; para lo cual deberá utilizar el software adecuado.

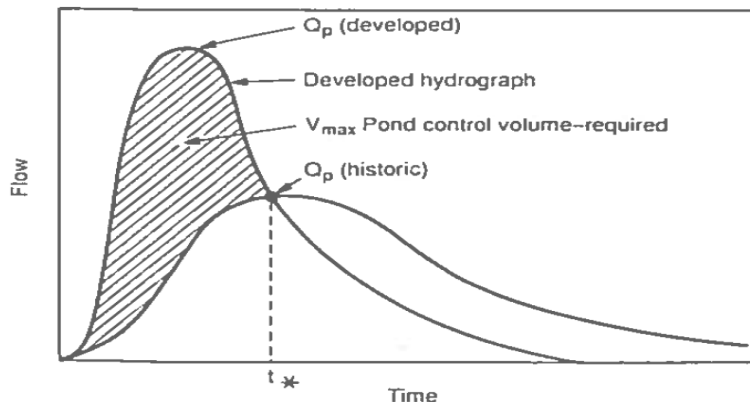


Figura 2.46. Ilustración del cálculo del volumen de almacenamiento

(Fuente: Maidment, 1993⁶⁵)

El procedimiento de diseño consiste en los siguientes pasos:

- 1) Estimación preliminar del volumen V_{est} de almacenamiento requerido mediante un método simplificado, por ejemplo, con la siguiente ecuación:

$$V_{est} = 1,1V_{in} \left(\frac{Q_{p-in}}{Q_{p-out}} \right)$$

⁶⁵ Maidment, D. (1993), Handbook of Hydrology, Chapter28, MacGrow Hill, 1143p.

Donde:

V_{est}	Primera estimación del volumen de almacenamiento requerido (m^3)
V_{in}	Volumen del hidrograma de ingreso (m^3)
Q_{p-in}	Caudal pico de ingreso (m^3/s)
Q_{p-out}	Caudal pico de salida deseado (m^3/s)

El pre-dimensionamiento del volumen del tanque y sus componentes; así como la forma y tiempo de descarga también se puede determinar preliminarmente mediante la ecuación:

$$S = V1 - V0$$

Donde:

S ,	Es el volumen de almacenamiento (m^3)
$V1$,	Volumen de ingreso (m^3)
$V0$,	Volumen de salida del tanque (m^3)

El volumen de almacenamiento corresponde a la resta de los volúmenes, conforme se presenta en la Figura 2.47, en la cual se considera una salida constante de caudal.

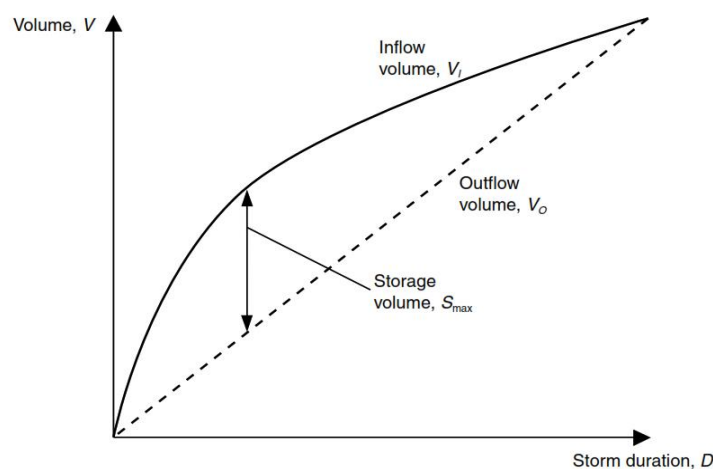


Figura 2.47. Volumen de almacenamiento en función de la Duración de la lluvia

La curva de descarga del tanque de tormenta dependerá del tipo de estructura que se utilice, para la salida, como por ejemplo orificios, vertederos, etc.

- 2) Con la topografía del sitio, preparar una implantación preliminar del tanque de retención que tenga el volumen requerido y las características de la estructura de salida deseadas.
- 3) Definir las características de la curva cota-volumen de almacenamiento-caudal de salida, para el estanque preliminar y codificarlo para que pueda ser introducido en el software a ser utilizado para el tránsito del o los hidrogramas de ingreso.
- 4) Realizar el tránsito de los hidrogramas a través del estanque

- 5) Si el dimensionamiento preliminar del estanque y las características de la estructura de salida no satisfacen los objetivos deseados, redimensionar el tanque y/o reconfigurar las salidas y repetir los pasos 3 a 5 hasta alcanzar los objetivos de diseño requeridos.

El hidrograma de ingreso puede ser generado utilizando un modelo de transformación lluvia escorrentía, como el definido en el numeral 2.3.1.6 de la presente Norma o uno similar.

El método de diseño utilizando el tránsito de los hidrogramas a través del reservorio de almacenamiento, es el adecuado para tanques de almacenamiento grandes y su uso es obligatorio para el diseño de sistemas que incluyen varios tanques de tormenta.

Para las pequeñas cuencas, con áreas menores a 65 ha, pueden utilizarse métodos menos rigurosos de cálculo; por ejemplo, a través de procedimientos basados en las curvas IDF y el método Racional. En estos métodos, para determinar los caudales máximos, tiempos de ascenso del hidrograma y Volumen puede emplearse el método racional suponiendo un hidrograma triangular con un tiempo al pico máximo igual al tiempo de concentración de la cuenca.

Los métodos basados en las curvas IDF y la fórmula Racional se sustentan en el balance de masas que, cuando es ejecutado adecuadamente, entrega estimaciones confiables de los volúmenes de detención para pequeñas cuencas urbanas (áreas menores a 65 ha). Uno de estos métodos es el de la Agencia Federal de Aviación (FAA)⁶⁶, el método asume que el volumen de lluvia que se acumula en el tiempo es una integral de la curva IDF deseada; en consecuencia, los volúmenes acumulados de ingreso y salida se estiman como:

$$V_{in} = 0,28C \ i \ A \ T$$

$$V_{out} = k \ Q_{out} \ T$$

Donde,

V_{in}	Volumen acumulado de la escorrentía que ingresa al tanque (m ³)
C	Coeficiente de escorrentía de la fórmula racional (tablas 2.18 y 2.19)
i	Intensidad de la tormenta, tomada de la curva IDF para la duración T (mm/h)
A	Área de aporte (km ²)
T	Duración de la tormenta (s)
V_{out}	Volumen acumulado de salida (m ³)
k	Coeficiente de ajuste de salida (Fig. 2.48)
Q_{out}	Caudal máximo de salida (m ³ /s)

En tanto que el volumen de retención requerido V se puede calcular como la máxima diferencia entre los volúmenes acumulados de ingreso y salida (Fig. 2.47), es decir:

$$V = \text{máx}(V_{in} - V_{out})$$

⁶⁶ Maidment, D.R. (1993). Handbook of Hydrology.

Este procedimiento asume un caudal de salida constante que corresponde al caudal de salida cuando el tanque de retención está completamente lleno; sin embargo, el caudal varía con la carga de agua, por lo que el método utiliza como factor de compensación el coeficiente de ajuste de salida k , que se muestra en la Figura 2.48.

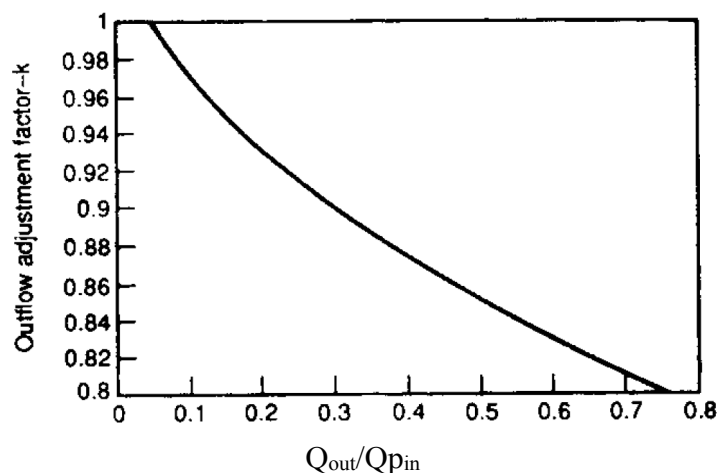


Figura 2.48. Coeficiente de ajuste de salida

El caudal máximo a descargar desde el estanque de retención depende de la capacidad disponible para recibir caudales que tenga el sistema de drenaje natural o red pluvial existente.

2.8.10.8 Sistemas de limpieza y mantenimiento

El problema fundamental que presentan los tanques de retención es la acumulación de cantidades significativas de sedimentos, estos deben ser retirados a fin de garantizar la conservación del volumen útil de almacenamiento.

La erosión y sedimentación ocurre en los puntos de entrada a los tanques de tormenta, dado que es imposible impedir la sedimentación en el tanque, el diseño debe promover que la sedimentación se produzca en sitios pre establecidos, donde se diseñarán accesos y facilidades para la limpieza y mantenimiento con el equipo adecuado.

2.8.10.9 Descarga a redes existentes y cauces

Las descargas se realizarán desde los tanques de retención a redes existentes o hacia cauces de quebradas y ríos. Para las descargas, se requiere implementar las facilidades de mantenimiento y limpieza pertinentes para evitar su taponamiento. Las estructuras de salida tienen como única función, controlar el flujo de salida; y deben ser diseñadas considerando que estas pueden estar sujetas a taponamiento o vandalismo por lo que requieren facilidades de mantenimiento y seguridad.

2.8.11 Infiltración de agua lluvia a nivel público

2.8.11.1 Problemática

En los desarrollos urbanos, la hidrología natural, previa a la urbanización se ve alterada debido al aumento de la impermeabilidad y a que la construcción de los sistemas de conducción de las aguas pluviales, hacen que estas sean transportadas de forma más rápida hacia los cuerpos receptores, lo que produce un aumento de los picos de caudal, así como del volumen de agua, la frecuencia y la duración de los flujos. Estas alteraciones pueden traer como resultado la degradación de la corriente receptora debido a la socavación del lecho del cauce, a la erosión de sus márgenes, a la modificación de los canales de flujo naturales y a cambios en la geometría y extensión de la llanura de inundación. Además, estos factores pueden conducir a la pérdida de los hábitats ribereños, a la reducción de la diversidad acuática y en algunos casos puede afectar negativamente a los usos actuales de los cauces fluviales ubicados aguas abajo de las descargas.

2.8.11.2 Sistema de infiltración

Para enfrentar esta problemática, en lo posible se aplicarán las denominadas BMP por sus siglas en inglés (Best Management Practice) o Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible SUDS, que promueven la infiltración y/o la incorporación de la evapotranspiración en el manejo de las aguas de lluvia; y que tienen el potencial de reducir el volumen de la escorrentía generada.

La infiltración es el proceso por el cual el agua de la superficie de la tierra ingresa en el suelo; la capacidad del suelo para absorber las aguas provenientes de la precipitación o de la irrigación sobre este, está definida por la tasa de infiltración, la cual está relacionada con la conductividad hidráulica saturada de las capas de suelo cercanas a la superficie.

la capacidad de infiltración del suelo está influenciada por la textura y la estructura del suelo, los tipos de vegetación que lo cubren, el contenido de humedad del suelo, su temperatura y la intensidad de la precipitación. Los suelos arenosos tienen espacios grandes entre sus granos y permiten que el agua se infiltre rápidamente; mientras que los suelos arcillosos o limosos, tienen espacios muy pequeños que no permiten que la infiltración del agua se desarrolle en tiempos razonables. Por otro lado, la presencia de vegetación en el suelo, ayuda a incrementar su porosidad, evitando el estancamiento de la precipitación, que puede cerrar los espacios intersticiales existentes entre las partículas del suelo y ayudando a incrementar la capacidad de infiltración mediante la acción de las raíces.

Una vez que el agua se ha infiltrado en el suelo, esta permanece allí y se filtra para formar parte del agua subterránea, o bien pasa a formar parte del proceso de escorrentía subsuperficial que drena las aguas hacia los cauces o quebradas ubicadas aguas abajo.

El proceso de infiltración puede continuar en el tiempo, únicamente si existe espacio disponible para albergar el agua adicional en la superficie del suelo. El volumen disponible para el agua adicional depende de la porosidad del suelo y de la tasa a la cual el agua antes infiltrada puede alejarse de la superficie a través del suelo. La tasa máxima a la que el agua puede entrar en un suelo se conoce como capacidad de infiltración. Si la llegada del agua a la superficie del suelo es menor que la capacidad de infiltración, toda el agua se infiltrará. Si la intensidad de precipitación en la superficie del suelo ocurre a una tasa que excede la capacidad de infiltración, el agua comienza a estancarse y se produce la escorrentía superficial o flujo terrestre hortoniano. Según Horton (1933)⁶⁷ la capacidad de infiltración disminuye rápidamente durante la fase inicial de una tormenta y luego tiende hacia un valor aproximadamente constante. El agua antes infiltrada llena los espacios de almacenamiento disponibles y reduce las fuerzas capilares que hacen entrar el agua en los poros. Asimismo, las partículas de arcilla existentes en el suelo pueden hincharse cuando se mojan y reducir el tamaño de los poros.

Para estimar el volumen y/o la tasa de infiltración del agua en un suelo se pueden utilizar modelos basados en soluciones conceptuales como el método de Green and Ampt, el método del SCS, el método de Horton, y la ley de Darcy, o a través de modelos matemáticos que permiten cálculos más sofisticados.

El manejo del agua proveniente de la lluvia en ambientes urbanos a través de la infiltración permite la reducción de volumen de la escorrentía superficial afectada por la urbanización; esta reducción tiene beneficios, tanto en términos hidrológicos, como para el control de la contaminación.

La regulación de las aguas pluviales mediante este método requiere que se imite, tanto como sea posible, el comportamiento hidrológico previo al desarrollo urbano para minimizar los efectos negativos de los desarrollos urbanos en el ciclo hidrológico. La disminución del volumen de escorrentía permite la disminución de las cargas contaminantes y tiene beneficios económicos, por la posibilidad de reducir los volúmenes de almacenamiento requeridos para controlar eventos de tormentas, una menor extensión y tamaño de la infraestructura de conducción y las reducciones de los costos asociadas con el tratamiento.

Los sistemas de infiltración se pueden diseñar con o sin drenajes inferiores, dependiendo de la permeabilidad del suelo y otras condiciones particulares del sitio. La reducción del volumen más sustancial se consigue con la disponibilidad de suelos altamente permeables que permitan la infiltración a estratos de suelo más profundos; y, finalmente hacia las aguas subterráneas.

En relación con los efectos de la evapotranspiración, a la escala de tiempo de un evento de tormenta, estos pueden considerarse despreciables; sin embargo, la reducción del volumen en los reservorios debido a la evaporación directa y a la evapotranspiración de la vegetación y retención en los estanques de humedales (reservorios, cunetas o canales con vegetación), puede ser un componente importante del balance hidrológico anual; y además, la evapotranspiración

⁶⁷ Horton, R.E. (1933), The role of infiltration in the hydrological cycle, Trans.American Geophys. Union, 14: 446-460.

reduce el contenido de humedad del suelo en el período entre eventos, y proporciona capacidad de almacenamiento adicional para eventos posteriores.

En el enfoque sostenible, también denominado Mejores Prácticas de Gestión (BMP, por sus siglas en inglés)⁶⁸, con el objeto de limitar las entradas a los sistemas de drenaje, se construyen pequeñas estructuras de almacenamiento y/o infiltración de manera distribuida en las cuencas hidrográficas urbanas.

Las estructuras de infiltración se construyen para almacenar parte del volumen de escorrentía y liberarlo en el suelo circundante durante y después de eventos de lluvia. Su funcionamiento permite una gestión cuantitativa y cualitativa de control de las aguas pluviales ⁶⁹(Fujita, 1997). Entre las diversas estructuras de infiltración, las zanjas de infiltración son excavaciones lineales poco profundas que se implementan en la superficie del suelo para interceptar flujos terrestres.

Estas estructuras se utilizan típicamente para áreas de drenaje de menos de 10 hectáreas; se instalan de preferencia en lugares planos; en caso de sitios con pendiente, estas deben ser menores al 15% y el fondo debe mantenerse de forma horizontal.

El suelo debe ser permeable, con una capacidad de infiltración mayor a 12 mm/hora y el nivel freático debe estar a más de 1,2 m de profundidad.

2.8.11.3 Aplicabilidad

Este tipo de soluciones se utilizarán para gestionar la escorrentía en zonas residenciales de baja densidad, donde las aguas no arrastren una carga contaminante importante. Su aplicación, permite a reducir de forma importante el volumen de escorrentía y eliminar los contaminantes por filtración, además de contribuir a la recarga de las aguas subterráneas y al aumento del flujo base; sin embargo, para su funcionamiento exitoso, estas deben tener una ubicación adecuada, un correcto diseño y un oportuno mantenimiento, así como inspecciones periódicas para detectar signos de deterioro en el rendimiento y/o posibles obturaciones.

Para su diseño se requiere contar con estudios geotécnicos completos para confirmar la idoneidad del sitio para que se produzca la infiltración; además, no son apropiadas para el drenaje de zonas donde se concentran altas cargas de contaminantes en las aguas de escorrentía.

Los sistemas de infiltración, en los que la escorrentía superficial proveniente de la lluvia se descarga por infiltración a los mantos acuíferos mediante estanques de infiltración u otro medio, es aplicable solamente en condiciones propicias para permitir la infiltración; por lo que se exceptúan los siguientes casos:

⁶⁸ Metropolitan Council (2001), Minnesota Urban Small Sites BMP Manual: Best Management Practices for Cold Climates, Metropolitan Council Environmental Services, St.Paul, USA.

⁶⁹ Fujita, S. (1997). Measures to promote stormwater infiltration, Wat. Sci. & Tech., 36(8-9), 289-293.

- Cuando los valores de la permeabilidad del suelo sean muy bajos y el uso de drenaje por infiltración no sea practicable para la eliminación de la escorrentía;
- En suelos tipo D según los grupos de suelos del SCS (tablas 2.21 y 2.39), la infiltración no es viable.
- La infiltración no es practicable cuando el uso de drenaje por infiltración pueda ocasionar un incremento del riesgo de inestabilidad del suelo por movimientos en masa o por hundimientos;
- Cuando exista un riesgo inaceptable de contaminación de las aguas subterráneas o de las aguas superficiales receptoras, determinado por el uso de drenaje por infiltración; ya sea como resultado de la movilización de contaminantes existentes en el lugar; o como resultado de actividades existentes en el área de drenaje hacia la infraestructura de infiltración (por ejemplo, la existencia de una zona en la que se almacenen o manipulen productos químicos o combustibles); o como consecuencia de la alta vulnerabilidad de las aguas subterráneas o de los cuerpos receptores superficiales;
- Cuando el uso de drenaje por infiltración resultare en un riesgo inaceptable de inundación proveniente de las aguas subterráneas; o cuando existe riesgo de infiltración que pueda causar la entrada del flujo del agua infiltrada hacia una alcantarilla combinada, lo que podría dar como resultado un mayor riesgo de inundación o contaminación en algún sitio aguas abajo.

En este contexto, se debe definir las zonas que pueden albergar los sistemas de infiltración o de percolación hacia los mantos acuíferos, en función de los tipos de suelos y de su permeabilidad. Para lo cual, se deben identificar eventuales riesgos por la infiltración, en especial cerca de laderas o terrenos inestables cuya saturación puede generar deslizamientos; y se debe identificar la peligrosidad de contaminación de acuíferos por la infiltración o de los eventuales efectos adversos que puede tener elevar el nivel freático de los acuíferos.

2.8.11.4 Eventos de diseño

Los sistemas de infiltración pueden ser diseñados para cualquier escala de evento que se escoja de acuerdo al tipo de drenaje y para cualquier tamaño del área de aporte de la escorrentía proveniente de la lluvia; sin embargo, cuanto mayor sea el evento de diseño o mayor sea el área contribuyente, mayor deberá ser el volumen de almacenamiento o el área de infiltración. El tamaño óptimo dependerá de la tasa de infiltración del sitio seleccionado, del espacio disponible, del costo del terreno para el almacenamiento y del costo asociado con el manejo de eventos que superen las condiciones de diseño.

El tiempo de vaciado del estanque de infiltración desde el nivel máximo, hasta el nivel correspondiente a la mitad de su volumen total, debe reducir el riesgo de que una precipitación posterior a la ocurrencia de la lluvia de diseño, no pueda ser manejada. Si el diseño se realiza para un evento de 10 a 30 años de período de retorno, el vaciado del 50% del volumen debe

producirse dentro de las 24 horas posteriores al evento; mientras que, si el diseño se realiza para eventos con períodos de retorno mayores a 30 años, el tiempo de vaciado del 50% del volumen en 24 horas, se pueden especificar tiempos de vaciado más largos, para lo cual se deben realizar las justificaciones correspondientes mediante la evaluación del comportamiento del sistema y del riesgo asociado, así como de las consecuencias de la ocurrencia de eventos consecutivos de lluvias intensas.⁷⁰

2.8.11.5 Tasas de infiltración

La utilización de soluciones de SUDS basadas en la implementación de estanques de infiltración requiere que las tasas de infiltración tengan permeabilidades mayores a alrededor de 1×10^{-6} m/s (Woods et al., 2015, CIRIA Report C753); sin embargo, es posible lograr una infiltración efectiva aún con tasas más bajas en unidades con pavimentos permeables que tengan una gran superficie de almacenamiento con infiltración disponible y con sistemas de eliminación de los sedimentos que puedan impermeabilizar la superficie de infiltración.

Para el diseño preliminar de estos sistemas de infiltración, se puede utilizar como referencia inicial el mapa hidrogeológico del DMQ⁷¹ u otra información geológica existente (Ref. Instituto de la Ciudad, 2021⁷²), que pueda proporcionar una indicación del potencial de infiltración del área de servicio, basada en las características litológicas de las capas del subsuelo. Sin embargo, para el diseño final de los sistemas de infiltración, obligatoriamente se deberá realizar una inspección al sitio, seguida de la ejecución de pruebas de permeabilidad in situ mediante pozos de prueba para determinar las características del suelo del sitio previsto para el diseño del drenaje mediante infiltración.

Las pruebas de campo se deben realizar de acuerdo con la Norma ASTM D3385-18 o de acuerdo con la Norma británica BRE Digest 365; sin embargo, es importante considerar que otros factores estacionales, como los niveles de agua subterránea y el contenido de humedad del suelo, pueden afectar los resultados de las pruebas de infiltración, por lo que las pruebas de infiltración deben asumirse en el peor de los casos. En cualquier caso, debe tenerse presente que, aunque las unidades de la tasa de infiltración y de la conductividad hidráulica son similares, estos parámetros son diferentes y no pueden ser directamente relacionados, a menos que se conozcan las condiciones de borde, como el gradiente hidráulico y la extensión lateral del flujo o que puedan ser estimados de forma confiable. Los valores referenciales de tasas de infiltración para diferentes texturas de suelo se presentan en la Tabla 2.39.

Tabla 2.39. Tasas de infiltración referenciales según los grupos de suelos del SCS

⁷⁰ Woods Ballard, B., Wilson, Udale-Clark, H., Illman, S., Scott, T., Ashels, R., Kellagher, R. (2015), The SuDS Manual, CIRIA C753, London.

⁷¹ Mapa hidrogeológico del DMQ

⁷² Instituto de la Ciudad (2021), Plan de Uso y Gestión del Suelo 2021-2033 del Distrito Metropolitano de Quito: experiencia técnica y mecanismos de participación Versión didáctica de la metodología de construcción del PUGS, Quito.

Grupo de suelo	descripción	Rango de tasas de infiltración			
		pulg/hora		cm/h	
		de	a	de	a
A	capa profunda de arena, sedimento limoso, limos agregados	0,3	0,45	0,76	1,1
B	capas someras e sedimento limoso, marga limosa	0,15	0,3	0,38	0,76
C	marga arcillosa, marga limosa somera, suelos con bajo contenido orgánico y suelos usualmente altos en arcilla	0,5	0,3	1,3	0,76
D	suelos que se hinchan significativamente cuando se humedecen, arcillas altamente plásticas, ciertos suelos salinos	0	0,05	0,0	0,13
(Fuente: SCS, 1986 ⁷³ ; Skaggs y Khalees, 1982) ⁷⁴					

Tabla 2.40. Tasas de infiltración según el tamaño de las partículas del suelo

Tamaño D ₁₀ según test de granulometría ASTM D422	Tasa de infiltración recomendada	
(mm)	(pulg/hora)	(cm/hora)
>0,4	9	23
0,3	6,5	16,5
0,2	3,5	8,9
0,1	2,0	5,0
0,05	0,8	2,0
Fuente: Massman, J. (2003) ⁷⁵ .		

Tabla 2.41. Valores de permeabilidad relativa para suelos típicos

Permeabilidad relativa	Valores de k (cm/s)		Suelo típico
Muy permeable	> 1x10 ⁻¹		grava gruesa
Moderadamente permeable	de 1x10 ⁻¹	a 1x10 ⁻³	arena, arena fina
Poco permeable	de 1x10 ⁻³	a 1x10 ⁻⁵	arena limosa, arena sucia
Muy poco permeable	de 1x10 ⁻⁵	a 1x10 ⁻⁷	limo, arenisca fina

⁷³ Soil Conservation Service (1986), Urban hydrology for small watersheds, Technical Release 55, USDA, Springfield.

⁷⁴ Skaggs, R., Khaleel, R. (1982), Infiltration, hydrologic modeling of small watersheds, American Society of Agricultural Engineering, St. Joseph.

⁷⁵ Massman, J. (2003), A design manual for sizing infiltration ponds, Final Research Report, Research Project Agreement No. Y8265, Implementation of Infiltration Ponds Research, Washington

Impermeable	$< 1 \times 10^{-7}$	arcilla
<i>Fuente: Terzaghi y Peck, (1967)⁷⁶,</i>		

Tabla 2.42. Potencialidad de drenaje de suelos en base a la clasificación SUCS

Potencialidad de drenaje. Clasificación Unificada de Suelos			
Clase de suelo	Características del drenaje	Clase de suelo	Características del drenaje
GW	Excelente	ML	regular a pobre
GP	Excelente	CL	impermeable
GM	Regular a impermeable	OL	pobre
GC	Pobre a impermeable	MH	regular a pobre
SW	Excelente	CJ	impermeable
SP	Excelente	OH	impermeable
SM	Regular a impermeable	Pt	regular a pobre
SC	Pobre e impermeable		
<i>Fuente: Waterways Experiment Station (1953)⁷⁷.</i>			

Asimismo, para tener en cuenta tanto las incertidumbres sobre las tasas de infiltración del suelo y su posible reducción en el rendimiento a lo largo del tiempo, como las consecuencias de un rendimiento inadecuado, se debe utilizar un factor de seguridad para dimensionar la unidad de infiltración o evaluar su rendimiento. Tabla 2.43.

Tabla 2.43. Factor de seguridad en función de las consecuencias de falla

Tamaño del área a ser drenada	Consecuencias de falla		
	Ningún daño o inconveniente	Daños menores en áreas externas o inconvenientes menores (p.e. agua superficial en parqueaderos)	Daño de edificios o estructuras o inconvenientes mayores (p. e. inundación de vías)
$< 100 \text{ m}^2$	1,5	2	10
$100 - 1000 \text{ m}^2$	1,5	3	10
$> 1000 \text{ m}^2$	1,5	5	10
<i>Fuente: Woods et al. (2015)⁷⁸.</i>			

⁷⁶ Terzaghi y Peck, (1967) , Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, New York.

⁷⁷: Waterways Experiment Station (1953), The Unified Soil Classification System - Appendix G, Characteristics of Soil Groups Pertaining to Roads and Airfields, Technical memorandum 3-57, Vicksburg.

⁷⁸ Woods Ballard, B., Wilson, Udale-Clark, H., Illman, S., Scott, T., Ashels, R., Kellagher, R. (2015), The SuDS Manual, CIRIA C753, London.

2.8.11.6 Procedimiento de diseño

Los estanques de infiltración son depresiones en el terreno o embalses poco profundos que se diseñan para almacenar e infiltrar gradualmente la esorrentía superficial de determinadas áreas de drenaje. Estos estanques deben tener taludes laterales de baja pendiente, los cuales deben estar cubiertos de vegetación y tener una superficie que permita la infiltración del agua en el suelo. Adicionalmente, pueden contar con desagües inferiores que deben ser capaces de evacuar los caudales de exceso para evitar colapsar el sistema. El rendimiento de estas técnicas se puede mejorar colocando un sistema de pretratamiento que disminuya la entrada de sólidos en suspensión, y que reduzca el riesgo de colmatación de la zona de infiltración o su impermeabilización por obstrucción.

Asimismo, se puede optar por el diseño de zanjas o trincheras de infiltración, que tienen el mismo principio que los estanques de infiltración; estas estructuras tienen secciones transversales pequeñas comparadas con los estanques, pero tienen longitudes de desarrollo mayores.

El diseño de estos sistemas de drenaje debe procurar generar la máxima infiltración posible de la esorrentía de forma segura y practicable; además, debe considerar la variabilidad espacial de las características del suelo en el sitio, pues en zonas extensas, el suelo de un mismo sitio puede tener diversas características hidrogeológicas; por lo que la infiltración debe adaptarse a las condiciones de cada área en particular.

El diseño de estas instalaciones es complejo debido a las grandes incertidumbres asociadas con la predicción de las tasas de infiltración a corto y largo plazo. Para el diseño, se debe tomar en cuenta que el buen funcionamiento de estas estructuras para infiltrar el agua lluvia depende de una combinación entre las características adecuadas del suelo cercano a la superficie, la geología del subsuelo, las condiciones del agua subterránea y la geometría del estanque o zanja de infiltración que se diseñe.

El diseño de los estanques y trincheras o zanjas de infiltración se sustenta en el análisis del balance hídrico de estos, considerando el equilibrio entre el flujo de ingreso y de salida, así como los volúmenes de almacenamiento en la estructura; este balance asume la siguiente forma diferencial:

$$\frac{dV_t}{dt} = Q_{in} - Q_{out}$$

Donde,

V_t es el volumen de retención de agua en la estructura de infiltración, en m^3

Q_{in} y Q_{out} son los caudales de ingreso y salida de la trinchera en m^3/s

El caudal de entrada Q_{in} depende del evento de lluvia y de las características de la cuenca aguas arriba de la estructura de infiltración; mientras que el caudal de salida Q_{out} , está definido por la suma del caudal de infiltración Q_{inf} y del caudal de desborde $Q_{overflow}$, es decir:

$$Q_{out} = Q_{inf} + Q_{overflow}$$

El caudal de infiltración Q_{inf} (m^3/s) depende de los procesos de infiltración en el suelo circundante y puede evaluarse mediante la siguiente relación:

$$Q_{inf} = k A_{inf}$$

Donde, A_{inf} y k representan el área en m^2 y la capacidad de infiltración en m/s respectivamente. El área de infiltración, es el área de la zanja donde se espera que ocurra la infiltración; generalmente, el área de infiltración corresponde a las superficies inferior y lateral del estanque o de la zanja de infiltración (Campisano et al., 2011⁷⁹; Freni et al., 2009⁸⁰).

Para el balance entre las entradas y salidas, se necesita determinar la duración del evento crítico de lluvia que produce la máxima diferencia entre los volúmenes de entrada y salida de las zanjas y el valor máximo de caudal que se puede descargar en el sistema de drenaje aguas abajo. El procedimiento para el diseño de los estanques y trincheras de infiltración debe incluir los siguientes pasos:

- Estimación del volumen de aguas pluviales a ser infiltrado por la infraestructura propuesta
- Elección de una geometría tentativa y estimación de la profundidad en el estanque de infiltración.
- Caracterización del suelo del sitio y la recopilación de datos de la litología subterránea
- Estimación de la conductividad hidráulica saturada a partir de información del suelo, de pruebas de laboratorio o de mediciones de campo; que pueden ser estimados a partir de:
 - información sobre el tamaño de grano
 - pruebas de laboratorio
 - ensayos de campo
- En caso de que los suelos sean estratificados, se deberá calcular la conductividad hidráulica ponderada.
- Estimar el gradiente hidráulico.
- Estimar la tasa de infiltración multiplicando el gradiente hidráulico por la conductividad.

⁷⁹ Campisano, A., Creaco, E., Modica, C. (2011) A simplified approach for the design of infiltration trenches, Water Sci Technol (2011) 64 (6): 1362–1367.

⁸⁰ Freni, G., Mannina, G., and Viviani, G. (2009), Stormwater infiltration trenches: a conceptual modelling approach, Wat. Sci. & Tech., 60(1), 185-99.

- Aplicar factores de corrección por bio-incrustación, sedimentación y geometría del estanque y un factor de seguridad en función de los efectos de una falla.

Según el grado de importancia y complejidad, el diseño puede realizarse considerando hidrogramas de un solo evento; hidrogramas continuos y/o simulaciones por computadora para refinar el diseño.

Es importante que, una vez realizado el diseño e implementadas las estructuras de infiltración, se realicen evaluaciones posteriores, mediciones y monitoreo de forma periódica para realizar los ajustes que sean necesarios, en caso de mal funcionamiento.

La metodología detallada para recopilar y analizar los datos y la información necesaria para dimensionar los estanques de infiltración se puede encontrar en Massman, J. (2003)⁸¹ y un procedimiento básico de estas obras en la Guía de Diseño del Ministerio de Vivienda de Chile (1996)⁸².

Periodo de diseño y período de retorno

Los períodos de retorno y de diseño a seleccionar difieren de los requeridos para el sistema separado de alcantarillado pluvial, ya que los riesgos que se deben considerar para los sistemas combinados incluyen, adicionalmente a los manejados para los sistemas pluviales, los riesgos asociados a la contaminación producida por los desbordes de caudales sanitarios.

Para el diseño de los interceptores, los períodos de retorno de las lluvias se enfocan en dos tipos de eventos contaminantes: i) el "primer lavado" de la cuenca de drenaje, que ocurre en los períodos de tiempo iniciales de los hidrogramas producidos por las lluvias, los cuales pueden ser de baja intensidad y alta frecuencia; y, ii) los reboses del alcantarillado combinado, que generalmente se relacionan con lluvias cuya intensidad, duración y período de retorno son sensiblemente menores a las que suelen resultar en los estudios del alcantarillado pluvial.

El período de retorno de las obras de derivación en redes principales será de 25 años, y las condiciones de su operación segura serán evaluados para períodos de retorno de 50 años. Este parámetro será establecido en la memoria técnica correspondiente por el proyectista.

Por otro lado, el período de diseño de los alivios de caudal en redes principales corresponderá a 25 años, al igual que el correspondiente período de diseño de las redes principales.

⁸¹ Massman, J. (2003), A DESIGN MANUAL FOR SIZING INFILTRATION PONDS, Final Research Report, Research Project Agreement No. Y8265, Implementation of Infiltration Ponds Research, Washington.

⁸² Ministerio de Vivienda y Urbanismo de Chile, (1996), Técnicas Alternativas para Soluciones de Aguas Lluvias en Sectores Urbanos, Guía de Diseño, Santiago.

2.9 Descargas de los sistemas de drenaje

Se prohíben los desbordes de aguas sanitarias desde las redes de alcantarillado en períodos secos. Las descargas se diseñarán para crecidas que correspondan a lluvias intensas con períodos de retorno de 25 años. Las obras de disipación de energía y entrega de caudales a cauces serán evaluadas para mantener una altura de seguridad o franco de 0.50m sobre el perfil hidráulico correspondiente a un caudal de crecida con un período de retorno de 50 años. La descarga entregará los caudales en condiciones libres y se diseñarán obras implantadas en el tramo del cauce para evitar la socavación al pie de la descarga debido al paso de las crecidas.

La descarga desde tanques de tormenta se ejecutará para que su entrega comience con un tiempo de retraso de 15 minutos, con una duración del desagüe de al menos 30 minutos y para caudales controlados que correspondan a valores obtenidos con un período de retorno de entre 2 y 5 años.

2.9.1 Ubicación e interferencias

La ubicación de las descargas corresponderá en planimetría a lugares donde no existan interferencias con otras obras que atraviesen el cauce. El lugar de la descarga de la red en el cauce será estudiado para que la entrega se realice en tramos rectos o en el lado cóncavo del río, de manera que no se produzca daños por socavaciones al pie en las obras de descarga durante el paso de las crecidas en el cauce.

2.9.2 Descargas a redes

La entrega vertical será ejecutada con una diferencia de nivel en las soleras que permita que el caudal menor se incorpore al caudal mayor. No se dejarán las uniones al mismo nivel en juntas de colectores o cauces, pues significaría que el tramo de menor caudal se remanse y genere posibles inundaciones en el tramo de unión. Se evaluará el tramo anterior a la descarga para que sus dimensiones permitan una relación de caudales menor a 0,60.

2.9.3 Disipadores de energía

El inicio de las rápidas desde colectores ubicados en niveles superiores a los cauces contará con una aproximación en flujo subcrítico, de modo que en la rápida se establezca un flujo pseudo-uniforme sin ocasionar daños por cavitación en la solera. La rápida puede desarrollarse con flujo rasante, para disipar la energía en su recorrido, pero debido a lo limitado del recorrido, siempre existirá energía hidráulica remanente que será estimada y disipada con colchones hidráulicos implantados al pie.

La entrega final al cauce se ejecutará con obras de protección del cauce para evitar la socavación, garantizar la vida útil de las descargas y reducir el riesgo de erosiones al pie de los taludes. Otra alternativa es la implantación de pozos de caída aguas arriba, de modo que la salida para la descarga se realice a una altura baja con relación al cauce receptor. El detalle de los disipadores de energía se presenta en el numeral 2.3.1.10.

2.9.4 Análisis de riesgo en el cauce

El cauce será estudiado en varias épocas para establecer la tendencia de su respuesta al paso de las crecidas. El tramo del cauce con velocidades mayores a 1 m/s y calados superiores al cauce formativo, para la crecida de 25 años, serán calificados como zonas del río con alta peligrosidad, por lo que los rellenos para escombreras no serán ubicados dentro del espacio hídrico de alta amenaza. Los tramos con velocidades menores a 1 m/s o calados menores a 1 m, corresponden a áreas que pueden ser ocupadas por la población, pero con restricciones y obras de protección, según el caso.

Una segunda amenaza corresponde al deslizamiento de taludes ocasionado por erosiones al pie de los bordes, por el paso de crecidas o flujos de escombros, o por su condición de inestabilidad ocasionada por saturación y sismos que los disparen. Se estudiará la respuesta multitemporal del sistema para establecer la estabilidad de los lugares donde se implantan las descargas ante estas amenazas y ubicarlas en sitios estables o estabilizados. Los interceptores sanitarios, colectores, redes, y descargas no serán implantados en sitios de rellenos, o con amenazas ciertas de deslizamiento de los taludes laterales de los cauces receptores. Las obras de descarga serán estudiadas para estabilizar los tramos de descarga o reubicar las descargas en lugares más seguros, de ser posible.

2.9.4.1 Respuesta del sistema

La respuesta del sistema frente a la amenaza de socavación hídrica al pie o deslizamientos por sismos que se presentan cuando los suelos están saturados; así como en el caso de los bordes de quebrada, depende del tipo de suelo en el talud. El estudio geotécnico establecerá, mediante métodos de investigación geotecnia y modelación de estabilidad de los cauces, las condiciones y la posible rotura de los bordes del cauce en períodos prolongados, que no serán menores a 30 años seguidos.

Este análisis servirá para reubicar la descarga o desarrollar soluciones de estabilización de los bordes cuyo diseño mostrará así mismo el riesgo remanente y la garantía de la obra cumpla su vida económica útil.

2.9.4.2 Impactos y consecuencias en el cauce

La erosión regresiva genera roturas que se trasladan a través del tiempo hacia aguas arriba reduciendo los niveles del fondo del cauce y ampliando lateralmente su sección, debido a la rotura de los bordes laterales en la sección escindida. Este proceso ocurre debido al incremento gradual de los caudales que se presentan con las lluvias intensas de corta duración y que alcanzan muy rápidamente el cauce debido a la impermeabilización de las áreas urbanizadas.

La reducción de los caudales pico mediante almacenamientos y retenciones temporales del agua lluvia permitirá detener y revertir gradualmente el proceso de erosión, en la medida que los recursos disponibles se inviertan para reducir el daño en el cauce y sus bordes. En este sentido, los tanques de tormenta reducirán los picos de caudal generados por las tormentas intensas, generando beneficios en las cuencas al evitar el daño. Estas soluciones estructurales requerirán el desarrollo de medidas no estructurales, que generen cambios y regulaciones en el uso de los cauces y sus bordes. Estas obras de regulación de caudales serán complementadas con las obras de descontaminación de los ríos, que reduzcan y eliminen gradualmente las descargas de aguas servidas hacia los cauces.

2.9.4.3 Operación y Mantenimiento de descargas

Las descargas serán visitadas periódicamente para establecer la presencia de descargas prohibidas de aguas servidas hacia el cauce, verificar la ausencia de daños estructurales en las obras de descarga y establecer el requerimiento de incrementos o reposiciones en las protecciones ejecutadas sobre el lecho y al pie de los bordes de quebradas y ríos. Las descargas tendrán accesos ejecutados para la construcción de las obras y su posterior operación y mantenimiento, para lo que preverá su diseño. Del mismo modo, la EPMAPS ejecutara obras complementarias para realizar el monitoreo de cantidad y calidad de caudales en las descargas de las redes de alcantarillado, de acuerdo al Plan de Operación de descargas en cada cauce y cada cuenca hidrográfica.

2.9.5 Control de erosión en cauce al pie de las descargas

Las descargas de los sistemas de drenaje a los cauces deberán ser diseñadas para evitar que se produzca erosión o socavación excesiva del cauce que pueda degradar sus condiciones de operación; para lo cual, el diseño de las descargas deberá considerar la implantación de las estructuras de disipación de energía más adecuadas para el sitio de implantación de la obra y para la protección del pie de la descarga. Para la selección del tipo de estructura a ser implantada, se deberá tomar en cuenta su viabilidad y las facilidades constructivas y de mantenimiento; la descarga debe tener el espacio suficiente para ser construida y se deberá tomar en consideración en el diseño, el tipo de materiales sobre los que será implantada la obra.

Al pie de las estructuras de descarga, que pueden estar constituidas por una rápida, se implantará un colchón de disipación de energía⁸³, provisto de muros laterales de altura suficiente para conducir el caudal de diseño de la estructura; los colchones a la salida pueden estar constituidos por enrocados o por gaviones tipo colchón o colchonetas tipo Reno en la solera, con un ancho suficiente para cubrir todo el espejo de agua. El proyectista encargado del diseño de estas estructuras deberá detallar las especificaciones técnicas necesarias para su adecuada construcción y funcionamiento. El período de diseño de estas obras será coherente con el definido para la descarga, en todo caso, el valor mínimo será de 25 años.

El diseño del enrocado definirá el tamaño y características de las rocas que lo conforman, así como el detalle de su instalación y mantenimiento. En el caso de las colchonetas de gaviones o los colchones tipo Reno, estos se elegirán cuando se requiera fortalecer áreas grandes como alternativa a los enrocados, cuando estos no sean factibles, por ejemplo por la disponibilidad de material o la dificultad de manejar tamaños de roca muy grandes; dependiendo de la tarea en cuestión, se elegirán gaviones de colchón de una u otra longitud y grosor; en todos los casos, la selección del material de relleno es muy importante y debe ser adecuadamente especificada.

Durante la operación, se deben realizarán inspecciones periódicas regulares para revisar el estado de las protecciones al pie de las descargas; si existen bloques destruidos, estos deben ser reparados tan pronto sea posible, mediante el relleno del material faltante o el cambio de los módulos dañados; y en el caso de los enrocados, la reposición o reacomodo del enrocado.

2.9.5.1 criterios de diseño

Las salidas de las tuberías representan un problema persistente debido a las descargas concentradas y la turbulencia del flujo que alcanza este punto de transición en un canal abierto. Con frecuencia, el diseñador centra sus esfuerzos en una entrada de alcantarilla y su dimensionamiento, mientras que el sistema hidráulico de salida recibe poca atención. Sin embargo, el tratamiento adecuado del extremo final de la tubería y la protección contra la erosión aguas abajo en las descargas de la tubería son fundamentales para proteger la integridad estructural de la tubería y mantener la estabilidad de la pendiente adyacente⁸⁴.

Se deberá evitar, en cuanto sea posible, el uso de rápidas de descenso para transportar la escorrentía de tormentas por un talud a través de canales debido a su alta tasa de falla y la carga de mantenimiento y reparación resultante. En su lugar, en lo posible, deberá usarse una tubería para transportar la escorrentía a un punto de descarga que se encuentre a poca altura por encima del canal (normalmente 32 cm para pequeños arroyos o estanques receptores y hasta 65 cm para canales receptores grandes).

⁸³ Hager, W., Sinniger, R., 1985, Flow characteristics of the hydraulic jump in a stilling basin with an abrupt bottom rise, Journal of Hydraulic Research, 23:2, 101-113.

⁸⁴ Urban Drainage and Flood Control District (2017), Urban Storm Drainage Criteria Manual: Volume 2, Structures, Storage, and Recreation, Colorado, 347 p.

La socavación local aguas abajo de la descarga se caracteriza por la formación de un cuenco producido a la salida de la tubería o alcantarilla. Este es el resultado de las altas velocidades de salida; generalmente, los efectos se extienden solo una distancia limitada río abajo.

El material grueso extraído del cuenco circular o alargado que se forma, es transportado y se deposita inmediatamente aguas abajo, a menudo formando una barra baja en abanico. El material más fino, en cambio, se mueve más hacia aguas abajo.

Las dimensiones de la barra cambian debido a la sedimentación durante los flujos bajos y los diferentes efectos erosivos de los eventos de tormenta. El cuenco es generalmente más profundo durante el paso del flujo máximo. Los métodos para predecir las dimensiones de los cuencos de socavación se pueden encontrar en el Diseño hidráulico de disipadores de energía para alcantarillas y canales (FHWA, 2000⁸⁵). La protección contra la erosión varía desde la colocación limitada de enrocados (*riprap*) hasta la implantación de estructuras de disipación de energía complejas y costosas. Los cuencos de socavación preformados (que se aproximan a la configuración de los formados naturalmente) disipan la energía al tiempo que proporcionan un revestimiento protector al lecho del cauce.

Algunas alternativas de protección son las siguientes:

- Delantal de enrocado
- Pequeños cuencos de disipación de energía
- Enrocados
- Cuencos de impacto

En general, todas estas medidas plantean riesgos para el público; por lo tanto, se debe desalentar el acceso público a las descargas y minimizar el riesgo de caídas en estas estructuras.

La socavación se encuentra típicamente en las salidas de alcantarillas y en otras áreas de transición aisladas dentro del cauce. Con frecuencia, los cuencos de socavación se llenan de sedimentos con el tiempo y reaparecen nuevamente durante los flujos altos poco frecuentes. La degradación es un fenómeno que es independiente del funcionamiento de la alcantarilla.

Sin embargo, también existen otras causas, muchas veces naturales, que pueden producir una disminución del lecho del cauce con el tiempo. Los factores que contribuyen a este fenómeno incluyen, la pendiente de la corriente y el tamaño y la disponibilidad de la carga de sedimentos. La degradación también puede ser el resultado de otra infraestructura construida, como la presencia de embalsamientos o diques aguas arriba o el aumento de la impermeabilidad de la cuenca. La identificación de un flujo degradante es una parte esencial de la investigación del sitio durante el diseño. La Figura 2.49 muestra un ejemplo de cuenco preformado a la salida de una tubería.

⁸⁵ U.S. Federal Highway Administration (FHWA). 2000. Hydraulic Design of Energy Dissipators for Culverts and Channels. Hydraulic Engineering Circular 14. Washington, DC: U.S. Department of Transportation, FHWA

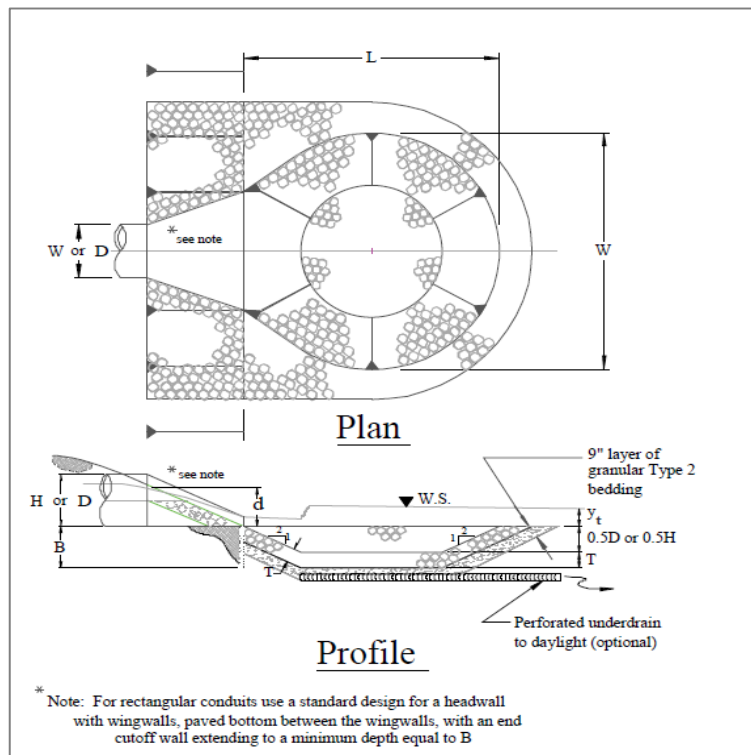


Figura 2.49. Cuenco preformado de enrocado a la salida de tuberías de alcantarillado pluvial
(Fuente: Stevens and Urbonas, 1996⁸⁶)

El procedimiento de diseño de estas estructuras puede consultarse en las siguientes referencias:

- Urban Drainage and Flood Control District (2017), Urban Storm Drainage Criteria Manual: Volume 2, Structures, Storage, and Recreation, Colorado.
- Stevens, M.A. and B.R. Urbonas. (1996), Design of Low Tailwater Riprap Basins for Storm Sewer Pipe Outlets, Flood Hazard News.

⁸⁶ Stevens, M.A. and B.R. Urbonas. (1996), Design of Low Tailwater Riprap Basins for Storm Sewer Pipe Outlets, Flood Hazard News 26(1)11-14.

 EDISON ALBERTO HEREDIA CALDERON Elaborado: Dr. Ing. Edison Heredia Consultor	 JOSE FERNANDO CALLE ZARUMA Revisado: Ing. José Calle Z Supervisor del contrato
 SHUBERT HERNAN ROSEDO OJEDA Aprobado: Ing. Shubert Rosero Administrador del contrato	 VICTOR HENRY USHINA PILLAJO Visto Bueno: Ing. Víctor Ushiña Jefe Departamento Ingeniería de Proyectos



Ing. Hugo Del Pozo Barrezueta
DIRECTOR

Quito:
Calle Mañosca 201 y Av. 10 de Agosto
Telf.: 3941-800
Exts.: 3131 - 3134

www.registroficial.gob.ec

IM/FA

El Pleno de la Corte Constitucional mediante Resolución Administrativa No. 010-AD-CC-2019, resolvió la gratuidad de la publicación virtual del Registro Oficial y sus productos, así como la eliminación de su publicación en sustrato papel, como un derecho de acceso gratuito de la información a la ciudadanía ecuatoriana.

"Al servicio del país desde el 1º de julio de 1895"

El Registro Oficial no se responsabiliza por los errores ortográficos, gramaticales, de fondo y/o de forma que contengan los documentos publicados, dichos documentos remitidos por las diferentes instituciones para su publicación, son transcritos fielmente a sus originales, los mismos que se encuentran archivados y son nuestro respaldo.